Hormigón estructural

CONTENIDO GENRAL

CAPÍTULO 1 — GENERALIDADES
CAPÍTULO 2 — NOTACIÓN Y TERMINOLOGÍA
CAPÍTULO 3 — NORMAS CITADAS
CAPÍTULO 4 — REQUISITOS PARA SISTEMAS ESTRUCTURALES
CAPÍTULO 5 — CARGAS
CAPÍTULO 6 — ANÁLISIS ESTRUCTURAL
CAPÍTULO 7 — LOSAS EN UNA DIRECCIÓN
CAPÍTULO 8 — LOSAS EN DOS DIRECCIONES
CAPÍTULO 9 — VIGAS
CAPÍTULO 10 — COLUMNAS
CAPÍTULO 11 — MUROS
CAPÍTULO 12 — DIAFRAGMAS
CAPÍTULO 13 — FUNDACIONES
CAPÍTULO 14 — HORMIGÓN SIMPLE
CAPÍTULO 15 — NUDOS VIGA-COLUMNA Y LOSA-COLUMNA
CAPÍTULO 16 — CONEXIONES ENTRE ELEMENTOS
CAPÍTULO 17 — ANCLAJE AL HORMIGÓN
CAPÍTULO 18 — ESTRUCTURAS SISMO RESISTENTES
CAPÍTULO 19 — REQUISITOS DE DISEÑO Y DURABILIDAD DEL HORMIGÓN
CAPÍTULO 20 — ARMADURAS, PROPIEDADES, DURABILIDAD Y EMBEBIDOS
CAPÍTULO 21 — FACTORES DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA
CAPÍTULO 22 — RESISTENCIA DE LAS SECCIONES DE LOS ELEMENTOS
CAPÍTULO 23 — MÉTODO DE BIELAS Y TIRANTES
CAPÍTULO 24 — REQUISITOS DE FUNCIONAMIENTO
CAPÍTULO 25 — DETALLES DE LAS ARMADURAS
CAPÍTULO 26 — DOCUMENTOS DE CONSTRUCCIÓN E INSPECCIÓN
CAPÍTULO 27 — EVALUACIÓN DE LA RESISTENCIA DE ESTRUCTURAS EXISTENTES
REFERENCIAS DEL COMENTARIO
ANEXO A — INFORMACIÓN SOBRE LOS ACEROS DE LAS ARMADURAS
ANEXO B — PÉRDIDAS DE PRETENSADO
ANEXO C — EQUIVALENCIA ENTRE EL SISTEMA MÉTRICO SI Y EL SISTEMA MÉTRICO MKS, DE LAS ECUACIONES NO HOMOGÉNEAS DE LA NORMA

Documento en estudio

ÍNDICE

CAPÍTULO 1 — GENERALIDADES 1

1.1 OBJETO Y CAMPO DE APLICACIÓN 1
1.1.1 Validez 1
1.1.2 Exclusión 2
1.2 MATERIALES, ELEMENTOS Y SISTEMAS CONSTRUCTIVOS NO CONTEMPLADOS 2
1.3 UNIDADES 3
1.4 CONTROL DEL PROYECTO 3
1.4.1 Generalidades 3
1.4.2 Presentación del proyecto 3
1.4.3 Sello de conformidad 6
1.5 DOCUMENTACIÓN DEL PROYECTO 6
1.5.1 Generalidades 6
1.5.2 Estudios preliminares 7
1.5.3 Memoria Descriptiva 7
1.5.4 Planos y planillas 8
1.5.5 Pliego de especificaciones 9
1.5.6 Cómputos métricos y/o mediciones 10
1.6 RESPONSABILIDAD TÉCNICA DE LA OBRA 10
1.6.1 Objetivo 10
1.6.2 Proyectista, calculista o diseñador estructural 10
1.6.3 Supervisor de obra 11
1.6.4 Superintendente de obra 11
1.7 DOCUMENTACIÓN TÉCNICA FINAL DE OBRA 12
1.7.1 Objetivo 12
1.7.2 Elaboración de la documentación técnica final, conforme obra 12
1.7.3 Composición de la documentación técnica final, conforme a obra 12
1.7.4 Destino de la documentación técnica final, conforme a obra 13
1.8 APROBACIÓN DE SISTEMAS ESPECIALES DE DISEÑO, CONSTRUCCIÓN O DE MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN ALTERNATIVOS 13

CAPÍTULO 2 — NOTACIÓN Y TERMINOLOGÍA 14

2.1 ALCANCE 14
2.2 ALFABETO LATINO 14
2.2.1 Notación de la especificación 14
2.2.2 Notación de los comentarios 24
2.3 ALFABETO GRIEGO 25
2.3.1 Notación de la especificación 25
2.3.2 Notación de los comentarios 29
2.4 TERMINOLOGÍA 29

CAPÍTULO 3 — NORMAS CITADAS 44

3.1 ALCANCE 44
3.1.1 Generalidades 44
3.2 NORMAS BOLIVIANAS (NB) 44
3.3 NORMAS INTERNACIONALES 45
3.3.1 American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) 45
3.3.2 American Concrete Institute (ACI) 45
3.3.3 American Society of Civil Engineers (ASCE) 46
3.3.4 American Society for Testing and Materials (ASTM) 46
3.3.5 American Welding Society (AWS) 48

CAPÍTULO 4 — REQUISITOS PARA SISTEMAS ESTRUCTURALES 49

4.1 ALCANCE 49
4.2 MATERIALES 49
4.2.1 Propiedades del hormigón 49
4.2.2 Propiedades de las armaduras 49

Documento en estudio

4.3 CARGAS DE DISEÑO 49
4.4 SISTEMA ESTRUCTURAL Y TRAYECTORIAS DE CARGA 49
4.4.1 Sistema estructural 49
4.4.2 Diseño de elementos 50
4.4.3 Otros diseños de elementos 50
4.4.4 Cargas y trayectorias 50
4.4.5 Cambios de volumen y asentamientos 50
4.4.6 Sistema resistente ante fuerzas sísmicas 51
4.4.7 Diafragmas 52
4.5 ANÁLISIS ESTRUCTURAL 53
4.5.1 Procedimientos 53
4.5.2 Otros procedimientos 53
4.6 RESISTENCIA 53
4.6.1 Resistencia de diseño 53
4.6.2 Resistencia requerida 54
4.7 FUNCIONAMIENTO 55
4.7.1 Evaluación del desempeño 55
4.7.2 Elementos estructurales 55
4.8 DURABILIDAD 55
4.8.1 Mezclas de hormigón 55
4.8.2 Armadura 55
4.9 SUSTENTABILIDAD 56
4.9.1 Documentos de construcción 56
4.9.2 Precedencia 56
4.10 INTEGRIDAD ESTRUCTURAL 56
4.10.1 Generalidades 56
4.10.2 Requisitos mínimos de integridad estructural 56
4.11 RESISTENCIA AL FUEGO 57
4.11.1 Requisitos 57
4.11.2 Recubrimientos 57
4.12 REQUISITOS PARA TIPOS ESPECÍFICOS DE CONSTRUCCIÓN 57
4.12.1 Sistemas de hormigón prefabricado 57
4.12.2 Sistemas de hormigón pretensado 58
4.12.3 Elementos a flexión de hormigón compuesto 58
4.12.4 Construcción compuesta en acero y hormigón 59
4.12.5 Sistemas de hormigón estructural simple 59
4.13 CONSTRUCCIÓN E INSPECCIÓN 59
4.13.1 Especificaciones 59
4.13.2 Inspección 59
4.14 EVALUACIÓN DE LA RESISTENCIA DE ESTRUCTURAS EXISTENTES 59

CAPÍTULO 5 — CARGAS 60

5.1 ALCANCE 60
5.2 GENERALIDADES 60
5.2.1 Las cargas 60
5.2.2 Diseño sísmico 60
5.2.3 Reducciones de carga viva 61
5.3 COMBINACIONES Y FACTORES DE CARGA 62
5.3.1 Combinaciones de cargas 62
5.3.2 Otras cargas 63
5.3.3 Carga viva L 64
5.3.4 Aplicación de la carga viva *L* 64
5.3.5 Acción del viento W 64
5.3.6 Solicitaciones impuestas 64
5.3.7 Carga de fluidos 65
5.3.8 Empuje lateral del suelo 65
5.3.9 Inundaciones y cargas de hielo 66
5.3.10 Granizadas 66
5.3.11 Reacciones por pretensado 66

Documento en estudio

5.3.12 Zona de anclajes de postesado 66

CAPÍTULO 6 — ANÁLISIS ESTRUCTURAL 67

6.1 ALCANCE 67
6.2 GENERALIDADES 67
6.2.1 Modelización matemática 67
6.2.2 Efectos máximos 68
6.2.3 Métodos de análisis 68
6.2.4 Métodos de análisis adicionales 68
6.2.5 Elementos robustos 69
6.2.6 Efectos de esbeltez 70
6.3 Suposiciones para definir el modelo 71
6.3.1 Generalidades 71
6.3.2 Geometría de las vigas T 73
6.4 DISPOSICIÓN DE LA CARGA VIVA 75
6.4.1 Cargas gravitacionales 75
6.4.2 Losas en una dirección y vigas 75
6.4.3 Losas en dos direcciones 75
6.5 MÉTODO DE ANÁLISIS SIMPLIFICADO PARA VIGAS CONTINUAS NO PRETENSADAS Y LOSAS EN UNA DIRECCIÓN 76
6.5.1 Limitaciones 76
6.5.2 Cargas gravitacionales 76
6.5.3 Redistribución de momentos 77
6.5.4 Cálculo de cortante 77
6.5.5 Momentos de niveles de piso 78
6.6 ANÁLISIS DE PRIMER ORDEN 78
6.6.1 Generalidades 78
6.6.2 Modelos para elementos y sistemas estructurales 78
6.6.3 Propiedades de las secciones 79
6.6.4 Efectos de la esbeltez, método de magnificación de momentos 82
6.6.5 Redistribución de momentos en elementos continuos a flexión 89
6.7 ANÁLISIS ELÁSTICO DE SEGUNDO ORDEN 91
6.7.1 Generalidades 91
6.7.2 Propiedades de la sección 92
6.8 ANÁLISIS INELÁSTICO DE SEGUNDO ORDEN 92
6.8.1 Generalidades 92
6.9 ACEPTACIÓN DE ANÁLISIS UTILIZANDO ELEMENTOS FINITOS 93
6.9.1 Generalidades 93
6.9.2 Modelo apropiado 93
6.9.3 Análisis para cada combinación de cargas 94
6.9.4 Confirmación de resultados 94
6.9.5 Dimensiones de los elementos 94
6.9.6 Redistribución de momentos 94

CAPÍTULO 7 — LOSAS EN UNA DIRECCIÓN 95

7.1 ALCANCE 95
7.1.1 Aplicación 95
7.2 GENERALIDADES 95
7.2.1 Efectos de cargas y aberturas 95
7.2.2 Materiales 95
7.2.3 Conexiones a otros elementos 95
7.3 LÍMITES DE DISEÑO 96
7.3.1 Espesor mínimo de la losa 96
7.3.2 Límites para las deflexiones calculadas 96
7.3.3 Límite para la deformación unitaria de la armadura en losas no pretensadas 97
7.3.4 Límites para las tensiones en losas pretensadas 97
7.4 RESISTENCIA REQUERIDA 97
7.4.1 Generalidades 97
7.4.2 Momento mayorado 97

Documento en estudio

7.4.3 Cortante mayorado 97
7.5 RESISTENCIA DE DISEÑO 98
7.5.1 Generalidades 98
7.5.2 Momento 98
7.5.3 Cortante 98
7.6 LÍMITES DE LA ARMADURA 99
7.6.1 Armadura mínima a flexión en losas no pretensadas 99
7.6.2 Armadura mínima a flexión en losas pretensada 99
7.6.3 Armadura mínima a cortante 99
7.6.4 Armadura mínima para retracción y temperatura 100
7.7 DETALLES DE LAS ARMADURAS 101
7.7.1 Generalidades 101
7.7.2 Espaciamiento de la armadura 102
7.7.3 Armadura a flexión en losas no pretensadas 102
7.7.4 Armadura a flexión en losas pretensadas 104
7.7.5 Armadura a cortante 105
7.7.6 Armadura de retracción y temperatura 105

CAPÍTULO 8 — LOSAS EN DOS DIRECCIONES 106

8.1 ALCANCE 106
8.1.1 Aplicación 106
8.2 GENERALIDADES 107
8.2.1 Diseño 107
8.2.2 Cargas concentradas y aberturas 107
8.2.3 Losas pretensadas 107
8.2.4 Ábacos 107
8.2.5 Ábaco de cortante 108
8.2.6 Materiales 108
8.2.7 Conexiones a otros elementos 108
8.3 LÍMITES DE DISEÑO 108
8.3.1 Espesor mínimo de la losa 108
8.3.2 Límites para la deflexión calculada 110
8.3.3 Límite de la deformación unitaria de la armadura en losas no pretensadas 111
8.3.4 Límites de las tensiones en losas pretensadas 111
8.4 RESISTENCIA REQUERIDA 111
8.4.1 Generalidades 111
8.4.2 Momento mayorado 112
8.4.3 Cortante mayorado en una dirección 115
8.4.4 Cortante mayorado en dos direcciones. 115
8.5 RESISTENCIA DE DISEÑO 118
8.5.1 Generalidades 118
8.5.2 Momento 118
8.5.3 Cortante 118
8.5.4 Aberturas en los sistemas de losas 119
8.6 LÍMITES DE LA ARMADURA 119
8.6.1 Armadura mínima a flexión en losas no pretensadas 119
8.6.2 Armadura mínima a flexión en losas pretensadas 120
8.7 DETALLADO DE LA ARMADURA 123
8.7.1 Generalidades 123
8.7.2 Espaciamiento de la armadura para flexión 123
8.7.3 Restricciones en las esquinas de las losas 124
8.7.4 Armadura para flexión en losas no pretensadas 125
8.7.5 Armadura a flexión en losas pretensadas 128
8.7.6 Armadura de cortante – Estribos 130
8.7.7 Armadura de cortante – Pernos con cabeza 133
8.8 SISTEMA RETICULAR DE VIGUETAS EN DOS DIRECCIONES NO PRETENSADAS 134
8.8.1 Generalidades 134
8.8.2 Sistema de viguetas con aligeramientos estructurales 135
8.8.3 Sistema de viguetas con otros aligeramientos 136

Documento en estudio

8.9 CONSTRUCCIÓN DE LOSAS IZADAS 136
8.9.1 Losas izadas 136
8.10 MÉTODO DE DISEÑO DIRECTO 136
8.10.1 Generalidades 137
8.10.2 Limitaciones para el uso del método de diseño directo 138
8.10.3 Momento estático mayorado total del vano 139
8.10.4 Distribución del momento estático total mayorado 140
8.10.5 Momentos mayorados en las franjas de columnas 141
8.10.6 Momentos mayorados en las franjas centrales 143
8.10.7 Momentos mayorados en columnas y muros 143
8.10.8 Cortante mayorado en sistemas de losas con vigas 144
8.11 MÉTODO DEL PÓRTICO EQUIVALENTE 145
8.11.1 Generalidades 145
8.11.2 Pórtico equivalente 145
8.11.3 Vigas-losa 147
8.11.4 Columnas 147
8.11.5 Elementos torsionales 148
8.11.6 Momentos mayorados 149

CAPÍTULO 9 — VIGAS 151

9.1 ALCANCE 151
9.1.1 Aplicación 151
9.2 GENERALIDADES 151
9.2.1 Materiales 151
9.2.2 Conexión a otros elementos 151
9.2.3 Estabilidad 151
9.2.4 Sistema de vigas T 152
9.3 LÍMITES DE DISEÑO 153
9.3.1 Altura mínima de la viga 153
9.3.2 Límites de las deflexiones calculadas 154
9.3.3 Límite de la deformación unitaria de la armadura en vigas no pretensadas 154
9.3.4 Límites de las tensiones en vigas pretensadas 154
9.4 RESISTENCIA REQUERIDA 155
9.4.1 Generalidades 155
9.4.2 Momento mayorado 155
9.4.3 Cortante mayorado 155
9.4.4 Torsión mayorada 157
9.5 RESISTENCIA DE DISEÑO 157
9.5.1 Generalidades 157
9.5.2 Momento 158
9.5.3 Cortante 158
9.5.4 Torsión 158
9.6 LÍMITES DE LAS ARMADURAS 160
9.6.1 Armadura mínima para flexión en vigas no pretensadas 160
9.6.2 Armadura mínima para flexión en vigas pretensadas 161
9.6.3 Armadura mínima a cortante 162
9.6.4 Armadura mínima para torsión 164
9.7 DETALLADO DE LAS ARMADURAS 165
9.7.1 Generalidades 165
9.7.2 Espaciamiento de la armadura 165
9.7.3 Armadura a flexión en vigas no pretensadas 166
9.7.4 Armaduras a flexión en vigas pretensadas 171
9.7.5 Armadura longitudinal a torsión 171
9.7.6 Armadura transversal 172
9.7.7 Armadura de integridad estructural de vigas construidas en sitio 175
9.8 SISTEMAS DE VIGUETAS EN UNA DIRECCIÓN NO PRETENSADAS 177
9.8.1 Generalidades 177
9.8.2 Sistemas de viguetas con rellenos estructurales 178
9.8.3 Sistemas de viguetas con otros rellenos 178

Documento en estudio

9.9 VIGAS DE GRAN ALTURA 178
9.9.1 Generalidades 178
9.9.2 Limites dimensionales 179
9.9.3 Límites de las armaduras 179
9.9.4 Detallado de la armadura 179

CAPÍTULO 10 — COLUMNAS 181

10.1 ALCANCE 181
10.1.1 Aplicación 181
10.1.2 Pedestales 181
10.2 GENERALIDADES 181
10.2.1 Materiales 181
10.2.2 Columnas compuestas 181
10.2.3 Conexión con otros miembros 181
10.3 LÍMITES DE DISEÑO 182
10.3.1 Límites dimensionales 182
10.4 RESISTENCIA REQUERIDA 183
10.4.1 Generalidades 183
10.4.2 Fuerza axial y momento mayorados 183
10.5 RESISTENCIA DE DISEÑO 183
10.5.1 Generalidades 183
10.5.2 Fuerza axial y momento 184
10.5.3 Cortante 184
10.5.4 Torsión 184
10.6 LÍMITES DE LA ARMADURAS 184
10.6.1 Armadura longitudinal mínima y máxima 184
10.6.2 Armadura mínima para cortante 185
10.7 DETALLADO DE LA ARMADURA 186
10.7.1 Generalidades 186
10.7.2 Espaciamiento de la armadura 186
10.7.3 Armadura longitudinal 186
10.7.4 Barras longitudinales dobladas por cambio de sección 186
10.7.5 Empalmes de la armadura longitudinal 187
10.7.6 Armadura trasversal 190

CAPÍTULO 11 — MUROS 193

11.1 ALCANCE 193
11.1.1 Clases de muros 193
11.1.2 Muros especiales 193
11.1.3 Muros de hormigón simple 193
11.1.4 Muros de contención en voladizo 193
11.1.5 Muros de cimentación 193
11.2 GENERALIDADES 194
11.2.1 Materiales 194
11.2.2 Conexión a otros miembros 194
11.2.3 Distribución de la carga 194
11.2.4 Elementos que interceptan 194
11.3 LÍMITES DE DISEÑO 194
11.3.1 Espesor mínimo de muros 194
11.4 RESISTENCIA REQUERIDA 195
11.4.1 Generalidades 195
11.4.2 Fuerza axial y momento mayorados 195
11.4.3 Cortante mayorado 196
11.5 RESISTENCIA DE DISEÑO 196
11.5.1 Generalidades 196
11.5.2 Carga axial y flexión dentro y fuera del plano 196
11.5.3 Carga axial y flexión fuera del plano — método simplificado de diseño 196
11.5.4 Fuerza cortante en el plano del muro 198

Documento en estudio

11.5.5 Cortante fuera del plano 199
11.6 LÍMITES DE LAS ARMADURA 199
11.7 DETALLADO DE LAS ARMADURAS 201
11.7.1 Generalidades 201
11.7.2 Espaciamiento de la armadura longitudinal 201
11.7.3 Espaciamiento de la armadura horizontal 202
11.7.4 Apoyo lateral de la armadura longitudinal 202
11.7.5 Armadura alrededor de aberturas 202
11.8 MÉTODO ALTERNATIVO PARA EL ANÁLISIS FUERA DEL PLANO DE MUROS ESBELTOS 203
11.8.1 Generalidades 203
11.8.2 Modelización 203
11.8.3 Momento mayorado 203
11.8.4 Deflexión fuera del plano — cargas de servicio 204

CAPÍTULO 12 — DIAFRAGMAS 206

12.1 ALCANCE 206
12.1.1 Requisitos generales 206
12.1.2 Categorías de diseño sísmico 206
12.2 GENERALIDADES 207
12.2.1 Fuerzas que se consideran 207
12.2.2 Materiales 209
12.3 LÍMITES DE DISEÑO 209
12.3.1 Espesor mínimo de diafragmas 209
12.4 RESISTENCIA REQUERIDA 209
12.4.1 Generalidades 209
12.4.2 Modelación y análisis del diafragma 210
12.5 RESISTENCIA DE DISEÑO 213
12.5.1 Generalidades 213
12.5.2 Momento y fuerza axial 215
12.5.3 Cortante 217
12.5.4 Colectores 219
12.6 LÍMITES DE LAS ARMADURAS 221
12.6.1 Retracción y temperatura 221
12.6.2 Losas de piso o cubierta 221
12.6.3 Distribución de la armadura 221
12.7 DETALLADO DE LA ARMADURA 221
12.7.1 Generalidades 221
12.7.2 Espaciamiento de la armadura 222
12.7.3 Armadura de diafragmas y colectores 222

CAPÍTULO 13 — FUNDACIONES 223

13.1 ALCANCE 223
13.1.1 Disposición general 223
13.1.2 Exclusión 224
13.2 GENERALIDADES 224
13.2.1 Materiales 224
13.2.2 Conexión a otros elementos 224
13.2.3 Efectos sísmicos 224
13.2.4 Losas sobre el terreno 225
13.2.5 Hormigón simple 225
13.2.6 Criterio de diseño 225
13.2.7 Secciones críticas para fundaciones superficiales y cabezales de pilotes 227
13.2.8 Anclaje de la armadura en fundaciones superficiales y cabezales de pilotes 228
13.3 FUNDACIONES SUPERFICIALES 229
13.3.1 Generalidades 229
13.3.2 Fundaciones superficiales en una dirección 229
13.3.3 Zapatas aisladas en dos direcciones 229
13.3.4 Zapatas combinadas en dos direcciones y losas de fundación 230

Documento en estudio

13.3.5 Muros como vigas sobre el terreno 230
13.4 FUNDACIONES PROFUNDAS 231
13.4.1 Generalidades 231
13.4.2 Cabezales de pilotes 231
13.4.3 Elementos de fundaciones profundas 232
CAPÍTULO 14 — HORMIGÓN SIMPLE 233
14.1 ALCANCE 233
14.1.1 Disposición general 233
14.1.2 Pilas y pilotes 233
14.1.3 Uso del hormigón simple 233
14.1.4 Categorías de diseño sísmico 233
14.1.5 Exclusión 234
14.2 GENERALIDADES 234
14.2.1 Materiales 234
14.2.2 Conexiones a otros elementos 234
14.2.3 Prefabricados 235
14.3 LÍMITES DE DISEÑO 235
14.3.1 Muros de carga 235
14.3.2 Zapatas 236
14.3.3 Pedestales 236
14.3.4 Juntas de contracción y dilatación 236
14.4 RESISTENCIA REQUERIDA 237
14.4.1 Generalidades 237
14.4.2 Muros 237
14.4.3 Zapatas 238
14.5 RESISTENCIA DE DISEÑO 239
14.5.1 Generalidades 239
14.5.2 Flexión 240
14.5.3 Compresión axial 240
14.5.4 Flexión y carga axial de compresión 240
14.5.5 Cortante 240
14.5.6 Aplastamiento 242
14.6 DETALLES DE LAS ARMADURAS 242
CAPÍTULO 15 — NUDOS VIGA-COLUMNA Y LOSA-COLUMNA 243
15.1 ALCANCE 243
15.2 GENERALIDADES 243
15.2.1 Transmisión de fuerzas axiales 243
15.2.2 Fuerzas laterales 243
15.2.3 Transmisión de momentos 243
15.2.4 Nudo viga-columna restringido 243
15.2.5 Nudo losa-columna restringido 243
15.3 TRANSMISIÓN DE LA FUERZA AXIAL DE LA COLUMNA A TRAVÉS DEL SISTEMA DE PISO 243
15.4 DETALLADO DE LA CONEXIÓN 244
15.4.1 Nudos restringidos 244
15.4.2 Armadura mínima 245
15.4.3 Armadura transversal en nudos 245
15.4.4 Anclaje de la armadura longitudinal 245
CAPÍTULO 16 — CONEXIONES ENTRE ELEMENTOS 246
16.1 ALCANCE 246
16.2 CONEXIONES DE ELEMENTOS PREFABRICADOS 246
16.2.1 Generalidades 246
16.2.2 Resistencia requerida 247
16.2.3 Resistencia de diseño 247
16.2.4 Resistencia mínima de las conexiones y requisitos mínimos de amarres de integridad 248

Documento en estudio

16.2.5 Requisitos para amarres de integridad en estructuras con muros de carga de hormigón prefabricado que tengan tres o más pisos de altura. 249
16.2.6 Dimensiones mínimas de las conexiones de apoyo 251
16.3 CONEXIONES A CIMENTACIONES 252
16.3.1 Generalidades 252
16.3.2 Resistencia requerida 252
16.3.3 Resistencia de diseño. 252
16.3.4 Armadura mínima para las conexiones entre elementos construidos en sitio y la cimentación. 253
16.3.5 Detalles para las conexiones entre elementos construidos en sitio y la cimentación. 254
16.3.6 Detallado de las conexiones entre elementos prefabricados y la cimentación. 255
16.4 TRANSFERENCIA DE LAS FUERZAS DE CORTANTE HORIZONTAL EN ELEMENTOS DE HORMIGÓN COMPUESTO RESISTENTES A FLEXIÓN 255
16.4.1 Generalidades 255
16.4.2 Resistencia requerida 255
16.4.3 Resistencia de diseño 255
16.4.4 Resistencia nominal a cortante horizontal 256
16.4.5 Método alternativo para calcular la resistencia de diseño para cortante horizontal. 257
16.4.6 Armadura mínima para transferir el cortante horizontal. 257
16.4.7 Detallado de la armadura para transferir el cortante horizontal. 258
16.5 MÉNSULAS Y CARTELAS. 258
16.5.1 Generalidades 258
16.5.2 Límites dimensionales. 259
16.5.3 Resistencia requerida 260
16.5.4 Resistencia de diseño 261
16.5.5 Límites de las armaduras 261
16.5.6 Detallado de la armadura 262
CAPÍTULO 17 — ANCLAJE AL HORMIGÓN 265
17.1 ALCANCE 265
17.1.1 Disposición general 265
17.1.2 Exclusión 265
17.1.3 Inclusiones 266
17.1.4 Fatiga e impacto 266
17.2 GENERALIDADES 266
17.2.1 Cargas mayoradas 266
17.2.2 Resistencia de diseño 267
17.2.3 Requisitos de diseño sísmico 267
17.2.4 Anclajes horizontales o inclinados 274
17.2.5 Cargas de tracción 274
17.2.6 Hormigón liviano 275
17.2.7 Resistencia especificada del hormigón 276
17.3 REQUISITOS GENERALES PARA LA RESISTENCIA DE LOS ANCLAJES 276
17.3.1 Disposición general 276
17.3.2 Resistencia nominal 279
17.3.3 Factores de reducción ϕ 281
17.4 REQUISITOS DE DISEÑO PARA CARGAS DE TRACCIÓN 283
17.4.1 Resistencia del acero de un anclaje en tracción 283
17.4.2 Resistencia al arrancamiento del hormigón de un anclaje en tracción 284
17.4.3 Resistencia a la extracción por deslizamiento en tracción de un anclaje preinstalado o pos-instalado de expansión o con sobre-perforación en su base. 291
17.4.4 Resistencia al desprendimiento lateral del hormigón en tracción en un anclaje con cabeza. 293
17.4.5 Resistencia a la adherencia en tracción de anclajes adheridos. 293
17.5 REQUISITOS DE DISEÑO PARA SOLICITACIONES A CORTANTE 299
17.5.1 Resistencia del acero del anclaje sometido a cortante 299
17.5.2 Resistencia al arrancamiento del hormigón de anclajes a cortante 300
17.5.3 Resistencia al desprendimiento del hormigón por cabeceo del anclaje sometido a cortante 311
17.6 INTERACCIÓN DE LAS FUERZAS DE TRACCIÓN Y CORTANTE 312
17.7 DISTANCIAS AL BORDE, ESPACIAMIENTOS Y ESPESORES REQUERIDOS PARA EVITAR LAS FALLAS POR HENDIMIENTO 312

Documento en estudio

17.7.1 Espaciamiento mínimo 313
17.7.2 Anclajes sin torsión 313
17.7.3 Distancia al borde 313
17.7.4 Anclajes que no producen hendimiento ni torsión 314
17.7.5 Distancia efectiva al borde 314
17.7.6 Distancia crítica al borde, c_{ac} 314
17.7.7 Documentos de construcción 315
17.8 INSTALACIÓN E INSPECCIÓN DE LOS ANCLAJES 315
17.8.1 Personal calificado 315
17.8.2 Supervisión 316

CAPÍTULO 18 — ESTRUCTURAS SISMO RESISTENTES 318

18.1 ALCANCE 318
18.1.1 Disposición general 318
18.1.2 Respuesta dúctil e inelástica 318
18.2 GENERALIDADES 319
18.2.1 Sistemas estructurales 319
18.2.2 Análisis y diseño de elementos estructurales 322
18.2.3 Anclaje al hormigón 323
18.2.4 Factores de reducción de la resistencia 323
18.2.5 Hormigón en pórticos especiales resistentes a momento y muros estructurales especiales 324
18.2.6 Armadura en pórticos especiales resistentes a momentos y muros estructurales especiales 324
18.2.7 Empalmes mecánicos en pórticos especiales resistentes a momentos y muros estructurales especiales 325
18.2.8 Empalmes soldados en pórticos especiales resistentes a momentos y muros estructurales especiales 326
18.3 PÓRTICOS ORDINARIOS RESISTENTES A MOMENTO 327
18.3.1 Alcance 327
18.3.2 Vigas 327
18.3.3 Columnas 327
18.4 PÓRTICOS INTERMEDIOS RESISTENTES A MOMENTO 327
18.4.1 Alcance 327
18.4.2 Vigas 328
18.4.3 Columnas 329
18.4.4 Nudos 331
18.4.5 Losas en dos direcciones sin vigas 331
18.5 MUROS ESTRUCTURALES INTERMEDIOS DE HORMIGÓN PREFABRICADO 334
18.5.1 Alcance 334
18.5.2 Generalidades 334
18.6 VIGAS DE PÓRTICOS ESPECIALES RESISTENTES A MOMENTO 334
18.6.1 Alcance 334
18.6.2 Límites dimensionales 335
18.6.3 Armadura longitudinal 336
18.6.4 Armadura transversal 338
18.6.5 Resistencia a cortante 339
18.7 COLUMNAS DE PÓRTICOS ESPECIALES RESISTENTES A MOMENTO 341
18.7.1 Alcance 341
18.7.2 Límites dimensionales 341
18.7.3 Resistencia mínima a flexión de columnas 341
18.7.4 Armadura longitudinal 343
18.7.5 Armadura transversal 343
18.7.6 Resistencia a cortante 348
18.8 NUDOS EN PÓRTICOS ESPECIALES RESISTENTES A MOMENTO 348
18.8.1 Alcance 348
18.8.2 Generalidades 348
18.8.3 Armadura transversal 349
18.8.4 Resistencia a cortante 351
18.8.5 Longitud de anclaje de barras en tracción 352

Documento en estudio

18.9 PÓRTICOS ESPECIALES RESISTENTES A MOMENTO CONSTRUIDOS CON HORMIGÓN PREFABRICADO 353
18.9.1 Alcance 353
18.9.2 Generalidades 355
18.10 MUROS ESTRUCTURALES ESPECIALES 357
18.10.1 Alcance 357
18.10.2 Armadura 357
18.10.3 Fuerzas de diseño 358
18.10.4 Resistencia a cortante 358
18.10.5 Diseño a flexión y fuerza axial 360
18.10.6 Elementos de borde para muros estructurales especiales 361
18.10.7 Vigas de acople 367
18.10.8 Segmento vertical de muro resistente a cortante 370
18.10.9 Juntas de construcción 371
18.10.10 Muros discontinuos 371
18.11 MUROS ESTRUCTURALES ESPECIALES CONSTRUIDOS USANDO HORMIGÓN PREFABRICADO 371
18.11.1 Alcance 371
18.11.2 Generalidades 372
18.12 DIAFRAGMAS Y CERCHAS 372
18.12.1 Alcance 372
18.12.2 Fuerzas de diseño 372
18.12.3 Trayectoria de las fuerzas sísmicas 373
18.12.4 Contrapiso compuesto construido en sitio en losas que actúan como diafragmas 374
18.12.5 Contrapiso no compuesto construido en sitio en losas que actúan como diafragmas 374
18.12.6 Espesor mínimo de diafragmas 374
18.12.7 Armadura 375
18.12.8 Resistencia a flexión 377
18.12.9 Resistencia a cortante 377
18.12.10 Juntas de construcción 379
18.12.11 Cerchas estructurales 379
18.13 CIMENTACIONES 379
18.13.1 Alcance 379
18.13.2 Zapatas, losas de cimentación y cabezales de pilotes 380
18.13.3 Vigas y losas sobre el terreno 380
18.13.4 Pilotes, pilas y cajones de cimentación 381
18.14 ELEMENTOS QUE NO SE ASIGNAN COMO PARTE DEL SISTEMA DE RESISTENCIA ANTE FUERZAS SÍSMICAS 383
18.14.1 Alcance 383
18.14.2 Acciones de diseño 383
18.14.3 Vigas, columnas y nudos vaciados en sitio 383
18.14.4 Vigas y columnas prefabricadas 384
18.14.5 Conexiones losa-columna 385
18.14.6 Segmentos verticales de muro resistente a cortante 385

CAPÍTULO 19 — REQUISITOS DE DISEÑO Y DURABILIDAD DEL HORMIGÓN 387

19.1 ALCANCE 387
19.1.1 Disposición general 387
19.1.2 Mortero de inyección 387
19.2 PROPIEDADES DEL DISEÑO DEL HORMIGÓN 387
19.2.1 Resistencia especificada a la compresión 387
19.2.2 Módulo de elasticidad 388
19.2.3 Módulo de ruptura 388
19.2.4 Hormigón liviano 388
19.3 REQUISITOS DE DURABILIDAD DEL HORMIGÓN 389
19.3.1 Categorías y clases de exposición 390
19.3.2 Requisitos para las mezclas de hormigón 394
19.3.3 Requisitos adicionales para exposición a congelamiento y deshielo 399
19.3.4 Combinación alternativa de materiales cementantes para exposición a los sulfatos 401

Documento en estudio

19.4 REQUISITOS DE DURABILIDAD PARA MORTERO DE INYECCIÓN 401

CAPÍTULO 20 — ARMADURAS, PROPIEDADES, DURABILIDAD Y EMBEBIDOS 402

20.1 ALCANCE 402
20.2 BARRAS Y ALAMBRES NO PRETENSADOS 402
20.2.1 Propiedades de los materiales 402
20.2.2 Propiedades de diseño 405
20.3 BARRAS, ALAMBRES Y TORONES DE PRETENSADO 408
20.3.1 Propiedades de los materiales 408
20.3.2 Propiedades de diseño 409
20.4 ACERO ESTRUCTURAL, TUBOS DE ACERO Y TUBERÍAS PARA COLUMNAS COMPUESTAS 413
20.4.1 Propiedades de los materiales 413
20.4.2 Propiedades de diseño 414
20.5 PERNOS CON CABEZA PARA ARMADURA A CORTANTE 414
20.6 DISPOSICIONES PARA LA DURABILIDAD DEL ACERO DE ARMADURA 415
20.6.1 Recubrimiento de hormigón especificado 415
20.6.2 Armadura recubierta no pretensada 420
20.6.3 Protección contra la corrosión de la armadura de pretensado no adherida 421
20.6.4 Protección contra la corrosión para cables con mortero de inyección 421
20.6.5 Protección contra la corrosión para anclajes, conectores y dispositivos auxiliares de pos-tesado 422
20.6.6 Protección contra la corrosión para cables externos pos-tesados 422
20.7 EMBEBIDOS 422
20.7.1 Resistencia de la estructura 422
20.7.2 Materiales 422
20.7.3 Embebidos de aluminio 423
20.7.4 Armadura 423
20.7.5 Recubrimiento 423

CAPÍTULO 21 — FACTORES DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA 424

21.1 ALCANCE 424
21.2 FACTORES DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA PARA ELEMENTOS DE HORMIGÓN ESTRUCTURAL Y CONEXIONES 424
21.2.1 Factores de reducción ϕ 424
21.2.2 Factores de reducción para flexo-compresión 425
21.2.3 Factores de reducción para elementos pretensados 428
21.2.4 Efecto sísmico 430

CAPÍTULO 22 — RESISTENCIA DE LAS SECCIONES DE LOS ELEMENTOS 432

22.1 ALCANCE 432
22.1.1 Disposición general 432
22.1.2 Regiones de discontinuidad 432
22.1.3 Resistencia de diseño 432
22.2 SUPOSICIONES DE DISEÑO PARA RESISTENCIA A FLEXIÓN Y A CARGA AXIAL 432
22.2.1 Equilibrio y compatibilidad de deformaciones 432
22.2.2 Suposiciones de diseño para el hormigón 433
22.2.3 Suposiciones de diseño para armadura no pretensada 435
22.2.4 Suposiciones de diseño para armadura pretensada 435
22.3 RESISTENCIA A LA FLEXIÓN 435
22.3.1 Generalidades 435
22.3.2 Elementos de hormigón pretensado 435
22.3.3 Elementos de hormigón compuestos 435
22.4 RESISTENCIA AXIAL O RESISTENCIA A FLEXIÓN Y RESISTENCIA AXIAL COMBINADAS 436
22.4.1 Generalidades 436
22.4.2 Resistencia axial a compresión máxima 436
22.4.3 Resistencia axial a tracción máxima 438
22.5 RESISTENCIA A CORTANTE EN UNA DIRECCIÓN 438
22.5.1 Generalidades 438

Documento en estudio

22.5.2 Suposiciones geométricas 439
22.5.3 Límites a la resistencia de los materiales 440
22.5.4 Elementos compuestos de hormigón 440
22.5.5 V_c para elementos no pretensados sin fuerza axial. 441
22.5.6 V_c para elementos no pretensados con compresión axial. 441
22.5.7 V_c para elementos no pretensados con tracción axial significativa 442
22.5.8 V_c para elementos pretensados 442
22.5.9 V_c para elementos pre-tesados en regiones de fuerza de pretensado reducida 446
22.5.10 Armadura para cortante en una dirección. 447
22.6 RESISTENCIA A CORTANTE EN DOS DIRECCIONES (PUNZONAMIENTO) 449
22.6.1 Generalidades 449
22.6.2 Altura efectiva 450
22.6.3 Límites a la resistencia de los materiales. 450
22.6.4 Secciones críticas para elementos en dos direcciones 451
22.6.5 Resistencia a cortante en dos direcciones proporcionada por el hormigón. 453
22.6.6 Cortante máximo para elementos en dos direcciones con armadura a cortante. 456
22.6.7 Resistencia a cortante en dos direcciones proporcionada por estribos con una o varias ramas. 456
22.6.8 Resistencia a cortante en dos direcciones proporcionado por pernos con cabeza. 457
22.6.9 Requisitos para el diseño de elementos en dos direcciones con cabezas de cortante 457
22.7 RESISTENCIA A TORSIÓN 462
22.7.1 Generalidades 463
22.7.2 Límites a la resistencia de los materiales 464
22.7.3 Momento torsional mayorado 464
22.7.4 Umbral de torsión 466
22.7.5 Torsión de fisuración 466
22.7.6 Resistencia a torsión 467
22.7.7 Límites para secciones transversales 469
22.8 APLASTAMIENTO. 471
22.8.1 Generalidades 471
22.8.2 Resistencia requerida 471
22.8.3 Resistencia de diseño 471
22.9 CORTANTE POR FRICCIÓN 473
22.9.1 Generalidades 473
22.9.2 Resistencia requerida 474
22.9.3 Resistencia de diseño 474
22.9.4 Resistencia nominal a cortante 475
22.9.5 Detallado de la armadura para cortante por fricción 477

CAPÍTULO 23 — MÉTODO DE BIELAS Y TIRANTES 478

23.1 ALCANCE 478
23.1.1 Disposición general 478
23.1.2 Elementos estructurales 478
23.2 GENERALIDADES 479
23.2.1 Modelo 479
23.2.2 Geometría de la cercha idealizada 480
23.2.3 Modelos 481
23.2.4 Equilibrio de fuerzas 481
23.2.5 Ubicación de los tirantes 481
23.2.6 Superposición de las bielas 482
23.2.7 Ángulo entre los ejes 484
23.2.8 Vigas de gran altura 484
23.2.9 Ménsulas y cartelas 484
23.3 RESISTENCIA DE DISEÑO 484
23.3.1 Combinación de cargas 484
23.3.2 Factor de resistencia 484
23.4 RESISTENCIA DE LAS BIELAS 484
23.4.1 Resistencia nominal 484
23.4.2 Resistencia efectiva del hormigón 485

Documento en estudio

23.4.3 Cálculo de la resistencia efectiva del hormigón 485
23.4.4 Armadura confinada 486
23.5 ARMADURA QUE ATRAVIESA LAS BIELAS EN FORMA DE BOTELLA 487
23.5.1 Armadura en las bielas 487
23.5.2 Armadura requerida 487
23.5.3 Cálculo de la armadura 487
23.6 ARMADURA DE LA BIELA 488
23.6.1 Armadura de compresión 488
23.6.2 Anclaje de la armadura de la biela 488
23.6.3 Estribos cerrados 488
23.6.4 Espirales o zunchos 489
23.7 RESISTENCIA DE LOS TIRANTES 489
23.7.1 Armadura de los tirantes 489
23.7.2 Resistencia nominal 489
23.7.3 Armadura pretensada 489
23.8 DETALLADO DEL ARMADURA DE LOS TIRANTES 489
23.8.1 Eje de las armaduras 489
23.8.2 Anclaje de las armaduras 490
23.8.3 Anclaje en los nodos 491
23.9 RESISTENCIA DE LAS ZONAS NODALES 491
23.9.1 Resistencia nominal 491
23.9.2 Resistencia efectiva a la compresión del hormigón 492
23.9.3 Armadura de confinamiento 492
23.9.4 Área de las caras del nodo 492
23.9.5 Modelo biela-tirante tridimensional 493

CAPÍTULO 24 — REQUISITOS DE FUNCIONAMIENTO 493

24.1 ALCANCE 493
24.2 DEFLEXIONES DEBIDAS A CARGAS GRAVITACIONALES A NIVEL DE SERVICIO 493
24.2.1 Rigidez adecuada 493
24.2.2 Deflexión máxima admisible 495
24.2.3 Cálculo de deflexiones inmediatas 495
24.2.4 Cálculo de deflexiones dependiente del tiempo 497
24.2.5 Cálculo de las deflexiones de construcción en hormigón compuesto 499
24.3 DISTRIBUCIÓN DE LA ARMADURA A FLEXIÓN EN VIGAS Y LOSAS EN UNA DIRECCIÓN 500
24.3.1 Distribución de la armadura 500
24.3.2 Espaciamiento de la armadura adherida 500
24.3.3 Armadura de un solo cable o barra 502
24.3.4 Alas traccionadas de las vigas Te 502
24.3.5 Espaciamiento de la armadura sometida a fatiga 502
24.4 ARMADURA DE RETRACCIÓN Y TEMPERATURA 502
24.4.1 Losas en una dirección 502
24.4.2 Efectos de T 503
24.4.3 Armadura no pretensada 503
24.4.4 Armadura pretensada 504
24.5 TENSIONES ADMISIBLES EN ELEMENTOS DEL HORMIGÓN PRETENSADO SOMETIDOS A FLEXIÓN 505
24.5.1 Generalidades 505
24.5.2 Clasificación de los elementos pretensados sometidos a flexión. 505
24.5.3 Tensiones admisibles en el hormigón después de la aplicación del pretensado. 507
24.5.4 Tensiones admisibles en el hormigón sometido a compresión bajo cargas de servicio 508

CAPÍTULO 25 — DETALLES DE LAS ARMADURAS 510

25.1 ALCANCE 510
25.1.1 Disposición general 510
25.1.2 Elementos postesados 510
25.2 ESPACIAMIENTO MÍNIMO DE LA ARMADURA 510
25.2.1 Armadura no pretensada paralela colocada en una capa horizontal 510
25.2.2 Armadura no pretensada paralela colocada en varias capas horizontales 510

Documento en estudio

25.2.3 Armadura en columnas 511
25.2.4 Torones de pretesado en el extremo de un elemento 511
25.2.5 Alambres de pretesado en el extremo de un elemento 511
25.2.6 Espaciamiento vertical 511
25.3 GANCHOS ESTÁNDAR, GANCHOS SÍSMICOS, GANCHOS SUPLEMENTARIOS Y DIÁMETRO INTERIOR DE DOBLADO 512
25.3.1 Ganchos para anclaje de barras corrugadas en tracción 512
25.3.2 Diámetro mínimo interior de doblado para armadura transversal 512
25.3.3 Diámetro interior de doblado en malla electrosoldada de alambre 513
25.3.4 Gancho sísmico 514
25.3.5 Gancho suplementario u horquilla 514
25.4 ANCLAJE DE LA ARMADURA 514
25.4.1 Generalidades 514
25.4.2 Anclaje de barras corrugadas y alambres corrugados en tracción 515
25.4.3 Anclaje de ganchos estándar en tracción 519
25.4.4 Anclaje de barras corrugadas con cabeza en tracción 522
25.4.5 Anclaje de las barras corrugadas ancladas mecánicamente en tracción 526
25.4.6 Anclaje de armadura electrosoldado de alambre corrugado en tracción 526
25.4.7 Anclaje de armadura electrosoldada de alambre liso a tracción 528
25.4.8 Anclaje de torones de pretensado de siete alambres a tracción 528
25.4.9 Anclaje de barras corrugadas y alambres corrugados a compresión 531
25.4.10 Reducción de la longitud de anclaje por exceso de armadura 531
25.5 EMPALMES 532
25.5.1 Generalidades 532
25.5.2 Longitudes de empalme por traslapo de barras y alambres corrugados a tracción 533
25.5.3 Longitud de empalme por traslapo a tracción de armadura electrosoldado de alambre corrugado 534
25.5.4 Longitud de empalme por traslapo de armadura electrosoldado de alambre liso a tracción 535
25.5.5 Longitud de empalme por traslapo de barras corrugadas a compresión 536
25.5.6 Empalmes a tope de barras corrugadas a compresión 537
25.5.7 Empalmes soldados y mecánicos de barras corrugadas en tracción o compresión 537
25.6 PAQUETES DE BARRAS 539
25.6.1 Armadura no pretensada 539
25.6.2 Ductos de pos-tesado 540
25.7 ARMADURA TRANSVERSAL 540
25.7.1 Estribos de vigas 540
25.7.2 Estribos de columnas 545
25.7.3 Espirales 548
25.7.4 Estribos cerrados de confinamiento 550
25.8 ANCLAJES Y CONECTORES PARA POS-TESADO 551
25.8.1 Resistencia requerida para anclajes y conectores 551
25.8.2 Ubicación de los anclajes y conectores 551
25.8.3 Fatiga en anclajes y conectores 552
25.8.4 Aprobación para la ubicación de los conectores 552
25.9 ZONAS DE ANCLAJE PARA CABLES DE PRETENSADO 552
25.9.1 Generalidades 552
25.9.2 Resistencia requerida 554
25.9.3 Zona local 554
25.9.4 Zona general 555
25.9.5 Detallado de la armadura 561

CAPÍTULO 26 — DOCUMENTOS DE CONSTRUCCIÓN E INSPECCIÓN 563

26.1 ALCANCE 563
26.2 CRITERIO DE DISEÑO 565
26.3 INFORMACIÓN SOBRE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES 566
26.3.1 Información sobre el diseño: 566
26.4 REQUISITOS PARA LOS MATERIALES Y MEZCLAS DE HORMIGÓN 566
26.4.1 Materiales del hormigón 566
26.4.2 Requisitos para las mezclas de hormigón 569

Documento en estudio

26.4.3 Dosificación de las mezclas de hormigón 573
26.4.4 Documentación de las características de la mezcla de hormigón 575
26.5 PRODUCCIÓN Y COLOCACIÓN DEL HORMIGÓN 576
26.5.1 Producción del hormigón 576
26.5.2 Colocación y consolidación del hormigón 576
26.5.3 Curado del hormigón 578
26.5.4 Requisitos para clima frío 580
26.5.5 Requisitos para clima cálido 581
26.5.6 Juntas de construcción, contracción y dilatación 582
26.5.7 Construcción de los elementos de hormigón 583
26.6 MATERIALES DE ARMADURA Y REQUISITOS DE CONSTRUCCIÓN 585
26.6.1 Generalidades 585
26.6.2 Colocación 586
26.6.3 Doblado 588
26.6.4 Soldadura 589
26.7 ANCLAJE AL HORMIGÓN 589
26.7.1 Información sobre el diseño 589
26.7.2 Requisitos de construcción a cumplir: 589
26.8 EMBEBIDOS 592
26.8.1 Información sobre el diseño 592
26.8.2 Requisitos de construcción a cumplir 592
26.9 REQUISITOS ADICIONALES PARA HORMIGÓN PREFABRICADO 592
26.9.1 Información sobre el diseño: 592
26.9.2 Requisitos de construcción a cumplir 593
26.10 REQUISITOS ADICIONALES PARA HORMIGÓN PRETENSADO 594
26.10.1 Información sobre el diseño 594
26.10.2 Requisitos de construcción a cumplir 595
26.11 ENCOFRADOS Y APUNTALAMIENTOS 597
26.11.1 Diseño de encofrados y apuntalamiento 597
26.11.2 Desencofrado 598
26.12 EVALUACIÓN Y ACEPTACIÓN DEL HORMIGÓN 600
26.12.1 Generalidades 600
26.12.2 Frecuencia de los ensayos 601
26.12.3 Criterios para la aceptación de probetas curadas en forma estándar 602
26.12.4 Investigación de los resultados de ensayos con baja resistencia 605
26.12.5 Aceptación del hormigón armado con fibras de acero. 608
26.13 INSPECCIÓN 608
26.13.1 Generalidades 608
26.13.2 Registros de inspección 610
26.13.3 Elementos que requieren inspección 611

CAPÍTULO 27 — EVALUACIÓN DE LA RESISTENCIA DE ESTRUCTURAS EXISTENTES 613

27.1 ALCANCE 613
27.2 GENERALIDADES 613
27.2.1 Cumplimiento de la Norma 613
27.2.2 Evaluación analítica 613
27.2.3 Prueba de carga 614
27.2.4 Continuidad del servicio 614
27.3 EVALUACIÓN ANALÍTICA DE LA RESISTENCIA 614
27.3.1 Verificación de la condición existente 614
27.3.2 Factores de reducción de la resistencia 616
27.4 EVALUACIÓN DE LA RESISTENCIA MEDIANTE PRUEBAS DE CARGA 616
27.4.1 Generalidades 616
27.4.2 Disposición de la carga de prueba y factores de carga 617
27.4.3 Aplicación de la carga de prueba 618
27.4.4 Mediciones de la respuesta 618
27.4.5 Criterio de aceptación 619
27.5 CARGAS DE SERVICIO REDUCIDAS 621
27.5.1 Requisitos para cargas de servicio reducidas 621

Documento en estudio

REFERENCIAS DEL COMENTARIO 622

ANEXO A — INFORMACIÓN SOBRE LOS ACEROS DE LAS ARMADURAS 646

A.1 BARRAS DE ARMADURAS ESTÁNDAR DE LA ASTM 646
A.2 BARRAS DE ARMADURAS COMERCIALES EN BOLIVIA 646
A.3 CABLES DE PRETENSADO ESTÁNDAR DE LA ASTM 647
A.4 CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS DE LOS CABLES DE PRETENSADO 647
A.5 MALLAS ELECTROSOLDADAS DE ALAMBRE ESTÁNDAR DE LA ASTM 648
A.6 MALLAS ELECTROSOLDADAS DE ALAMBRE DE ACUERDO A LA NORMA NB 734 649

ANEXO B — PÉRDIDAS DE PRETENSADO 650

B.1 ALCANCE 650
B.1.1 Generalidades 650
B.1.2 Aplicación a los tipos estructurales 650
B.1.3 Elementos pretensados, compuestos, con losa superior 650
B.1.4 Elementos prefabricados pre-tesados sin losa superior 651
B.1.5 Elementos pos-tesados sin losa superior 652
B.2 PÉRDIDAS DE PRETENSADO 652
B.3 PÉRDIDAS INSTANTÁNEAS 653
B.3.1 Generalidades 653
B.3.2 Fricción 654
B.3.3 Hundimiento de los anclajes 655
B.3.4 Acortamiento Elástico 655
B.4 ESTIMACIÓN APROXIMADA DE LAS PÉRDIDAS DEPENDIENTES DEL TIEMPO 657
B.4.1 Requisitos Generales 657
B.5 ESTIMACIONES REFINADAS DE LAS PÉRDIDAS DEPENDIENTES DEL TIEMPO 658
B.5.1 Requisitos Generales 658
B.5.2 Pérdidas dependientes del tiempo 659
B.5.3 Coeficiente para la Fluencia Lenta y la Retracción del hormigón 660
B.6 CÁLCULO DE LAS PÉRDIDAS EN LA PRIMERA FASE 663
B.6.1 Parámetros de cálculo 663
B.6.2 Pérdida por Retracción del hormigón, 664
B.6.3 Pérdida por Fluencia Lenta del hormigón 664
B.6.4 Relajación 665
B.7 CÁLCULO DE LAS PÉRDIDAS EN LA SEGUNDA FASE DE CONSTRUCCIÓN 666
B.7.1 Parámetros de cálculo 666
B.7.2 Pérdida por Retracción del hormigón, 667
B.7.3 Pérdida por Fluencia Lenta del hormigón 667
B.7.4 Relajación 668
B.7.5 Influencia de la retracción de la losa superior 668
B.8 PÉRDIDAS PARA EL CÁLCULO DE LAS FLECHAS 669

ANEXO C — EQUIVALENCIA ENTRE EL SISTEMA MÉTRICO SI Y EL SISTEMA MÉTRICO MKS, DE LAS ECUACIONES NO HOMOGÉNEAS DE LA NORMA 670

C.1 VALORES DE LAS TENSIONES MÁS FRECUENTES 670
C.2 EXPRESIONES DE LA NORMA 671

Borrador en estudio

Hormigón estructural

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
CAPÍTULO 1 — GENERALIDADES	
1.1 OBJETO Y CAMPO DE APLICACIÓN	**R1.1 OBJETO Y CAMPO DE APLICACIÓN**
1.1.1 Validez	**R1.1.1 Validez**
1.1.1.1 Esta Norma proporciona las prescripciones que deben ser observadas en el diseño, ejecución y control de obras de hormigón estructural (estructuras de hormigón sin armar en masa, armado y pretensado) las que deben ser capaces de resistir las acciones previstas durante los períodos de construcción y de servicio, ofreciendo la seguridad adecuada al uso al que se destinen durante su período de vida útil.	**R1.1.1.1** La presente norma de hormigón estructural ha sido elaborada en base a aportes realizados por ingenieros civiles especialistas en estructuras y a la versión del código ACI 318-2014, "Requisitos de Reglamento para Hormigón Estructural" del American Concrete Institute, del año 2014. El término "hormigón estructural" se usa para referirse a todo hormigón simple o armado usado con fines estructurales. Esto cubre el espectro de usos estructurales del hormigón desde el simple hasta el hormigón con armadura no pretensada, con acero de pretensado, o secciones compuestas con perfiles de acero o tuberías.
1.1.1.2 Se permite distribuir los momentos en las secciones críticas de las franjas de columna, vigas y franjas centrales de acuerdo con lo establecido por el método de diseño directo presentado en 8.10 siempre y cuando se cumpla con la ecuación (8.10.2.7a).	**R1.1.1.2** Esta Norma puede también servir de base para el diseño y construcción de obras especiales o que vayan a estar expuestas a condiciones particulares (puentes, viaductos, pasarelas peatonales, zonas sísmicas, temperaturas sensiblemente distintas de las normales, etc.). Pero en estos casos debe ser completado o modificado con las normas y/o reglamentaciones específicas aplicables a los mismos o con las medidas o disposiciones, de la autoridad competente, derivadas de las características de la propia obra y/o de su utilización nacional. Cuando se trate del diseño y construcción de puentes, pasarelas peatonales y viaductos se deberán cumplir con las normas siguientes: Para estructuras viales se debe cumplir todas las prescripciones de las especificaciones AASHTO y para estructuras ferroviarias, se debe cumplir todas las prescripciones de la norma AREMA.
1.1.1.3 La Norma cubre todos los tipos usuales de edificaciones. Se pueden utilizar requisitos más estrictos que los contenidos en la presente Norma para construcciones poco comunes. La Norma y su comentario no pueden reemplazar los conocimientos de ingeniería, la experiencia, ni el buen criterio.	

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO

1.1.1.4 Esta Norma prescribe únicamente los requisitos mínimos para proteger la salud y la seguridad del público. Para cualquier estructura, el propietario o el profesional que realiza el diseño estructural pueden exigir materiales o procedimientos constructivos mejores que los mínimos requeridos por esta Norma.

1.1.1.5 La Norma y su Comentario se presentan en una diagramación de dos columnas, donde la columna del lado izquierdo corresponde al texto de la Norma y la del lado derecho al Comentario, alineado con respecto a ella.

1.1.2 Exclusión

R1.1.2 Exclusión

1.1.2.1 Expresamente se excluyen del campo de aplicación de esta Norma:

(Sin comentarios)

- Las estructuras construidas con hormigones especiales, tales como los hormigones pesados y refractarios.
- Las estructuras que tengan que estar expuestas a temperaturas superiores a los 70º C.
- Diseño y construcción de pavimentos y pisos industriales.
- Diseño e instalación de pilotes de hormigón, pilas excavadas y tubulones que quedan enterrados en el suelo, excepto para estructuras asignadas a determinadas categorías de diseño sísmico en el capítulo 18.
- Diseño y construcción de tanques y estanques.
- Diseño y construcción de silos y chimeneas.
- Diseño compuesto de losas de hormigón estructural sobre tableros permanentes de acero (Steel Deck).
- Diseño de cáscaras delgadas y estructuras de placas plegadas de hormigón.

1.1.3 Resistencia mínima del hormigón

R1.1.3 Resistencia mínima del hormigón

1.1.3.1 Para el hormigón estructural, la resistencia especificada f'_c no debe ser inferior a 17 MPa. No se establece un valor máximo para f'_c salvo que se encuentre restringido por alguna disposición específica de la Norma.

(Sin comentarios)

1.2 MATERIALES, ELEMENTOS Y SISTEMAS CONSTRUCTIVOS NO CONTEMPLADOS

R1.2 MATERIALES, ELEMENTOS Y SISTEMAS CONSTRUCTIVOS NO CONTEMPLADOS

1.2.1 La utilización de materiales para la elaboración del hormigón simple, armado y pretensado, así como de elementos o sistemas constructivos no especificados en esta Norma, debe requerir la autorización expresa de la Supervisión y/o de la

(Sin comentarios)

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
Autoridad Reguladora con competencia en la jurisdicción del emplazamiento de la obra.	
1.3 UNIDADES	**R1.3 UNIDADES**
1.3.1 Las unidades que se adoptan, son las del Sistema Internacional de Unidades S.I. prescritas en la Norma Boliviana NB 399.	**R1.3.1** La costumbre generalizada del uso de las unidades MKS, en Bolivia, hace que muchos profesionales observen la necesidad de contar con recursos para trabajar en esas unidades, por ello es que en la versión presente se incluye el nuevo Anexo C "Equivalencia entre el sistema SI y el sistema MKS de las ecuaciones no homogéneas de la norma".
1.4 CONTROL DEL PROYECTO	**R1.4 CONTROL DEL PROYECTO**
1.4.1 Generalidades	A los fines de esta norma se definen las siguientes figuras legales:
Toda estructura de hormigón estructural, ya sea construcción nueva, reconstrucción, readaptación, modificación o ampliación, que se ejecute en el país, de propiedad pública o privada, debe estar necesaria y anteládamente respaldada por un proyecto que hubiese merecido el SELLO DE CONFORMIDAD, previo a la ejecución de la obra y que considere, según su magnitud e importancia, sin perjuicio de cumplir por separado las regulaciones de carácter nacional, departamental y/o municipal, respecto a permisos, aprobaciones y pago de derechos, impuestos y otros.	**Autoridad Reguladora.** Organismo o ente en la jurisdicción municipal en que se encuentra la obra, pública o privada, ejerce el poder de regular, autorizar su ejecución y fiscalizar el desarrollo de la construcción. Esta es la oficina que regula la construcción de edificios en el Gobierno Municipal local, sea para cualquier obra privada o para una obra pública, del gobierno Nacional o Departamental. Es el organismo que provee la autorización para el inicio de la ejecución de la obra y autoriza, también, su puesta en servicio después de que verificó a través de la fiscalización realizada.
1.4.2 Presentación del proyecto	**Propietario, Comitente o Contratante.** Persona natural o jurídica, pública o privada, que encomienda las tareas profesionales del diseño, supervisión y ejecución de la obra.
Los proyectos que contemplen estructuras de hormigón estructural, como parte principal o auxiliar de una obra, como requisito ineludible, deben ser presentados por el autor del proyecto a la Sociedad de Ingenieros de Bolivia en su correspondiente organización departamental, según el lugar en el que vayan a ser construidas las respectivas obras, con la firma del autor principal que hubiera elaborado el proyecto, ya sea para obras del sector público o privado, solicitando el SELLO DE CONFORMIDAD.	El Organismo del Estado, sea del Gobierno Nacional, Gobierno Departamental o Gobierno Municipal que licita y adjudica la obra. En el caso de ser una obra privada, el Contratante es la persona natural o jurídica propietaria del proyecto. **Diseñador o Calculista Estructural.** Profesional Ingeniero Civil con registro profesional vigente, **en la Sociedad de Ingenieros de Bolivia,** autor del proyecto, que asume personalmente la totalidad de la responsabilidad involucrada en el proyecto o diseño de la estructura. **Fiscal de Obra.** Persona natural, capacitada profesionalmente, contratada por el propietario específicamente para representarlo en el seguimiento de una obra

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN **COMENTARIO**

civil, el cual actúa en su nombre y ejerce su representación durante la ejecución técnica administrativa del proyecto, precautelando el cumplimiento de los documentos contractuales de ejecución obra y supervisión, aplicando los principios de moral y ética en todo su accionar.

La figura del profesional encargado de la fiscalización de la obra se encuentra ampliamente detallada en las normas de adquisición de bienes y servicios (NABS) de la ley SAFCO para obras públicas. Este profesional es propio de las obras públicas.

En el caso de obras privadas, esta figura puede ser usada de acuerdo al tamaño del proyecto dependiendo de las disposiciones del contratante.

Nota

En algunos municipios nacionales, para obras privadas, se utiliza el término Director de Obra para denominar al Fiscal de Obra.

Contratista Principal o Empresa Contratista. Persona natural o jurídica adjudicataria de los trabajos, que ha tomado a su cargo la ejecución de la obra y que asume la responsabilidad, ante el contratante, las autoridades públicas y ante terceros, por la ejecución de la obra en los términos que establece la Ley de acuerdo con las especificaciones técnicas, propuesta, plazo y monto detallados en un documento, relacionándolo contractualmente con la entidad contratante.

Cuando para la ejecución de la obra se contrate a una Empresa Constructora, esta debe encontrarse vigente de acuerdo a todas las exigencias de ley y debe poner a disposición de la ejecución de los trabajos al profesional Ingeniero Civil con registro profesional vigente, en la Sociedad de Ingenieros de Bolivia, que funja como Superintendente de obra.

El Contratista principal puede ser una persona natural, que será un Ingeniero Civil con registro vigente, en la Sociedad de Ingenieros de Bolivia, que funja simultáneamente como Superintendente de obra.

Superintendente de Obra Profesional Ingeniero Civil con registro profesional vigente, **en la Sociedad de Ingenieros de Bolivia,** que representa al contratista principal en la obra, a quién debe dirigirse, el supervisor a través del libro de órdenes; así como en cualquier otra correspondencia oficial. Es el responsable de la conducción técnica de la construcción de la obra.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN **COMENTARIO**

Se entiende que, al ser, el contratista principal, una persona natural, este será el Superintendente de Obra que asume toda la responsabilidad técnica y administrativa de la construcción.

La construcción del edificio podrá tener su administración que gerencia toda la obra con respecto al resto de las especialidades de la construcción y estará a cargo de un Fiscal de Obra, que asume la responsabilidad del Gerenciamiento de la Construcción en su conjunto.

Supervisión Técnica. Persona natural o jurídica, adjudicataria del servicio de supervisión del trabajo que realiza una empresa contratista para el contratante. Este servicio consiste en el control, por cuenta del contratante, para asegurarse que la ejecución de una obra civil sea realizada de acuerdo con las condiciones del contrato, planos y las especificaciones técnicas.

En el caso de ser una persona natural, deberá ser un Ingeniero Civil con registro vigente, en la Sociedad de Ingenieros de Bolivia.

Supervisor de Obra. Es el profesional Ingeniero Civil con registro vigente, **en la Sociedad de Ingenieros de Bolivia,** independiente o dependiente de la empresa que realiza un servicio de consultoría de supervisión técnica de una obra a ser ejecutada. El Supervisor de Obra junto con el Superintendente de Obra, son corresponsables de la correcta ejecución de la misma.

Es la autoridad máxima de la misma y el responsable de la aplicación de la norma.

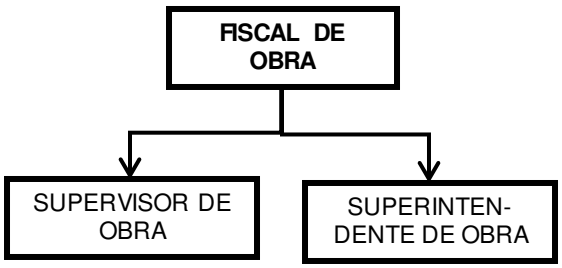


Figura R1.4.2 Organigrama de Obra

Disposiciones legales La actividad profesional del ingeniero y del técnico, está regulada por la Ley del Ejercicio Profesional Nº 1449 y otras disposiciones anexas: arancel profesional y norma de ética.

Los profesionales responsables del proyecto deben tener:

- Título en Provisión Nacional de Ingeniero Civil
- Registro Profesional vigente en la Sociedad de Ingenieros de Bolivia.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN

COMENTARIO

1.4.3 Sello de conformidad

1.4.3.1 La validez de un proyecto de hormigón estructural, se manifiesta por el SELLO DE CONFORMIDAD, que certifica que la documentación técnica cumpla y respete las disposiciones de la presente Norma, y que se expresa mediante un certificado otorgado al Autor del proyecto y el sellado de todos y cada uno de los documentos que constituyen el expediente técnico, con las firmas de los ingenieros civiles especialistas acreditados de la Sociedad de Ingenieros de Bolivia de la departamental correspondiente a la ubicación del proyecto.

R1.4.3 Sello de conformidad

Es el certificado previo por el cual todo proyecto estructural es viable de ser ejecutado y en virtud del que todo el expediente técnico adquiere la calidad de documento público, apto para ser construido después de la respectiva tramitación de su aprobación administrativa ante otros organismos competentes, sean estos de carácter nacional, departamental, municipal, etc., quienes, además, podrán establecer las regulaciones, patentes, impuestos y otros que la ley les faculte.

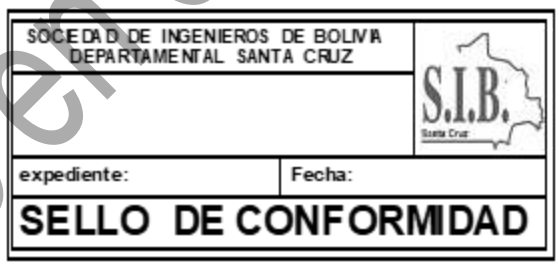


Figura R1.4.3.- Modelo del Sello de conformidad.

El certificado del sello de conformidad que se otorga al Autor del proyecto, deberá contener los datos y condiciones sucintas y generales que tipifican y caracterizan al proyecto, constituyendo además homologación del derecho de propiedad intelectual de su autor, quien asume responsabilidad plena por el proyecto. Una copia de este documento permanecerá en los archivos de la Sociedad de Ingenieros de Bolivia.

El sello de conformidad, será estampado en todos los documentos que integran el expediente técnico, con tinta verde indeleble; las dimensiones del sello serán de 70 mm por 30 mm, y llevará la firma del profesional acreditado de la Sociedad de Ingenieros de Bolivia y tendrá el siguiente formato, cambiando los datos, de la SIB departamental, donde se realice.

1.5 DOCUMENTACIÓN DEL PROYECTO

R1.5 DOCUMENTACIÓN DEL PROYECTO

1.5.1 Generalidades

R1.5.1 Generalidades

Todo proyecto estructural que se refiera a obras nuevas, de reforma, de refuerzo o reparación, comprenderá, como mínimo, los documentos que a continuación se mencionan, referidos al total de sus

(Sin comentarios)

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO

1.5.1.1 posibles etapas; diseño, ejecución y control.

- Estudios PRELIMINARES,
- memoria descriptiva,
- modelo digital de la estructura,
- planos y planillas,
- pliego de especificaciones técnicas,
- cómputos métricos y/o mediciones,

En todos los casos, los distintos documentos que en su conjunto constituyen un anteproyecto, estudio o proyecto de cualquier clase, deben estar definidos en forma tal que otro profesional, distinto del Autor, pueda interpretar o dirigir los trabajos correspondientes, sin dificultad.

1.5.2 Estudios preliminares

1.5.2.1 Para todo proyecto estructural se debe presentar la documentación siguiente:

1. Estudio geotécnico, e hidrogeológico (según corresponda) del suelo, donde se dé razón de clasificación del suelo, perfil estratigráfico, la capacidad de soporte admisible, el nivel freático, escorrentías y recomendaciones.
2. Cuando corresponda análisis químicos del agua y otros materiales de contacto, con la correspondiente interpretación de resultados, para demostrar la ausencia de agresividad, en caso contrario la naturaleza y grado de la acción agresiva, salvo que ya se cuente con experiencia previa de otras obras en la zona.
3. Análisis de las construcciones linderas.

R1.5.2 Estudios preliminares

(Sin comentarios)

1.5.3 Memoria Descriptiva

1.5.3.1 Se indicarán en ella:

1. Las cargas adoptadas de acuerdo a los distintos servicios que presten los ambientes, en sujeción a la norma NB 1225002 y la NB 1225003,
2. coeficientes de seguridad según la norma presente, factores de mayoración de acciones y de reducción de resistencias;
3. hipótesis de cargas y estados de combinación de las mismas, con los factores de seguridad que se tuvieron en cuenta en cada caso,
4. Métodos de cálculo y/o programas de cálculo adoptados.
5. niveles de control previstos y ensayos que deben efectuarse,

R1.5.3 Memoria Descriptiva

R1.5.3.1 La obligatoriedad de colocar una placa, en la obra, en la que se indique la carga máxima para la cual ha sido proyectada la estructura, tiene por objeto llamar la atención de los usuarios sobre esta circunstancia, de forma análoga a como se hace en ascensores y puentes grúas, por ejemplo.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN

6. calidad y propiedades de los materiales a emplear para la ejecución de las estructuras, incluyendo el tipo y/o designación de cada material adoptado.
7. propiedades y características geotécnicas adoptadas.
8. exigencias adicionales a las establecidas en esta Norma cuando se proyecte para una vida útil mayor a 50 años.

1.5.4 Planos y planillas

1.5.4.1 Los planos se ajustarán a las Normas bolivianas de dibujo técnico NB 111001, NB 111002, NB 111003, NB 111004 y NB/ISO 4157, deben ser lo suficientemente descriptivos para la correcta ejecución de la obra, a cuyo efecto se debe poder deducir de ellos los planos auxiliares de obra y las mediciones que sirvan de base para las valoraciones pertinentes.

1.5.4.2 Se elaborarán planos de conjunto y de detalle, necesarios para que la obra quede perfectamente definida.

- planos con las medidas de los distintos elementos estructurales que constituyen la estructura de hormigón y de sus armaduras.
- en caso de emplearse hormigón pretensado, planos con la ubicación, en cada elemento estructural, de las armaduras para su pretensado.

1.5.4.3 Para estructuras de hormigón, las dimensiones, se acotarán en metros, y con dos (2) cifras decimales, los diámetros de las armaduras, tuberías etc., se expresarán en milímetros, sin decimales.

1.5.4.4 Contendrán en su caso, detalles de los dispositivos especiales, tales como los de apoyo y/o de enlace.

COMENTARIO

R1.5.4 Planos y planillas

R1.5.4.1 El formato de las láminas será el que se muestra en la figura R1.5.4.1 (véase la norma NB 723001).

Las prescripciones incluidas acerca de la unidad en que deben expresarse las cotas, tienden a facilitar la rápida comprensión de los planos, así como a simplificar el trabajo de dibujo, ya que permiten prescindir de las indicaciones m, cm, etc.

Cuando se deba acotar un número entero de metros, deberá escribirse, de acuerdo con lo prescrito, la cifra correspondiente, seguida de coma y dos ceros.

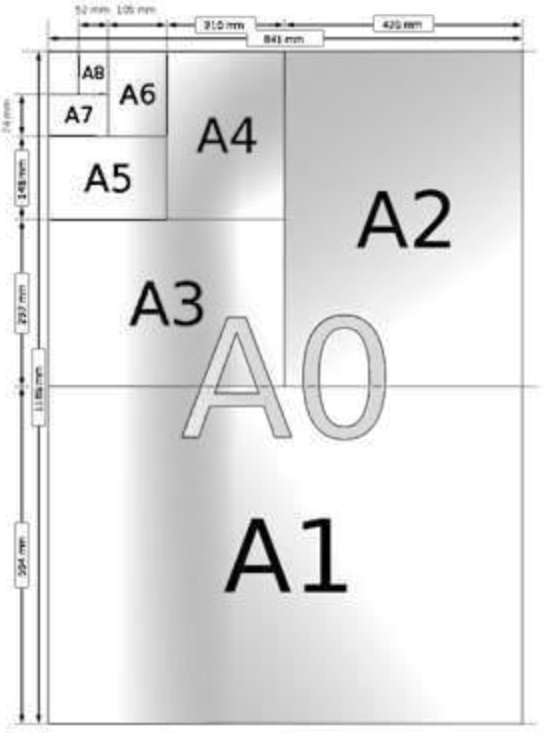


Figura R1.5.4.1 - Formato de papel para los tamaños de planos. (Véase la norma NB 723001)

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO

1.5.4.5 Estos planos, detalles y especificaciones deben incluir:

a) Resistencia especificada a la compresión del hormigón a las edades o etapas de construcción establecidas, para las cuales se diseñó cada parte de la estructura;

b) Resistencia especificada y tipo de acero de la armadura;

c) Tamaño y localización de todos los elementos estructurales, armadura y anclajes;

d) Precauciones por cambios en las dimensiones producidos por fluencia lenta, retracción y temperatura;

e) Magnitud y localización de las fuerzas de pretensado;

f) Longitud de anclaje de la armadura, localización y longitud de los empalmes por traslapo;

g) Tipo y localización de los empalmes soldados y mecánicos de la armadura;

h) Ubicación y detallado de todas las juntas de contracción o expansión especificadas para hormigón simple, en el Capítulo 14;

i) Resistencia mínima a compresión del hormigón en el momento de pretensar;

j) Secuencia de tesado de los cables de pos-tesado;

1.5.4.6 Carga máxima de construcción

Se hará constar el valor máximo de la carga en la etapa de construcción para la cual, de acuerdo con los datos facilitados por el proyectista, se permite la utilización de la estructura.

R1.5.4.6 Carga máxima de construcción

(Sin comentarios)

1.5.4.7 Planillas de fierros

Deberá constar en la planilla el dibujo de la forma de cada una de las piezas que forman las armaduras, con detalle de cantidades, diámetros (d_b), longitudes parciales y totales y pesos parciales y totales.

R1.5.4.7 Planillas de fierros

(Sin comentarios)

1.5.4.8 Planillas de cables

Planilla donde consta la longitud de los cables y su desarrollo en la estructura, en las 3 dimensiones.

R1.5.4.8 Planillas de cables

(Sin comentarios)

1.5.5 Pliego de especificaciones

1.5.5.1 En el pliego de especificaciones técnicas se detallarán; características y calidades de los materiales, los procesos de aceptación de los mismos, los procesos de ejecución y sus controles, en concordancia con la Norma presente.

R1.5.5 Pliego de especificaciones

R1.5.5.1 En cuanto a las prescripciones técnicas de ejecución, bastará normalmente, hacer referencia a los correspondientes párrafos de la norma, completándolos, cuando sea necesario, con aquellas condiciones particulares que se estime oportuno establecer, bien entendido que, en

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
	ningún caso, dichas condiciones particulares podrán resultar incompatibles con lo prescrito en esta norma; salvo clara, razonada y excepcional justificación. Las tolerancias dimensionales deberán ser compatibles con las condiciones de ejecución previstas (véase código ACI 117-10).
1.5.6 Cómputos métricos y/o mediciones **1.5.6.1** En todo proyecto, se deberá incluir un cómputo métrico, y/o medición en su caso, tanto de las cantidades de hormigón y acero que hayan de utilizarse en la construcción de la estructura, como de las excavaciones.	**R1.5.6 Cómputos métricos y/o mediciones** **R1.5.6.1** Se recomienda realizar las mediciones, expresando las unidades de las actividades conforme la Tabla R1.4.6. Al incluir por separado, y con sus precios independientes, el hormigón, el acero y las excavaciones, permite darse cuenta de la importancia relativa del costo de cada uno de estos elementos y, sobre todo, permite valorar justamente cualquier modificación que pueda introducirse en los volúmenes de las distintas unidades de obra. Cuando por circunstancias especiales se considere necesario, en los cómputos métricos podrán incluso detallarse por separado, los datos correspondientes a cada uno de los materiales componentes del hormigón.

Nº	ACTIVIDAD	UNIDAD DE MEDICIÓN
1	Excavaciones y rellenos	metro cúbico (m^3)
2	Hormigones para:	
	Pilotes	metro (m)
	Columnas y vigas	metro cúbico (m^3)
	Losas (de todo tipo)	metro cuadrado (m^2)
	Otros elementos estructurales	metro cúbico (m^3)
3	Armaduras	kilogramo (kg),

1.6 RESPONSABILIDAD TÉCNICA DE LA OBRA	**R1.6 RESPONSABILIDAD TÉCNICA DE LA OBRA**
1.6.1 Objetivo	**R1.6.1 Objetivo**
1.6.1.1 Establecer responsabilidades de los profesionales a cargo del proceso técnico, en la medida de su intervención y prever, también la extinción de las mismas, en la medida que se produzcan modificaciones durante el transcurso de la obra.	**R1.6.1.1** Las responsabilidades de los profesionales involucrados están establecidas en la Ley Nº 1449, del ejercicio profesional del Ingeniero, en cumplimiento de ella y con el objeto de cruzar las responsabilidades es que se establecen las exigencias de la presenta norma.
1.6.2 Proyectista, calculista o diseñador estructural	**R1.6.2 Proyectista, calculista o diseñador estructural**
1.6.2.1 Es el Ingeniero Civil con registro profesional vigente, en la Sociedad de Ingenieros de Bolivia que asume personalmente la totalidad de la	**R1.6.2.1** Diseñador estructural, calculista o proyectista son sinónimos del mismo profesional. La

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
responsabilidad involucrada en el diseño estructural que elaboró y en la aplicación de la Norma.	responsabilidad del diseño estructural le corresponde totalmente, salvo que la modificación de una parte o toda la estructura sean realizadas sin su conocimiento, lo cual significa que la autoría del documento ha cambiado. La responsabilidad del diseñador estructural se refiere a todo lo que realizó en el diseño estructural, todos los trabajos de obra no son de su responsabilidad, salvo que asuma como Supervisor de ella.
1.6.2.2 El profesional asume esa responsabilidad mediante su firma y sello original en la totalidad de los documentos y las copias entregadas como "Diseño Estructural".	
1.6.2.3 Si durante la ejecución de la obra, el diseñador estructural no ejerce la función de Supervisor de la Obra y se realizan modificaciones al diseño estructural original, sin consulta y aceptación expresa por parte del diseñador estructural, la responsabilidad de éste se extingue automáticamente, en el momento de efectuarse la modificación.	
1.6.3 Supervisor de obra	**R1.6.3 Supervisor de obra**
1.6.3.1 Es el Ingeniero Civil con registro profesional vigente, en la Sociedad de Ingenieros de Bolivia, que asume personalmente, la responsabilidad del control técnico por cuenta del Contratante para asegurarse que la ejecución de una obra civil sea realizada de acuerdo con las condiciones del contrato, las especificaciones técnicas y el diseño estructural original. Es la autoridad máxima de la misma y el responsable de la aplicación de la Norma.	*(Sin comentarios)*
1.6.3.2 El Supervisor de obra podrá ser el mismo diseñador estructural y asumirá la responsabilidad de los trabajos como una continuidad de la primera fase de trabajo de diseño estructural.	
1.6.4 Superintendente de obra	**R1.6.4 Superintendente de obra**
1.6.4.1 Es el Ingeniero Civil con registro profesional vigente, en la Sociedad de Ingenieros de Bolivia que asume personalmente, la responsabilidad de la ejecución de la obra de la estructura y de la conducción técnica de la construcción de la obra.	*(Sin comentarios)*
1.6.4.2 La responsabilidad se hará efectiva mediante una declaración expresa en la que manifiesta conocer totalmente el diseño estructural.	

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
1.7 DOCUMENTACIÓN TÉCNICA FINAL DE OBRA	**R1.7 DOCUMENTACIÓN TÉCNICA FINAL DE OBRA**
1.7.1 Objetivo	**R1.7.1 Objetivo**
1.7.1.1 El objetivo fundamental de la Documentación Técnica Final "conforme obra" (as-built), del Proyecto Estructural es la de constituir un antecedente cierto para que el propietario, si es necesario: a) Pueda proyectar modificaciones, ampliaciones y/o refuerzos b) Para analizar las condiciones de seguridad ante cualquier cambio de uso que pueda alterar las hipótesis de cargas del proyecto estructural original.	*(Sin comentarios)*
1.7.2 Elaboración de la documentación técnica final, conforme obra	**R1.7.2 Elaboración de la documentación técnica final, conforme obra**
1.7.2.1 La Documentación técnica final, conforme a obra (as-built) debe ser elaborada por el superintendente de obra y certificada por el supervisor de obra, quien puede incluir a uno o varios especialistas en los rubros en que a su juicio se justifique tal intervención, en cuyo caso su responsabilidad en la certificación es compartida con ellos.	*(Sin comentarios)*
1.7.3 Composición de la documentación técnica final, conforme a obra	**R1.7.3 Composición de la documentación técnica final, conforme a obra**
1.7.3.1 La Documentación técnica final, conforme a obra (as-built) debe contener como mínimo la información completa y actualizada, sobre los mismos puntos especificados en la documentación técnica inicial y la documentación técnica de obra. En el caso que los servicios de control de producción o de aceptación hayan sido subcontratados, se deben agregar las constancias correspondientes.	*(Sin comentarios)*
1.7.3.2 Es facultad del Supervisor de obra incluir información adicional a la exigida en este artículo, que pueda en cualquier medida y a su juicio contribuir al mejor conocimiento de la estructura construida.	
1.7.3.3 La Documentación técnica final estará compuesta, como mínimo, por los documentos siguientes: a) Memoria descriptiva del proyecto. b) Planos conforme a obra (as-built) c) Especificaciones técnicas. d) Libro de órdenes.	

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
e) Correspondencia cursada entre el Contratante, el Supervisor de Obra y el Superintendente de Obra. f) Registros de datos técnicos del desarrollo de obra.	
1.7.4 Destino de la documentación técnica final, conforme a obra	**R1.7.4 Destino de la documentación técnica final, conforme a obra**
1.7.4.1 Como mínimo se deben exigir tres (3) ejemplares auténticos de la documentación técnica final, conforme a obra y tendrán como destino: • **Autoridad Competente.** Para ser incorporada al expediente de la obra. • **Contratante.** Quien la archivará a los fines que correspondan. • **Supervisor de Obra.** Quien debe guardar en su archivo un ejemplar auténtico completo.	*(Sin comentarios)*
1.8 APROBACIÓN DE SISTEMAS ESPECIALES DE DISEÑO, CONSTRUCCIÓN O DE MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN ALTERNATIVOS	**R1.8 APROBACIÓN DE SISTEMAS ESPECIALES DE DISEÑO, CONSTRUCCIÓN O DE MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN ALTERNATIVOS**
1.8.1 Los promotores de cualquier sistema de diseño, construcción o materiales alternativos dentro del alcance de este Norma, cuya idoneidad ha sido demostrada por éxito en su empleo o por medio de análisis o ensayos, pero que no cumple con las disposiciones de este Norma o no esté explícitamente tratado en él, tienen derecho a presentar los datos en los que se basa su diseño a la autoridad competente o a un panel de examinadores designado por la autoridad competente. Este panel debe estar compuesto por ingenieros competentes y debe tener autoridad para investigar los datos que se le presenten, solicitar ensayos, y formular reglas que rijan el diseño y la construcción de tales sistemas con el fin de cumplir con el propósito de este Norma. Estas reglas, una vez aprobadas y promulgadas por la autoridad competente, tienen la misma validez y efecto que los requisitos de esta Norma.	**R1.8.1** Los métodos de diseño novedosos, los materiales recientemente desarrollados, y los usos novedosos de materiales deben pasar por un período de desarrollo antes de ser específicamente incluidos en un Norma. Por consiguiente, el empleo de sistemas o materiales nuevos apropiados puede quedar excluido al no disponerse de medios para obtener su aceptación. Para los sistemas especiales considerados en esta sección, el panel de examinadores debe establecer los ensayos específicos, los factores de carga, los límites de deflexiones, y otros requisitos pertinentes, de acuerdo con la intención del Norma. Las disposiciones de esta sección no se aplican a los ensayos de modelos físicos utilizados para complementar los cálculos, ni a la evaluación de la resistencia de estructuras existentes de acuerdo con el Capítulo 27.

Documento en estudio

CAPÍTULO 2 — NOTACIÓN Y TERMINOLOGÍA

2.1 ALCANCE

Este capítulo define la notación y la terminología usadas en esta Norma.

2.2 ALFABETO LATINO

2.2.1 Notación de la especificación

A

a = Profundidad del bloque rectangular equivalente de tensiones, mm.

a_v = Luz de cortante, igual a la distancia del centro de una carga concentrada a: (a) la cara del apoyo para elementos continuos o en voladizo, o (b) el centro del apoyo para elementos simplemente apoyados, mm.

a/mc = Relación agua-cemento

A_b = Área de una barra o alambre individual, mm^2

A_{brg} = Área neta de apoyo de la cabeza de un perno o tornillo de anclaje, o barra corrugada con cabeza, mm^2

A_c = Área de la sección de hormigón que resiste la transferencia de cortante, mm^2

A_{cf} = Mayor área transversal bruta perteneciente a las franjas de viga-losa que corresponden a los dos pórticos equivalentes ortogonales que se intersectan en una columna de una losa en dos direcciones, mm^2

A_{ch} = Área de la sección transversal de un elemento estructural, medida entre los bordes exteriores de las armaduras transversal, mm^2

A_{cp} = Área encerrada por el perímetro exterior de la sección transversal de hormigón, mm^2, véase 11.6.1

A_{cs} = Área de la sección de una biela en el extremo en un modelo biela-tirante, medida perpendicularmente al eje de la biela, mm^2

A_{ct} = Área de aquella parte de la sección transversal comprendida entre la cara en tracción por flexión y el centro de gravedad de la sección bruta, mm^2

A_{cv} = Área bruta de la sección de hormigón limitada por el espesor del alma y la longitud de la sección en la dirección de la fuerza de cortante considerada, mm^2

A_{cw} = Área de la sección de hormigón de un machón individual, segmento horizontal de muro, o viga de acople, que resiste cortante, mm^2

A_f = Área del acero de la armadura en una ménsula o cartela, que resiste el momento mayorado, mm^2

A_g = Área bruta de la sección, mm^2. Para una sección con vacíos, ***A_g*** es el área del hormigón solo y no incluye el área de los vacíos.

A_h = Área total de la armadura para cortante paralelo a la armadura principal de tracción en una ménsula o cartela, mm^2

A_j = Área efectiva de la sección transversal dentro de un nudo medida en un plano paralelo al plano de las armaduras que genera cortante en el nudo, mm^2

A_l = Área total de las armaduras longitudinal para resistir torsión, mm^2

$A_{l,min}$ = Área mínima de la armadura longitudinal para resistir torsión, mm^2

A_{Na} = Área de influencia proyectada de un anclaje simple adherido o de un grupo de anclajes adheridos, para calcular la tensión de adherencia en tracción, mm^2

A_{No} = Área de influencia proyectada de un anclaje simple adherido, para calcular la tensión de adherencia en tracción si no está limitada por distancias de eje o espaciamiento, mm^2,

A_{Nc} = Área de falla proyectada del hormigón en un anclaje solo o en un grupo de anclajes, utilizada para calcular la resistencia a tracción, mm^2,

Documento en estudio

A_{Nco} = Área de falla proyectada del hormigón en un anclaje solo, utilizada para calcular la resistencia a tracción cuando no se encuentra limitada por la distancia al borde o el espaciamiento, mm^2,

A_o = Área bruta encerrada por la trayectoria del flujo de cortante, mm^2,

A_{oh} = Área encerrada por el eje de las armaduras transversal cerrado más externo dispuesto para resistir la torsión, mm^2,

A_{pd} = Área total ocupada por un ducto, revestimiento y acero pretensado, mm^2,

A_{ps} = Área de la armadura longitudinal de pretensado en tracción, mm^2,

A_{pt} = Área total de la armadura de pretensado, mm^2,

A_s = Área de la armadura longitudinal no pretensada a tracción, mm^2,

A'_s = Área de las armaduras longitudinal a compresión, mm^2,

A_{sc} = Área de la armadura principal a tracción en una ménsula o cartela, mm^2,

$A_{se,N}$ = Área efectiva de la sección transversal del anclaje en tracción, mm^2,

$A_{se,V}$ = Área efectiva de la sección transversal del anclaje en cortante, mm^2,

A_{sh} = Área total de la armadura transversal, incluyendo ganchos suplementarios, colocado dentro del espaciamiento **s** y perpendicular a la dimensión b_c , mm^2,

A_{si} = Área total de las armaduras superficial con un espaciamiento s_i colocado en la fila **i** que atraviesa una biela, formando un ángulo α_i con el eje de la biela, mm^2,

$A_{s,min}$ = Área mínima de la armadura de flexión, mm^2,

A_{st} = Área total de la armadura longitudinal no pretensado, incluye barras o perfiles de acero y excluye acero de pretensado, mm^2,

A_{sx} = Área del perfil o tubo estructural de acero en una sección compuesta, mm^2,

A_t = área de una rama de un estribo cerrado que resiste la torsión con un espaciamiento s, mm^2,

A_{tp} = Área de acero pretensado en un tirante, mm^2,

A_{tr} = Área total de toda la armadura transversal dentro de un espaciamiento s que cruza el plano potencial de hendimiento a través de las armaduras que está siendo desarrollado, mm^2,

A_{ts} = Área de la armadura no pretensado en un tirante, mm^2,

A_v = Área de la armadura de cortante con un espaciamiento s , mm^2,

A_{Vc} = Área proyectada de falla del hormigón de un anclaje solo o de un grupo de anclajes, utilizada para calcular la resistencia al cortante, mm^2,

A_{Vco} = Área proyectada de falla del hormigón de un anclaje solo, utilizada para calcular la resistencia a cortante, cuando no se encuentra limitada por la influencia de una esquina, del espaciamiento, o del espesor del elemento, mm^2,

A_{vd} = Área total de la armadura en cada grupo de barras diagonales en una viga de acoplamiento con armadura en diagonal, mm^2,

A_{vf} = Área de la armadura de cortante por fricción, mm^2,

A_{vh} = Área de las armaduras de cortante paralelo al armadura de tracción por flexión con un espaciamiento s_2 , mm^2,

$A_{v,min}$ = Área mínima de la armadura para cortante con un espaciamiento s , mm^2,

A_1 = Área cargada para considerar la resistencia al aplastamiento, mm^2,

A_2 = El área de la base inferior del tronco mayor de la pirámide, cono o cuña ahusada, contenida en su totalidad dentro del apoyo y que tenga por base superior el área cargada y pendientes laterales de 1 vertical por 2 horizontal, mm^2,

B

b = Ancho de la cara en compresión del elemento, mm.

b_c = Dimensión transversal del núcleo del elemento medida entre bordes extremos de las armaduras transversal con área A_{sh}, mm.

Documento en estudio

b_f = Ancho efectivo del ala en una sección en T, mm.

b_o = Perímetro de la sección crítica para cortante en losas y zapatas, mm.

b_s = Ancho de una biela, mm.

b_{slab} = Ancho efectivo de losa que resiste $\gamma_f M_{sc}$, mm,

b_v = Ancho de la sección transversal en la superficie de contacto que se investiga por cortante horizontal, mm,

b_w = Ancho del alma o diámetro de la sección circular, mm,

b_t = Ancho de la parte de la sección transversal que contiene los estribos cerrados que resisten la torsión, mm,

b_1 = Dimensión de la sección crítica $\mathbf{b_o}$ medida en la dirección de la luz para la cual se determinan los momentos, mm,

b_2 = Dimensión de la sección crítica $\mathbf{b_o}$ medida en dirección perpendicular a $\mathbf{b_1}$, mm,

B_n = Resistencia nominal al aplastamiento, N,

B_u = Carga mayorada de aplastamiento, N,

C

c = Distancia medida desde la fibra extrema en compresión al eje neutro, mm,

c_{ac} = Distancia crítica al borde requerida para desarrollar la resistencia básica del hormigón al arrancamiento de un anclaje pos instalado en hormigón no fisurado sin armadura suplementario para controlar el hendimiento, mm,

$c_{a,máx}$ = Máxima distancia medida desde el centro del fuste de un anclaje al borde del hormigón, mm,

$c_{a,mín}$ = Mínima distancia medida desde el centro del fuste de un anclaje al borde del hormigón, mm,

c_{a1} = Distancia medida desde el centro del fuste de un anclaje hasta el borde del hormigón en una dirección, mm. Si se aplica cortante al anclaje, c_{a1} se mide en la dirección de la fuerza cortante aplicada. Si se aplica tracción al anclaje, c_{a1} es la mínima distancia al borde. Cuando los anclajes sometidos a cortante estén localizados en secciones angostas de ancho limitado,

c_{a2} = Distancia desde el centro del fuste de un anclaje hasta el borde del hormigón en dirección perpendicular a c_{a1}, mm,

c_b = La menor de:

a) la distancia medida del centro de una barra o alambre a la superficie más cercana del hormigón o

b) la mitad de la separación centro a centro de las barras o alambres que se anclan, mm,

c_c = Recubrimiento libre de las armaduras, mm,

c_{Na} = Distancia proyectada desde el centro del fuste de un anclaje a un lado del anclaje requerido para desarrollar completamente la adherencia en un solo anclaje, mm,

c_t = Distancia desde la cara interior de la columna al borde de la losa, medida paralelamente a c_1 , pero sin exceder c_1, mm, capítulo 21

c_1 = Dimensión de una columna rectangular o rectangular equivalente, de un capitel o de una ménsula, medida en la dirección de la luz para la cual se determinan los momentos, mm,

c_2 = Dimensión de una columna rectangular o rectangular equivalente, de un capitel o de una ménsula, medida en la dirección perpendicular a c_1 , mm,

C = Constante de la sección transversal para definir propiedades a la torsión de losas y vigas,

C_m = Factor que relaciona el diagrama real de momentos con un diagrama equivalente de momento uniforme,

Documento en estudio

D

d = Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el baricentro de las armaduras longitudinal en tracción, mm,

d' = Distancia desde la fibra extrema en compresión al baricentro de las armaduras longitudinal en compresión, mm,

d_a = Diámetro exterior de un anclaje o diámetro del fuste del perno con cabeza, del tornillo con cabeza o del perno con forma de gancho, mm,

d'_a = Valor que sustituye a d_a cuando se emplea un anclaje sobre dimensionado, mm,

d_{agg} = Tamaño nominal máximo del agregado grueso, mm,

d_b = Diámetro nominal de una barra, alambre o torón de pretensado, mm,

d_{be} = Diámetro nominal de una barra o alambre en estribos de elementos comprimidos, mm,

d_p = Distancia desde la fibra extrema en compresión al baricentro del acero pretensado, mm.

d_{pile} = Diámetro del pilote medido en la base del cabezal, mm,

d_t = Distancia desde la fibra extrema en compresión al baricentro de la fila extrema de acero longitudinal en tracción, mm,

D = Efecto de las cargas muertas, de servicio.

E

e_h = Distancia desde la superficie interna del fuste de un perno en forma de J o de L hasta la parte externa de la punta del perno en forma de J o L, mm,

e'_N = Distancia entre la resultante de tracción en un grupo de anclajes cargados en tracción y el baricentro del grupo de anclajes cargados en tracción, mm; e'_N es siempre positiva,

e'_V = Distancia entre la carga resultante de cortante en un grupo de anclajes solicitados en cortante en la misma dirección y el baricentro del grupo de anclajes cargados a cortante en la misma dirección, mm, e'_V es siempre positiva,

E = Efectos de las fuerzas horizontales y verticales inducidas por el sismo

E_c = Módulo de elasticidad del hormigón, MPa,

E_{cb} = Módulo de elasticidad del hormigón de la viga, MPa,

E_{cs} = Módulo de elasticidad del hormigón de la losa, MPa,

EI = Rigidez a la flexión de un elemento, N·mm^2,

$(EI)_{eff}$ = Rigidez efectiva a la flexión de un elemento, N·mm^2,

E_p = Módulo de elasticidad del acero de pretensado, MPa,

E_s = Módulo de elasticidad de la armadura y del acero estructural, excluyendo el acero de pretensado, MPa,

F

f'_c = Resistencia especificada a la compresión del hormigón, MPa,

$\sqrt{f'_c}$ = Raíz cuadrada de la resistencia especificada a la compresión del hormigón, MPa,

f_{ce} = Resistencia efectiva a la compresión del hormigón en una biela o zona nodal, MPa,

f'_{ci} = Resistencia especificada a la compresión del hormigón al momento del pretensado inicial, MPa,

$\sqrt{f'_{ci}}$ = Raíz cuadrada de la resistencia especificada a la compresión del hormigón en el momento del pretensado inicial, MPa,

f_{ct} = Resistencia promedio a la tracción por hendimiento del hormigón liviano, MPa,

f_d = Tensión debido a la carga muerta no mayorada en la fibra extrema de una sección en la cual la tensión de tracción es producida por cargas externas, MPa,

Documento en estudio

f_{dc} = Tensión de descompresión; tensión en el acero de pretensado cuando la tensión en el hormigón localizado al mismo nivel que el baricentro del acero de pretensado es igual a cero, MPa,

f_{pc} = Tensión de compresión en el hormigón, después de que han ocurrido todas las pérdidas de pretensado, en el baricentro de la sección transversal que resiste las cargas aplicadas externamente, o en la unión del alma y el ala cuando el baricentro está localizado dentro del ala, MPa. En un elemento compuesto, f_{pc} es la tensión de compresión resultante en el baricentro de la sección compuesta, o en la unión del alma y el ala cuando el baricentro se encuentra dentro del ala, debido tanto al pretensado como a los momentos resistidos por el elemento prefabricado actuando individualmente

f_{pe} = Tensión de compresión en el hormigón debido únicamente a las fuerzas efectivas del pretensado, después de que han ocurrido todas las pérdidas de pretensado, en la fibra extrema de una sección en la cual las tensiones de tracción han sido producidas por las cargas aplicadas externamente, MPa,

f_{ps} = Tensión en el acero de pretensado en el estado de resistencia nominal a la flexión, MPa,

f_{pu} = Resistencia especificada a la tracción del acero de pretensado, MPa,

f_{py} = Resistencia especificada a la fluencia del acero de pretensado, MPa,

f_r = Módulo de ruptura del hormigón, MPa,

f_s = Tensión en la armadura calculado para las cargas de servicio, excluyendo el acero de pretensado, MPa,

f'_s = Tensión en la armadura en compresión bajo cargas mayoradas, excluyendo el acero de pretensado, MPa,

f_{se} = Tensión efectiva en el acero de pretensado, después de que han ocurrido todas las pérdidas de pretensado, MPa,

f_t = Tensión en la fibra extrema por tracción en la zona de tracción precomprimida, calculada para las cargas de servicio usando las propiedades de la sección bruta después de tener en cuenta las pérdidas de pretensado, MPa,

f_{uta} = Resistencia especificada a la tracción del acero del anclaje, MPa,

f_y = Resistencia especificada a la fluencia de la armadura no pretensada, MPa,

f_{ya} = Resistencia especificada a la fluencia en el acero del anclaje, MPa,

f_{yt} = Resistencia especificada a la fluencia f_y de la armadura transversal, MPa,

F = Cargas debidas al peso y presión de fluidos con densidades bien definidas y alturas máximas.

F_{nn} = Resistencia nominal de una cara de una zona de nodo, N,

F_{ns} = Resistencia nominal de una biela, N,

F_{nt} = Resistencia nominal de un tirante, N,

F_{us} = Fuerza a compresión mayorada en un puntal, *N*

F_{ut} = Fuerza a tracción mayorada en un tensor, *N*

H

h = Espesor total o altura de un elemento, mm,

h_a = Espesor de un elemento en el que se coloca un anclaje, medido paralelamente al eje del anclaje, mm,

h_{eff} = Profundidad efectiva de embebido del anclaje, mm,

h_u = altura no apoyada lateralmente en la fibra extrema de compresión de un muro o machón de muro, en mm, equivalente a l_u para elementos a compresión, mm

h_v = Altura de la sección transversal de una cabeza de cortante, mm,

h_w = Altura total de un muro medida desde la base hasta la parte superior o altura libre del segmento de muro considerado, *mm,*

h_x = Espaciamiento máximo, medido centro a centro, entre barras longitudinales soportadas lateralmente por esquinas de ganchos suplementarios o ramas de estribos cerrados de confinamiento alrededor del perímetro de la columna, mm

Documento en estudio

H = Efecto de las cargas de servicio debidas al empuje lateral del suelo, del agua en el suelo, u otros materiales, N,

I

I = Momento de inercia de la sección con respecto al eje que pasa por el baricentro, mm^4,

I_b = Momento de inercia de la sección bruta de una viga con respecto al eje que pasa por el baricentro, mm^4,

I_{cr} = Momento de inercia de la sección fisurada transformada a hormigón, mm^4

I_e = Momento de inercia efectivo para el cálculo de las deflexiones, mm^4

I_g = Momento de inercia de la sección bruta del elemento con respecto al eje que pasa por el baricentro, sin tener en cuenta la armadura, mm^4

I_s = Momento de inercia de la sección bruta de una losa con respecto al eje que pasa por el baricentro, mm^4

I_{se} = Momento de inercia de la armadura con respecto al eje que pasa por el baricentro de la sección transversal del elemento, mm^4

I_{sx} = Momento de inercia de un perfil o tubo de acero estructural, con respecto al eje que pasa por el baricentro de la sección transversal del elemento compuesto, mm^4

K

k = Factor de longitud efectiva para elementos en compresión

k_c = Coeficiente para la resistencia básica al arrancamiento del hormigón en tracción,

k_{cp} = Coeficiente para la resistencia al desprendimiento por cabeceo del anclaje,

k_f = Coeficiente para la resistencia del hormigón

k_n = Factor de efectividad del confinamiento

K_{tr} = Índice de la armadura transversal, mm

L

l = Luz de la viga o losa en una dirección; proyección libre del voladizo, mm

l_a = Longitud de anclaje adicional más allá del centro del apoyo o punto de inflexión, mm

l_c = Longitud del elemento en compresión en un pórtico, medida centro a centro de los nudos del pórtico, mm

l_d = Longitud de anclaje en tracción para barras corrugadas, alambres corrugados, armadura electrosoldada de alambre liso o corrugado, o torones de pretensado, mm

l_{db} = Longitud donde se inhíbela adherencia del acero de pretensado en el extremo del elemento, mm,

l_{dc} = Longitud de anclaje de las barras corrugadas y alambres corrugados en compresión, mm,

l_{dh} = Longitud de anclaje en tracción de barras corrugadas o alambres corrugados con un gancho normal, medida desde el extremo exterior del gancho, punto de tangencia, hacia la sección crítica, mm

l_{dt} = Longitud de anclaje en tracción de barras corrugadas con cabeza, medida desde la sección crítica hasta la cara del apoyo de la cabeza, mm

l_e = Longitud de apoyo de la carga de un anclaje para cortante, mm

l_{ext} = Extensión recta en el extremo de un gancho normal, mm

l_n = Luz libre medida entre caras de los apoyos, mm

l_o = Longitud, medida desde la cara del nudo a lo largo del eje del elemento estructural, dentro de la cual debe colocarse armadura transversal especial, mm

Documento en estudio

l_{px} = Distancia desde el extremo del gato de un elemento de acero de pretensado al bajo consideración, *m.*

l_{sc} = Longitud del empalme por traslapo en compresión, mm

l_{st} = Longitud del empalme por traslapo en tracción, mm

l_t = Luz del elemento sometido a la prueba de carga, tomada como la luz menor en sistemas de losas en dos direcciones, mm.

La luz es la menor entre

a) la distancia entre los centros de los apoyos, y

b) la distancia libre entre los apoyos más el espesor ***h*** del elemento. La luz de un voladizo debe tomarse como el doble de la distancia entre la cara del apoyo y el extremo del voladizo

l_{tr} = Longitud de transferencia del acero de pretensado, mm

ℓ_u = Longitud sin soporte lateral de una columna o muro, mm

ℓ_v = Longitud del brazo de la cabeza de cortante medida desde el baricentro de la carga concentrada o reacción, mm

ℓ_w = Longitud del muro completo o longitud del segmento de muro considerado en dirección de la fuerza de cortante, mm

ℓ_1 = Luz en la dirección en que se determinan los momentos, medida centro a centro de los apoyos, mm

ℓ_2 = Luz medida en la dirección perpendicular a ℓ_1, medida centro a centro de los apoyos, mm,

L = Efecto de las cargas vivas de servicio

L_r = Efecto de las cargas vivas de servicio del techo

M

M_a = Momento máximo no mayorado presente en el elemento en la etapa para la que se calcula la deflexión, N·mm

M_c = Momento mayorado amplificado por los efectos de curvatura del elemento para usarse en el diseño de un elemento en compresión, N·mm

M_{cr} = Momento de fisuración, N·mm

M_{cre} = Momento que produce fisuración por flexión en la sección debido a cargas aplicadas externamente, N·mm

M_{max} = Máximo momento mayorado en la sección debido a las cargas aplicadas externamente, N·mm

M_n = Resistencia nominal a flexión en la sección, N·mm

M_{nb} = Resistencia nominal a flexión de la viga que llega a un nudo, incluyendo el efecto de la losa cuando está en tracción, , N·mm

M_{nc} = Resistencia nominal a flexión de la columna que llega a un nudo, calculada para la carga axial mayorada, congruente con la dirección de las fuerzas laterales consideradas, que resulta en la menor resistencia a flexión, N·mm

M_o = Momento estático total mayorado, N·mm

M_p = Momento plástico resistente requerido en la sección transversal de una cabeza de cortante, N·mm

M_{pr} = Resistencia probable a la flexión de los elementos, con o sin carga axial, determinada usando las propiedades de los elementos en las caras de los nudos suponiendo una tensión en tracción para las barras longitudinales de al menos $1{,}25\ f_y$ y un factor de reducción de la resistencia $\phi = 1{,}0$, N·mm

M_{sa} = Máximo momento del muro debido a las cargas de servicio, sin incluir los efectos **P-**Δ , N·mm

M_{sc} = Momento mayorado de la losa que es resistido por la columna en el nudo, N·mm

M_u = Momento mayorado en la sección, N·mm

M_{ua} = Momento en una sección a media altura del muro debido a las cargas mayoradas laterales y verticales excéntricas, sin incluir los efectos PΔ, N·mm

M_v = Resistencia a momento contribuida por la cabeza de cortante, N·mm

Documento en estudio

M_1 = El menor momento mayorado de uno de los extremos de un elemento en compresión, debe tomarse como positivo si el elemento presenta curvatura simple y negativo si tiene curvatura doble, N·mm

M_{1ns} = Momento mayorado en el extremo del elemento en compresión en el cual actúa M_1, y que se debe a cargas que no causan un desplazamiento lateral apreciable, calculado por medio de un análisis estructural elástico de primer orden, N·mm

M_{1s} = Momento mayorado en el extremo del elemento en compresión en el cual actúa M_1, y que se debe a cargas que causan un desplazamiento lateral apreciable, calculado por medio de un análisis estructural elástico de primer orden, N·mm,

M_2 = El mayor momento mayorado de uno de los extremos de un elemento en compresión. Si existe carga transversal entre los apoyos, M_2 debe tomarse como el mayor momento que ocurre en el elemento. El valor de M_2 es siempre positivo, N·mm

$M_{2,min}$ = Valor mínimo de M_2, N·mm

M_{2ns} = Momento mayorado en el extremo del elemento en compresión en el cual actúa M_2, y que se debe a cargas que no causan un desplazamiento lateral apreciable, calculado por medio de un análisis estructural elástico de primer orden, N·mm

M_{2s} = Momento mayorado en el extremo del elemento en compresión en el cual actúa M_2, y que se debe a cargas que causan un desplazamiento lateral apreciable, calculado por medio de un análisis estructural elástico de primer orden, N·mm

N

n = Número de unidades, tales como ensayos de resistencia, barras, alambres, dispositivos de anclaje para torones individuales, anclajes, o brazos de una cabeza de cortante

n_l = Número de barras longitudinales localizadas alrededor del perímetro del núcleo de una columna con estribos de confinamiento rectilíneos que están soportados lateralmente por la esquina de un estribo de confinamiento o por ganchos sísmicos. Un paquete de barras se cuenta como una barra individual.

N_a = Resistencia nominal a la adherencia en tracción de un solo anclaje adherido, *N*

N_{ag} = Resistencia nominal a la adherencia en tracción de un grupo de anclajes adheridos, *N*

N_b = Resistencia básica al arrancamiento del hormigón en tracción de un solo anclaje en hormigón fisurado, *N*

N_{ba} = Resistencia básica a la adherencia en tracción de un solo anclaje adherido, *N*

N_c = Fuerza resultante en tracción en la porción de la sección del hormigón que está sometida a tensiones de tracción debidos a los efectos combinados de las cargas de servicio y el pretensado efectivo, *N*

N_{cb} = Resistencia nominal al arrancamiento del hormigón en tracción de un solo anclaje, *N*

N_{cbg} = Resistencia nominal al arrancamiento del hormigón en tracción de un grupo de anclajes, *N*

N_{cp} = Resistencia básica al desprendimiento del hormigón por cabeceo de un solo anclaje, N

N_{cpg} = Resistencia básica al desprendimiento del hormigón por cabeceo de un grupo de anclajes, N

N_n = Resistencia nominal en tracción, *N,*

N_p = Resistencia a la extracción por deslizamiento por tracción de un solo anclaje en hormigón fisurado, *N*

N_{pn} = Resistencia nominal a la extracción por deslizamiento por tracción de un solo anclaje, *N*

N_{sa} = Resistencia nominal de un solo anclaje o de un anclaje individual dentro de un grupo de anclajes en tracción determinado por la resistencia del acero, *N*

N_{sb} = Resistencia al desprendimiento lateral de un solo anclaje, *N,*

N_{sbg} = Resistencia al desprendimiento lateral de un grupo de anclajes, *N,*

Documento en estudio

N_u = Carga axial mayorada normal a la sección transversal, que ocurre simultáneamente con V_u *o* T_u*;* debe tomarse como positiva para compresión y como negativa para tracción, N

N_{ua} = Fuerza mayorada de tracción aplicada a un anclaje o a un anclaje individual dentro de un grupo de anclajes*, N,*

$N_{ua,g}$ = Fuerza mayorada total en tracción aplicada a un grupo de anclajes*, N,*

$N_{ua,i}$ = Fuerza mayorada en tracción aplicada al anclaje que esté sometido a las tensiones más altos dentro de un grupo de anclajes*, N,*

$N_{ua,s}$ = Fuerza mayorada permanente en tracción*, N,*

N_{uc} = Fuerza horizontal de tracción mayorada que actúa simultáneamente con V_u en la parte superior de una ménsula o cartela, para ser tomada como positiva para la tracción, *N*

P

p_{cp} = Perímetro exterior de la sección transversal de hormigón, *mm*

p_h = Perímetro del eje de la armadura transversal para torsión localizado más cerca del exterior de la sección*, mm*

P_c = Carga crítica a pandeo*, N*

P_n = Resistencia axial nominal de la sección transversal, *N*

$P_{n,max}$ = Máximo valor de la resistencia nominal a la compresión de un elemento, *N*

P_{nt} = Resistencia nominal a tracción axial de un elemento*, N*

$P_{nt,max}$ = Máximo valor de la resistencia nominal a tracción de un elemento*, N*

P_o = Resistencia axial nominal para una excentricidad igual a cero, *N*

P_{pu} = Fuerza mayorada de pretensado en el dispositivo de anclaje, *N*

P_s = Carga axial no mayorada a media altura de la sección de diseño, incluyendo los efectos de peso propio*, N*

P_u = Fuerza axial mayorada; debe tomarse como positiva para compresión y negativa para tracción, *N*

$P\Delta$ = Momento secundario debido a la deflexión lateral, N·mm

Q

q_{Du} = Carga muerta mayorada por unidad de área, kN/m^2

q_{Lu} = Carga viva mayorada por unidad de área, kN/m^2

q_u = Carga mayorada por unidad de área, kN/m^2

Q = Índice de estabilidad de un piso

R

r = Radio de giro de la sección transversal, *mm*

R = Efecto de las cargas de servicio por lluvia

S

s = Espaciamiento medido centro a centro de unidades tales como armadura longitudinal, armadura transversal, tendones de pretensado, alambres, o anclajes*, mm*

s_i = Espaciamiento centro a centro de la armadura en la fila **i** adyacente a la superficie de un elemento, *mm*

s_o = Espaciamiento centro a centro de la armadura transversal dentro de una longitud l_o *, mm*

s_s = Desviación estándar de la muestra, *MPa*

s_w = Distancia libre entre almas de vigas adyacentes, *mm*

s_2 = Espaciamiento centro a centro de la armadura longitudinal de cortante o torsión, *mm*

S = Efecto de las cargas de servicio por nieve

Documento en estudio

S_e = Momento, fuerza cortante o carga axial en la conexión correspondiente al desarrollo de la resistencia probable en los lugares seleccionados para que ocurra fluencia, basados en el mecanismo dominante de la deformación inelástica lateral, considerando tanto los efectos de carga por gravedad como por sismo

S_m = Módulo resistente elástico de la sección, mm^3

S_n = Resistencia nominal a la flexión, al cortante, a la carga axial o a aplastamiento de la conexión

S_y = Resistencia a la fluencia de la conexión, basada en f_y,

T

t = Espesor de una pared de una sección con vacíos, *mm*

t_f = Espesor del ala, *mm*

T = Efectos acumulados de variación de temperatura, fluencia lenta, contracción de fraguado, asentamiento diferencial, y retracción del hormigón de retracción compensada

T_{cr} = Momento de fisuración por torsión, N·mm

T_n = Resistencia nominal a torsión, *N·mm*

T_t = Carga total de ensayo, N

T_{th} = Momento de umbral de torsión, N·mm

T_u = Torsión mayorada en la sección, *N·mm*

U

U = Resistencia de un elemento o sección transversal requerida para resistir las cargas mayoradas o momentos y fuerzas internas en las combinaciones estipuladas en la Norma

V

v_c = Tensión correspondiente a la resistente nominal a cortante en dos direcciones proporcionada por el hormigón, *MPa*

v_n = Tensión equivalente del hormigón correspondiente a la resistencia nominal de cortante en dos direcciones de una losa o zapata, *MPa,*

v_s = Tensión equivalente del hormigón correspondiente a la resistencia nominal a cortante en dos direcciones proporcionado por la armadura, MPa

v_u = Esfuerzo máximo de cortante de dos direcciones mayorado calculado alrededor del perímetro de una sección crítica dada, MPa

v_{ug} = Tensión cortante mayorado en la sección crítica para acción en dos direcciones debido a cargas gravitacionales sin incluir la transferencia de momento, MPa

V_b = Resistencia básica al arrancamiento por cortante de un solo anclaje en hormigón fisurado, *N*

V_c = Resistencia nominal al cortante proporcionada por el hormigón, *N*

V_{cb} = Resistencia nominal al arrancamiento del hormigón por cortante de un solo anclaje, *N*

V_{cbg} = Resistencia nominal al arrancamiento del hormigón al cortante de un grupo de anclajes, *N*

V_{ci} = Resistencia nominal al cortante proporcionada por el hormigón cuando se produce la fisuración diagonal como resultado de la combinación de cortante y momento, *N*

V_{cp} = Resistencia nominal al desprendimiento del hormigón por cabeceo de un anclaje solo, *N*

V_{cpg} = Resistencia nominal al desprendimiento del hormigón por cabeceo de un grupo de anclajes, *N*

V_{cw} = Resistencia nominal a cortante proporcionada por el hormigón cuando se produce la fisuración diagonal como resultado de tensiones principales de tracción en el alma, *N*

Documento en estudio

V_d = Fuerza cortante en la sección debido a la carga muerta no mayorada, *N*

V_e = Fuerza cortante de diseño para combinaciones de carga que incluyan efectos sísmicos, *N*

V_i = Fuerza cortante mayorada en la sección, debida a cargas aplicadas externamente que se presentan simultáneamente con $M_{máx}$, *N*

V_n = Resistencia nominal a cortante, *N*

V_{nh} = Resistencia nominal a cortante horizontal, *N*

V_p = Componente vertical de la fuerza efectiva de pretensado en una sección, *N*

V_s = Resistencia nominal a cortante proporcionada por la armadura de cortante, *N*

V_{sa} = Resistencia nominal a cortante de un solo anclaje o de un anclaje individual dentro de un grupo de anclajes determinada por la resistencia del acero, *N*

V_u = Fuerza cortante mayorada en la sección, *N*

V_{ua} = Fuerza cortante mayorada aplicada a un anclaje solo o a un grupo de anclajes, *N*

$V_{ua,g}$ = Fuerza cortante mayorada total aplicada a un grupo de anclajes, *N*

$V_{ua,i}$ = Fuerza cortante mayorada aplicada al anclaje que esté sometido a las tensiones más altas dentro de un grupo de anclajes, *N,*

V_{uh} = Fuerza cortante mayorada aplicada a lo largo de la interface horizontal del elemento de hormigón compuesto para flexión, *N*

V_{us} = Cortante horizontal mayorado en un piso, *N*

W

w_c = Densidad, peso unitario del hormigón de peso normal o densidad de equilibrio del hormigón liviano, kN/m^3

w_u = Carga mayorada por unidad de longitud de viga, o losa en una dirección, N/mm

W = Efecto de la carga por viento

X

x = Menor dimensión de la parte rectangular de una sección transversal, *mm*

Y

y = Mayor dimensión de la parte rectangular de una sección transversal, *mm*

y_t = Distancia desde el eje baricéntrico de la sección bruta a la fibra extrema en tracción, sin considerar la armadura, *mm*

2.2.2 Notación de los comentarios

c'_{a1} = valor límite de c_{a1} cuando los anclajes están localizados a menos de **1,5 c_{a1}** de tres o más bordes (en el comentario, véase la figura R17,5.2.4),

C = *fuerza de compresión que actúa en una zona de nodo (en el comentario), N,*

d_{burst} = Distancia desde el dispositivo de anclaje al baricentro de la fuerza de estallido del hormigón, T_{burst}, *(en el comentario),* mm,

e_{anc} = Excentricidad del dispositivo de anclaje o grupo de anclajes con respecto al baricentro de la sección, mm

f_{si} = *Tensión en la fila* ***i*** *de la armadura superficial, MPa,*

h_{anc} = dimensión del dispositivo de anclaje o grupo individual de dispositivos colocados cerca en la dirección de estallido bajo consideración, mm,

h'_{ef} = *valor límite de* h_{ef} *cuando los anclajes están localizados a menos de* **1,5 h_{ef}** *de tres o más bordes, mm*

l_{anc} = Longitud a lo largo de la cual debe presentarse el anclaje de un tirante, mm

l_b = Ancho del apoyo, mm

M = Momento que actúa sobre un anclaje o grupo de anclajes, N·mm

n_t = Número de hilos por mm en una rosca o tornillo

Documento en estudio

N = Fuerza de tracción que actúa sobre un anclaje o grupo de anclajes, N

Pδ = Momento secundario debido a la esbeltez individual del elemento, N·mm

T = Fuerza de tracción que actúa sobre una zona nodal, N (*T* también se utiliza para definir los efectos acumulativos en servicio de variación de la temperatura, fluencia lenta, retracción, asentamientos diferenciales, y hormigón de compensación de retracción en las combinaciones de carga definidas en 5.3.6)

T_{burst} = Fuerza de tracción en la zona general, que actúa adelante del dispositivo de anclaje causada por la propagación de la fuerza del anclaje, N

V = fuerza cortante que actúa sobre un anclaje o grupo de anclajes, *N*

$V_{||}$ = fuerza cortante aplicada en dirección paralela al borde, N

$V_{\perp}$ = fuerza cortante aplicada en dirección perpendicular al borde, N

w_s = Ancho efectivo de una biela perpendicular a su eje, *mm*

w_t = Altura efectiva del hormigón concéntrico con un tirante, utilizado para dimensionar la zona nodal, *mm*

$w_{t,max}$ = Máxima altura efectiva del hormigón concéntrico con un tirante, *mm*

2.3 ALFABETO GRIEGO

2.3.1 Notación de la especificación

α, A.– ALFA

α = Angulo que define la orientación de la armadura

α_c = Coeficiente que define la contribución relativa de la resistencia del hormigón a la resistencia nominal a cortante del muro

α_f = Relación entre la rigidez a flexión de una sección de viga y la rigidez a flexión de una franja de losa limitada lateralmente por los ejes centrales de los paneles adyacentes (si los hay) a cada lado de la viga

α_{fm} = Valor promedio de α_f para todas las vigas en los bordes de un panel

α_{f1} = α_f en la dirección de l_1

α_{f2} = α_f en la dirección de l_2

α_i = Ángulo entre el eje de una biela y las barras en la fila ***i*** de la armadura que atraviesa esa biela

α_s = Constante usada para calcular V_c en losas y zapatas, capítulo 11

α_v = Relación de rigidez a la flexión entre el brazo de una cabeza de cortante y la sección de losa compuesta que lo rodea, véase 11.12.4.5, capítulo 11

α_1 = Dirección de la armadura distribuida de una biela

α_2 = Dirección de la armadura ortogonal a α_1 de una biela

β, B.- BETA

β = Relación de la dimensión larga a corta:

- de las luces libres para losas en dos direcciones, Capítulo 8;
- de los lados de una columna;
- del área de carga concentrada o de reacción,
- o de los lados de una zapata

β_b = Relación entre el área de la armadura terminada en una sección y el área total de la armadura en tracción de la sección

β_{dns} = Relación utilizada para calcular la reducción de rigidez de las columnas debido a las cargas axiales permanentes

β_{ds} = Relación entre el cortante permanente mayorado máximo dentro de un mismo piso al máximo cortante mayorado de ese piso asociado con la misma combinación de carga

β_n = Factor para calcular el efecto del anclaje de los tirantes en la resistencia efectiva a la compresión de una zona nodal

β_s = Factor para tener en cuenta el efecto de la armadura de confinamiento y la fisuración

Documento en estudio

en la resistencia efectiva a la compresión del hormigón en una biela, capítulo 23

β_t = Relación entre la rigidez a torsión de la sección de la viga de borde y la rigidez a flexión de una franja de losa cuyo ancho es igual a la longitud de la luz de la viga medida centro a centro de los apoyos

β_1 = Factor que relaciona la profundidad del bloque rectangular equivalente de tensiones de compresión con la profundidad del eje neutro

γ, Γ.- GAMMA

γ_f = Factor utilizado para determinar la fracción de M_{sc} transmitido por flexión de la losa en las conexiones losa-columna

γ_p = Factor por tipo de acero de pretensado.

γ_s = Factor utilizado para determinar la porción de la armadura que se debe localizar en la banda central de una zapata

γ_v = Factor que se utiliza para determinar la fracción de M_{sc} transmitido por excentricidad del cortante en las conexiones losa-columna

δ, Δ.- DELTA

δ = Factor de amplificación de momento para tener en cuenta los efectos de la curvatura entre los extremos del elemento en compresión

δ_s = Factor de amplificación del momento en pórticos no arriostrados contra desplazamiento lateral, para tener en cuenta la deriva lateral causado por las cargas gravitacionales y laterales

δ_u = Desplazamiento de diseño, *mm*

Δ_{cr} = Deflexión fuera del plano, calculada a media altura del muro, correspondiente al momento de fisuración M_{cr}, *mm*

Δf_p = Aumento en la tensión en los aceros de pretensado debido a las cargas mayoradas, *MPa,*

Δf_{ps} = Tensión en el acero de pretensado bajo cargas de servicio menos la tensión de descompresión, *MPa,*

Δf_{pt} = f_{ps} en la sección de máximo momento menos la tensión en el acero de pretensado causado por el pretensado y los momentos flectores mayorados en la sección bajo consideración, *MPa,*

Δf_{pT} = pérdida total de pretensado, *MPa,*

Δf_{pF} = pérdida por fricción, *MPa,*

Δf_{pA} = pérdida por hundimiento de los anclajes, *MPa,*

Δf_{pES} = pérdida por acortamiento elástico, *MPa,*

Δf_{pSR} = pérdida por retracción del hormigón, *MPa,*

Δf_{pCR} = pérdida por fluencia lenta del hormigón, *MPa,*

Δf_{pR} = pérdida por relajación del acero después de la transferencia, *MPa,*

Δ_n = deflexión fuera del plano calculada a media altura del muro correspondiente a la capacidad nominal a flexión, M_n, *mm,*

Δ_o = Desplazamiento lateral relativo (deriva) medido entre la parte superior e inferior de un piso debida a V_{us}, *mm,*

Δ_r = Deflexión residual medida 24 horas después de la remoción de la carga de prueba. Para la primera prueba de carga, la deflexión residual se mide en relación con la posición de la estructura al inicio de la prueba de carga. En la segunda prueba de carga, la deflexión residual se mide en relación con la posición de la estructura al iniciar la segunda prueba de carga, mm

Δ_s = Máxima deflexión fuera del plano calculada en o cerca de la media altura del muro debido a las cargas de servicio, *mm,*

Δ_u = Deflexión a media altura del muro debida a las cargas mayoradas, *mm,*

Δ_1 = Deflexión máxima medida durante la primera prueba de carga, medida 24 horas después de la aplicación de la carga de prueba total, mm

Δ_2 = Deflexión máxima medida durante la segunda prueba, medida 24 horas después de la aplicación de la carga de prueba total. La deflexión se mide en relación a la posición de la estructura al iniciar la segunda prueba de carga, mm

Documento en estudio

ε, E.- ÉPSILON

ε_{cu} = Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema del hormigón a compresión.

ε_t = Deformación unitaria neta de tracción en el acero longitudinal extremo en tracción, en el estado de resistencia nominal, excluyendo las deformaciones unitarias causadas por el pretensado efectivo, fluencia lenta, retracción, y variación de temperatura,

θ, Θ.- THETA

θ = Angulo entre el eje de una biela, diagonal de compresión, o campo de compresión y la cuerda de tracción de un elemento,

λ, Λ.- LAMBDA

λ = Factor de modificación que tiene en cuenta las propiedades mecánicas reducidas del hormigón de peso liviano, relativa a los hormigones de peso normal de igual resistencia a la compresión,

λ_a = Factor de modificación que tiene en cuenta la reducción de las propiedades mecánicas del hormigón liviano, en algunas aplicaciones de anclaje al hormigón,

λ_Δ = Factor para deflexiones adicionales debidas a efectos de largo plazo,

μ, M.- MU

μ = Coeficiente de fricción,

μ_p = Coeficiente de fricción por curvatura en pos-tesado,

ξ, Ξ.- XI

ξ = Factor que depende del tiempo para cargas sostenidas,

ρ, P.- RO

ρ = Cuantía geométrica de la armadura $\boldsymbol{A_s}$ evaluada sobre el área $\boldsymbol{b\,d}$,

ρ' = Cuantía geométrica de la armadura $\boldsymbol{A_s'}$ evaluada sobre el área $\boldsymbol{b\,d}$,

ρ_l = Relación entre el área de la armadura longitudinal distribuido al área bruta de hormigón perpendicular a esta armadura,

ρ_p = Cuantía geométrica de la armadura $\boldsymbol{A_{ps}}$ evaluada sobre el área $\boldsymbol{b\,d_p}$,

ρ_s = Relación entre el volumen de la armadura en espiral y el volumen total del núcleo confinado por la espiral (medido hasta el diámetro exterior de la espiral),

ρ_t = Cuantía geométrica del área de la armadura transversal distribuido al área bruta de hormigón de una sección perpendicular a esta armadura,

ρ_v = Relación entre el área de estribos y el área de la superficie de contacto,

ρ_w = Cuantía del área de la armadura $\boldsymbol{A_s}$ evaluada sobre el área $\boldsymbol{b_w\,d}$,

ζ, Z.- DSETA

ζ = Símbolo del exponente en la ecuación de interacción entre fuerzas de tracción y cortante.

ϕ, Φ.- FI

ϕ = Factor de reducción de resistencia, véase 9.3, capítulos 8-11, 13, 14, 17-24

Documento en estudio

σ, Σ.- SIGMA

σ = Tensión nominal de compresión en el hormigón de la fibra extrema del borde de un muro, MPa

τ, T.- TAU

τ_{cr} = Tensión de adherencia característica de los anclajes con base en la presencia o ausencia de fisuración, MPa,

τ_{uncr} = Tensión de adherencia característica de los anclajes adheridos en hormigón no fisurado, MPa,

ψ, Ψ.- PSI

ψ_c = Factor de modificación para la longitud de anclajes basada en el recubrimiento,

$\psi_{c,N}$ = Factor de modificación para la resistencia a tracción de anclajes con base en presencia o ausencia de fisuras en el hormigón,

$\psi_{cp,N}$ = Factor de modificación para la resistencia a tracción de anclajes post-instalados utilizados en hormigón no fisurado y sin armadura suplementaria y cuyo objetivo es tener en cuenta las tensiones de tracción por hendimiento causados por la instalación

$\psi_{cp,Na}$ = Factor de modificación para la resistencia a tracción de anclajes adheridos utilizados en hormigón no fisurado y sin armadura suplementaria y cuyo objetivo es tener en cuenta las tensiones de tracción por hendimiento causados por la instalación

$\psi_{c,P}$ = Factor de modificación para la resistencia a la extracción por deslizamiento con base en la presencia o ausencia de fisuras en el hormigón,

$\psi_{c,V}$ = Factor de modificación para resistencia a cortante de anclajes con base en la presencia o ausencia de fisuras en el hormigón y la presencia o ausencia de la armadura suplementario,

ψ_e = Factor de modificación para la longitud de anclaje con base en el revestimiento de la armadura,

$\psi_{ec,N}$ = Factor de modificación para la resistencia a tracción de anclajes con base en la excentricidad de las cargas aplicadas,

$\psi_{ec,Na}$ = Factor de modificación para la resistencia a tracción de anclajes debido a la excentricidad de las cargas aplicadas,

$\psi_{ec,V}$ = Factor de modificación para la resistencia a cortante de anclajes con base en la excentricidad de las cargas aplicadas,

$\psi_{ed,N}$ = Factor de modificación para la resistencia a tracción de anclajes con base en la proximidad a los bordes de los elementos de hormigón,

$\psi_{ed,Na}$ = Factor de modificación para la resistencia a tracción de anclajes adheridos en la proximidad a los bordes de los elementos de hormigón,

$\psi_{ed,V}$ = Factor de modificación para la resistencia a cortante de anclajes con base en la proximidad a los bordes de los elementos de hormigón,

$\psi_{h,V}$ = Factor de modificación para la resistencia a cortante de anclajes colocados en elementos de hormigón con $h_a < 1{,}5\, c_{a1}$,

ψ_r = Factor de modificación para la longitud de anclaje con base en la armadura de confinamiento,

ψ_s = Factor de modificación para la longitud de anclaje con base en el diámetro de la armadura,

ψ_t = Factor de modificación para la longitud de anclaje con base en la localización de vaciado de hormigón,

ψ_w = Factor de modificación para la longitud de anclaje del alambre corrugado electrosoldado en tracción,

ω, Ω.- OMEGA

Ω_0 = Factor de amplificación para tener en cuenta la sobre resistencia del sistema de resistencia sísmica determinado de acuerdo con lo establecido en la norma de acción sísmica legalmente adoptada, véase capítulo 21,

Documento en estudio

2.3.2 Notación de los comentarios

ϕ_K = Factor de reducción de rigidez

2.4 TERMINOLOGIA

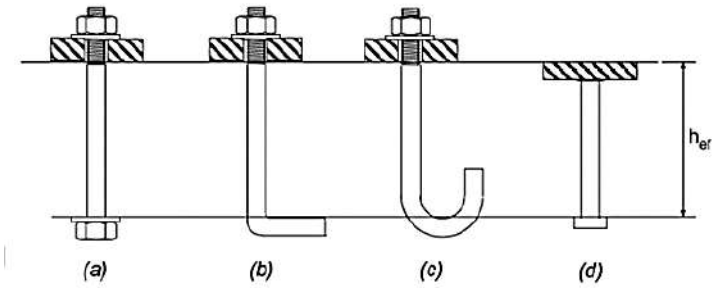
Ábaco (Drop panel). Proyección debajo de la losa usada para reducir la cantidad de armadura negativa sobre una columna o el espesor mínimo requerido para una losa, y para aumentar la resistencia a cortante de la losa.

Acero de pretensado: (Prestressing steel). Elemento de acero de alta resistencia como alambre, barra, torón, o un paquete (tendón o cable) de estos elementos, utilizado para aplicar fuerzas de pretensado al hormigón.

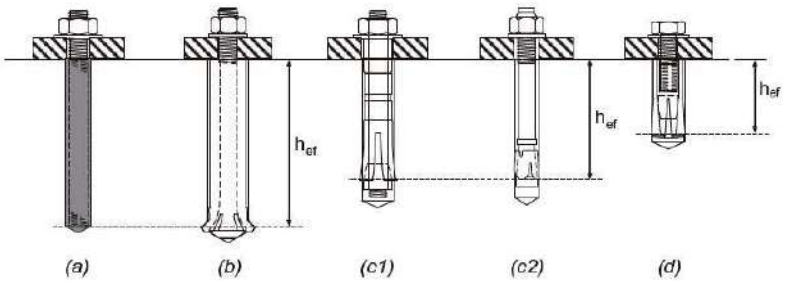
Adhesivo (adhesive). Componentes químicos provenientes de polímeros orgánicos, o de una combinación de polímeros orgánicos y materiales inorgánicos, que al mezclarse inician un proceso de curado.

Aditamento (attachment). Un dispositivo estructural, externo a la superficie del hormigón, que transmite o recibe fuerzas del anclaje.

Aditivo: (Admixture). Material distinto del agua, de los agregados o del cemento hidráulico, utilizado como componente del hormigón, y que se añade a éste antes o durante su mezclado a fin de modificar sus propiedades.



A. Anclajes preinstalados: (a) Tornillo con cabeza hexagonal y arandela, (b) Tornillo en L, (c) Tornillo en J, (d) Perno con cabeza soldada



B. Anclajes pos-instalados: (a) Anclaje adherido, (b) Anclaje con sobre-perforación en su base, (c) Anclajes de expansión de torque controlado: (c1) Con camisa, (c2) Tipo perno, (d) Anclaje de expansión de desplazamiento controlado tipo pasante.

Figura R2.1. Tipos de anclajes

Agregado: (Aggregate). Material granular, como arena, grava, piedra triturada y escoria de hierro de alto horno, empleado con un medio cementante para formar hormigón o mortero hidráulicos.

Agregado liviano: (Lightweight aggregate). Agregado que cumple con los requisitos de la ASTM C330M y con una densidad cuando está seco y suelto de 11,0 kN/m^3 (1120,0 kg/m^3) o menos determinado según la ASTM C29M.

En algunas normas, el término "agregado liviano" se está reemplazando por el término "agregado de baja densidad".

Altura útil de la sección*: (*d*) (*Effective depth of section). La distancia medida desde la fibra extrema en compresión hasta el baricentro de la armadura longitudinal sometida a tracción.

Análisis con elementos finitos (Finite element analysis). Un procedimiento de modelaje analítico en el cual la estructura se divide en un número de elementos discretos para el análisis.

Anclaje (anchor). Un dispositivo de acero ya sea preinstalado antes de colocar el hormigón o pos-instalado en un elemento de hormigón endurecido, y usado para transmitir fuerzas aplicadas al hormigón.

Anclaje horizontal o inclinado hacia arriba (horizontal or upwardly inclined anchor). Un anclaje instalado en una perforación taladrada horizontalmente o en una perforación con una orientación que esté por encima de la horizontal.

Los anclajes pre-instalados incluyen los tornillos con cabeza, tornillos con extremo con forma de gancho (J o L) y pernos con cabeza. Los anclajes pos-instalados incluyen anclajes de expansión, anclajes con sobre-perforación en su base y anclajes adheridos. Los elementos de acero para anclajes adheridos incluyen barras roscadas, barras corrugadas de armadura, o camisas de acero roscadas internamente y con deformaciones externas. Los tipos de anclaje se muestran en la figura R2.1.

La figura R2.2 ilustra las inclinaciones posibles de la perforación para anclajes horizontales o inclinados hacia arriba.

Figura R2.2. *Posibles orientaciones de pernos de cabeza, horizontales e inclinados hacia arriba.*

Anclaje pos-instalado (post-installed anchor). Un anclaje instalado en hormigón endurecido. Los anclajes adheridos, de expansión y con sobre-perforación en su base y son ejemplos de anclajes pos-instalados.

Anclaje de expansión (expansion anchor). Un anclaje pos-instalado, insertado en el hormigón endurecido, que transfiere cargas hacia y desde el hormigón por apoyo directo o fricción, o ambos.

Los anclajes de expansión pueden ser controlados por torque, en los cuales la expansión se logra por medio de un torque que actúa sobre el tornillo, o controlados por desplazamiento, donde la expansión se logra por medio de fuerzas de impacto que actúan en una camisa o tapón y la expansión se controla por medio de la distancia que la camisa o tapón debe recorrer.

Anclaje adherido (adhesive anchor). Un anclaje pos-instalado que se inserta en una perforación realizada en hormigón endurecido de un diámetro no mayor de 1,5 veces el diámetro del anclaje y que transfiere cargas al hormigón por adherencia entre el anclaje y el adhesivo y entre el adhesivo y el hormigón.

El modelo de diseño contenido en el Capítulo 17 para anclajes adheridos está basado en el comportamiento de anclajes colocados en perforaciones cuyo diámetro no excede 1,5 veces el diámetro del anclaje. Los anclajes colocados en perforaciones, con un diámetro mayor de 1,5 veces el diámetro del anclaje se comporta de una forma diferente y por esta razón están excluidos del alcance del Reglamento y del ACI 355.4. Para limitar la retracción y reducir el desplazamiento bajo carga, la mayoría de los sistemas de anclajes adheridos requieren que el espacio libre anular sea tan pequeño como sea posible, pero al mismo tiempo lo suficiente para permitir la inserción del elemento de anclaje en la perforación llena de adhesivo y garantizando que toda el área de la superficie del anclaje quede cubierta de adhesivo. El espacio libre anular es generalmente más grande para barras de armadura que para barras roscadas. El

Documento en estudio

diámetro requerido para la perforación está indicado en las instrucciones impresas del fabricante del anclaje (MPII).

Anclaje con sobre-perforación en su base (undercut anchor). Un anclaje pos-instalado que desarrolla su resistencia a la tracción con base en un mecanismo de trabazón proporcionado por la sobre-perforación del hormigón en el extremo embebido del anclaje. La sobre-perforación se logra con un taladro especial antes de instalar el anclaje o de manera alternativa, por medio del mismo anclaje durante su instalación.

Anclaje preinstalado (cast-in anchor). Un tornillo con cabeza, perno con cabeza, o tornillo con gancho, instalado antes de colocar el hormigón

Tornillo con cabeza (headed bolt) - Un anclaje de acero preinstalado que desarrolla su resistencia a la tracción a través de trabazón mecánica proporcionada por una cabeza o tuerca en el extremo embebido del anclaje

Tornillo con gancho (hooked bolt). Un anclaje preinstalado embebido, anclado principalmente por el efecto de aplastamiento de un doblez en 90 º (extremo en L) o un gancho en 180 º (extremo en J) contra el hormigón, en su extremo embebido, con un valor mínimo e_h de **3** d_a .

Perno con cabeza (headed stud). Un anclaje de acero que cumple con los requisitos de la AWS D1.1, fijado a una platina o aditamento de acero similar, mediante el proceso de soldadura de arco, antes de colocar el hormigón. También se le conoce como **perno soldado con cabeza**.

Área de influencia proyectada (projected influence area). Área definida por líneas rectas en la superficie del elemento de hormigón que se utiliza para calcular la resistencia a la adherencia de anclajes adheridos.

Área proyectada (projected area). El área en la superficie libre del elemento de hormigón que se usa para representar la base mayor de la superficie de falla rectilínea supuesta.

Armadura: (Reinforcement). Elemento de acero o elementos que se incorporan a la masa del hormigón y que cumplen con los requisitos establecidos en el 20.2 hasta 20.5, Los cables externos se consideran armaduras.

Armadura corrugada: (Deformed reinforcement). Barras corrugadas, mallas de barras soldadas, alambre corrugado, mallas electrosoldado de alambre, que cumplan con 20.2.1.3, 20.2.1.5, ó 20.2.1.7, excluyendo el alambre liso.

La armadura corrugada se define como aquel que cumple con las normas para armadura corrugada de la Norma. Ningún otro tipo de armadura puede considerarse armadura corrugada. Esta definición permite establecer con exactitud las longitudes de anclaje. Las barras o alambres que no cumplan con los requisitos de corrugado o con los requisitos de espaciamiento de la armadura electrosoldada de alambre, son "armadura lisa" para efectos de la Norma y solamente pueden utilizarse para espirales.

Armadura de mallas electrosoldadas de alambre: (Welded wire reinforcement). Elementos de la armadura compuestos por alambres lisos o corrugados, fabricados en forma de hojas o rollos que cumplen con 20.2.1.7.

Armadura de mallas electrosoldadas de barras: (Welded wire reinforcement). Una armadura en malla, que cumple con 20.2.1.5, y que está formada por dos capas de barras corrugadas en ángulo recto una respecto de la otra y soldadas en las intersecciones.

Armadura del anclaje (anchor reinforcement). Armadura utilizada para transferir toda la fuerza de diseño desde los anclajes hacia el elemento estructural.

Armadura en espiral, zuncho: (Spiral reinforcement). Armadura contínua enrollada en forma de hélice cilíndrica.

Armadura extrema a tracción– (extreme tensión reinforcement). La capa de acero pretensado o no pretensado más lejana a la fibra extrema en compresión.

Armadura lisa: (Plain reinforcement). Barras o alambres que cumplen con 20.2.1.4 o 20.2.1.7 y que no cumplen con la definición de armadura corrugada.

Armadura no pretensada (non-prestressed reinforcement). Armadura adherida que no se pretensa.

Armadura para pretensado (prestressing reinforcement). Armaduras de alta resistencia

Documento en estudio

tales como torón, alambre o barra que cumple con 20.3.1.

Armadura pretensada (prestressed reinforcement). Armadura para pretensado que ha sido tensionado para impartir fuerzas al hormigón.

Armadura pretensada adherida (bonded prestressed reinforcement). Torón pretensado o armadura pretensada en un cable adherido.

Armadura suplementaria (supplementary reinforcement). Armadura colocada para restringir la falla potencial por arrancamiento del hormigón, pero que no está diseñado para transferir la carga total de diseño desde los anclajes hacia el elemento estructural.

La armadura suplementaria tiene una configuración y ubicación similar a la de la armadura del anclaje, pero no está diseñada específicamente para transferir las cargas desde los anclajes. Los estribos, usados como armadura a cortante, pueden caer dentro de esta categoría.

Autoridad competente (building official). Término utilizado en el reglamento general para identificar la persona encargada de administrar y vigilar el cumplimiento de lo requerido por la Norma. Los términos tales como comisionado de edificaciones o inspector de edificaciones son variaciones de este título, y el término "autoridad competente" utilizado en esta Norma, se supone que cubre estas variantes y otras que se utilizan con la misma connotación.

Barras corrugadas con cabeza (Headed deformed bars) - Barras de acero corrugado con cabezas unidas a uno o a ambos extremos,

El área de apoyo de una barra corrugada con cabeza es, en gran medida, perpendicular al eje de la barra. En contraste, el área de apoyo de la cabeza de un perno con cabeza es una superficie de revolución espacial no planar, como se muestra en la figura R20.5.1. Los dos tipos de armadura difieren en otros sentidos. El fuste del perno con cabeza es liso mientras que el de la barra corrugada con cabeza es corrugado. Se permite que el área mínima de apoyo neto de la cabeza de una barra corrugada con cabeza sea tan pequeña como cuatro veces el área de la barra. En contraste, el área mínima de un perno con cabeza no se encuentra especificada en términos del área de apoyo, sino por el área total de la cabeza que debe ser al menos 10 veces el área del fuste.

Base de la estructura (Base of structure) - Nivel al cual se supone que los movimientos horizontales del suelo producidos por un sismo se imparten a la edificación. Este nivel no necesariamente coincide con el nivel del terreno.

Biela (strut). Un elemento a compresión en el modelo biela-tirante que representa la resultante de un campo de compresión paralelo o en forma de abanico.

Biela en forma de botella - Una biela que es más ancho en el centro que en sus extremos.

Cable: (Tendon). Es el conjunto de uno o más elementos de alambres, barras ó cordones, que constituyen una unidad funcional, dispuesta de modo de introducir tensiones de pretensado en el hormigón.

Cable adherente: (Bonded tendón). Cable en el cual el acero de pretensado está adherido continuamente al hormigón por medio de morteros de inyección colocado en los ductos o vainas embebidos en la sección del hormigón.

Cable no adherente: (Unbonded tendón). Tendón al cual se impide que el acero de pretensado se adhiera al hormigón. La fuerza de pretensado se transfiere permanentemente al hormigón en los extremos del tendón solo por medio de anclajes.

Cable externo (external tendon) – Un cable externo a la sección transversal del elemento en aplicaciones de pos-tesado.

En aplicaciones nuevas o preexistentes de hormigón pos-tesado, un tendón externo, ocurre cuando se utiliza pos-tesado con los tendones total o parcialmente localizados por fuera de la sección de hormigón, o dentro de una sección en forma de cajón, o cuando solo toca la sección en los puntos de anclaje y desviación.

Camisa de espaciamiento (distance sleeve). Una camisa que envuelve la parte central de un anclaje con sobre-perforación en su base, de un anclaje de expansión de torsión controlada o de un anclaje de expansión de desplazamiento controlado, pero que no se expande.

Documento en estudio

Camisa de expansión (expansion sleeve). La parte externa de un anclaje de expansión que es forzada hacia afuera por la parte central, ya sea aplicando una torsión o un impacto, para apoyarse contra los lados de un orificio perforado previamente. Véase también Anclaje de expansión.

Capitel (column capital). Ensanchamiento del extremo superior de una columna de hormigón ubicada directamente bajo la losa o ábaco y construida monolíticamente con la columna.

Cargas (loads): Fuerzas y otras acciones que resultan del peso de los materiales de construcción, los ocupantes y sus enseres, efectos ambientales, movimientos diferenciales, y cambios volumétricos restringidos. Las cargas permanentes corresponden a cargas cuyas variaciones en el tiempo son excepcionales o de magnitud pequeña. Todas las demás cargas se consideran cargas variables.

Se dan varias definiciones para las cargas, dado que la Norma contiene los requisitos que se deben cumplir a diversos niveles de carga. Los términos "carga muerta" y "carga viva" se refieren a las cargas sin factores de carga, algunas veces denominadas cargas de "servicio", definidas o especificadas en el reglamento de construcción general. Las cargas de servicio (cargas sin factores de carga) deben emplearse donde lo establece la Norma, para diseñar o verificar elementos de manera que tengan un adecuado funcionamiento. Las cargas utilizadas para diseñar un elemento de tal manera que tenga una resistencia adecuada se definen como cargas mayoradas. Las cargas mayoradas son cargas de servicio multiplicadas por los factores de carga apropiados para obtener la resistencia requerida excepto para viento y sismo los cuales se definen al nivel de resistencia en ASCE/SEI-7. La terminología de cargas mayoradas aclara donde se aplican los factores de carga a una carga, momento, o valor de cortante como se requiere en la Norma.

Carga de servicio: (Service load). Todas las cargas, estáticas y transitorias, que se imponen a una estructura, o elemento de ella, durante la operación de la edificación, sin factores de carga.

Carga mayorada: (Factored Load). La carga que, multiplicada por los factores de carga apropiados, que se utiliza para diseñar los elementos utilizando el método de diseño por resistencia de esta Norma. Véanse 8.1.1 y 9.2.

Carga permanente: (Dead load). O Carga muerta especificada en la Norma NB 1225002:

(a) El peso de los elementos soportados por la estructura, y los aditamentos o accesorios permanentes que probablemente estén presentes en una estructura en servicio; o

(b) las cargas que se definen como tales en el reglamento general de construcción; sin factores de carga.

Carga viva: (Live load). Carga viva especificada en la Norma NB 1225002 de la cual forma parte este Norma:

(a) La carga que no se aplica en forma permanente a la estructura, pero que es probable que ocurra durante su vida de servicio (excluyendo las cargas ambientales); o

(b) cargas que cumplen los criterios específicos descritos en el reglamento general de construcción; sin factores de carga.

Carga viva de cubierta (roof live load). Carga en la cubierta o techo producida por:

(a) durante los trabajos de mantenimiento por los trabajadores, equipos y materiales; y

(b) durante la vida de la estructura, por objetos movibles, como plantas u otros accesorios decorativos que no se relacionan con la ocupación; o cargas que cumplen los criterios específicos descritos en el reglamento general de construcción; sin factores de carga.

Categoría de Diseño Sísmico (Seismic Design Category) Clasificación que se asigna a una estructura con base en su tipo de ocupación y en la severidad de los movimientos sísmicos del terreno para diseño en el lugar, como se define el reglamento general de construcción. También se denomina con la abreviatura CDS.

Cercha estructural (Structural Truss) - Entramado de elementos de hormigón armado sometido principalmente a fuerzas axiales.

Documento en estudio

Clase de armaduras: Es la designación abreviada de un acero. Se indica con las letras **AH** (Acero para hormigón) seguidas de un número. La parte numérica indica la **resistencia característica de fluencia del acero**, expresada en MPa. Ejemplo: AH-410, AH-500, etc.

Clase de hormigón: Es la designación abreviada de un hormigón. Se indica con la letra H seguida de un número. La parte numérica indica la **resistencia especificada a la compresión del hormigón a la edad de diseño**, expresada en MPa. Ejemplo: H-20, H-30, etc.

Colector (collector). Elemento que actúa en tracción o compresión axial para transmitir fuerzas entre un diafragma estructural y los elementos verticales del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas.

Columna: (Column). Elemento, usualmente o predominantemente vertical, usado principalmente para resistir carga axial de compresión, pero que también puede resistir momentos, cortantes o torsión. Para un elemento de sección variable, la menor dimensión lateral corresponde al promedio de las dimensiones superior e inferior del lado menor. Las columnas usadas como parte del sistema resistente ante fuerzas laterales resisten las cargas axiales, momento y cortante combinadas. Véase también pórtico resistente a momento.

Combinaciones de carga de diseño (Design load combination) - Combinación de cargas y fuerzas mayoradas.

Conexión (Connection)- Una zona que une dos o más elementos. Una conexión también se refiere a una zona que une elementos en que uno o más son prefabricados

Conexión dúctil (Ductile connection) Conexión entre uno o más elementos prefabricados en la cual se presenta fluencia como consecuencia de los desplazamientos de diseño para sismo.

Conexión fuerte (Strong connection) Conexión entre uno o más elementos prefabricados, que se mantiene elástica cuando los elementos que se conectan no presentan fluencia como consecuencia de los desplazamientos de diseño para sismo.

Construcción en dos direcciones (two-way construction). Elementos diseñados para ser capaces de soportar cargas a través de flexión en dos direcciones. Dentro de esta clasificación se encuentran algunas losas y cimentaciones. Véase construcción en una dirección.

Construcción en una dirección (one-way construction). Elementos diseñados para ser capaces de soportar todas las cargas a través de la flexión en una sola dirección. Véase construcción en dos direcciones.

Las viguetas, vigas, vigas maestras y algunas losas y cimentaciones se consideran construcción en una dirección.

Deformación específica neta de tracción: (Net tensile strain). Deformación específica o unitaria de tracción cuando se alcanza la resistencia nominal, excluidas las deformaciones específicas debidas al pretensado efectivo, fluencia lenta, retracción y temperatura.

Densidad de equilibrio (Equilibrium density) - Densidad del hormigón de peso liviano, determinada de acuerdo con la ASTM C567, después de estar expuesto a una humedad relativa de **50± 5** por ciento y a una temperatura de 23 ± 2 ºC por un período de tiempo suficiente para alcanzar una densidad constante.

Deriva de piso de diseño (Design story drift ratio) - Diferencia relativa del desplazamiento lateral de diseño entre la parte superior e inferior de un piso, dividido por la altura del piso.

Descolgado para cortante (shear cap). Proyección bajo una losa usada para aumentar la resistencia a cortante de la losa.

Desplazamiento de diseño (Design displacement) - Desplazamiento lateral total esperado para el sismo de diseño

El desplazamiento de diseño es un índice del máximo desplazamiento lateral esperado durante el diseño para el sismo de diseño. En documentos como el ASCE/SEI 7-10 o en el International Building Code, el desplazamiento de diseño se calcula usando un análisis elástico lineal, estático o dinámico, bajo las acciones sísmicas especificadas por la Norma, considerando los efectos de secciones fisuradas, los efectos de torsión, los efectos de las fuerzas verticales que actúan a través de los desplazamientos laterales y los factores de modificación para calcular la respuesta inelástica esperada. En general, el desplazamiento de diseño es mayor que el desplazamiento calculado con base en fuerzas prescritas al nivel de diseño y

Documento en estudio

aplicadas a un modelo linealmente elástico de la edificación.

Diafragma estructural (structural diaphragm). Elemento estructural, como una losa de piso o cubierta, que transmite fuerzas que actúan en el plano del elemento hacia los elementos verticales del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas. Un diafragma estructural puede incluir cuerdas y colectores como parte del diafragma.

Discontinuidad (discontinuity) - Cambio abrupto en la geometría o en la carga.

Diseño: A los fines de esta Norma se ha utilizado la palabra "diseño" como sinónimo de "proyecto". El diseño incluye; la configuración estructural, análisis estructural, el dimensionamiento y los detalles de armado de las secciones y de los elementos estructurales.

Dispositivo básico de anclaje para un solo torón: (Basic monostrand anchorage device). Dispositivo de anclaje usado con cualquier torón individual o barra individual de 15 mm o menor de diámetro de barra, que cumple con 25.8.1, 25.8.2 y 25.9.3.1a.

Dispositivos que se diseñan de tal manera que se puede verificar analíticamente el cumplimiento de los requisitos de tensiones de aplastamiento y rigidez sin tener que realizar los ensayos de aceptación necesarios para los dispositivos especiales de anclaje.

Dispositivo básico de anclaje para varios torones: (Basic multistrand anchorage device). Dispositivo de anclaje usado con varios torones, barras o alambres, o con una sola barra de más de 15 mm de diámetro, que cumple con 25.8.1, 25.8.2 y 25.9.3.1b.

Dispositivo de anclaje: (Anchorage device). En elementos pos-tesado, el dispositivo usado para transferir la fuerza desde el acero de pretensado al hormigón.

La mayoría de los dispositivos de anclaje para pos-tesado son dispositivos estándar fabricados disponibles en forma comercial. En algunos casos, los diseñadores o constructores desarrollan detalles o conjuntos "especiales" que combinan diversas cuñas o platinas de cuñas para el anclaje de aceros de pre esforzado con platinas o diafragmas especiales en el extremo. Estas designaciones informales como dispositivos de anclaje, estándar o especiales no tienen relación directa con este reglamento ni con la clasificación de dispositivos de anclaje en dispositivos básicos de anclaje y dispositivos especiales de anclaje como los define esa Norma y AASHTO en "LRFD Bridges Design Specifications".

Dispositivo especial de anclaje: (Special anchorage device). Dispositivo de anclaje que cumple con los rerquieistos de 25.9.3.1c.

Un dispositivo especial de anclaje es cualquier dispositivo (para uno o varios torones) que no cumple con las tensiones de aplastamiento relevantes del PTI o AASHTO en "LRFD Bridges Design Specifications", y cuando son aplicables, con los requisitos de rigidez. La mayoría de los dispositivos de anclaje con varias superficies de apoyo ofrecidos comercialmente son dispositivos especiales de anclaje. Según lo indicado en 25.9.3, dichos dispositivos pueden ser usados sólo cuando hayan demostrado experimentalmente que cumplen los requisitos de AASHTO. Esta demostración de cumplimiento normalmente será realizada por el fabricante del dispositivo.

Distancia al borde (edge distance). La distancia desde el borde de la superficie de hormigón al centro del anclaje más cercano.

Documentos de construcción (construction documents). Documentos escritos y gráficos, y especificaciones del proyecto, preparados o reunidos para describir la ubicación, diseño, materiales y características físicas de los elementos de un proyecto, necesarios para obtener una licencia de construcción y realizar la construcción del proyecto.

Ducto de Pos-tesado, Vaina: (Duct). Ducto (liso o corrugado) para colocar el acero de pretensado que se requiere para aplicar el pos-tesado.

Durabilidad (durability). Capacidad de una estructura o elemento estructural para resistir deterioro que perjudique el comportamiento o limite la duración de servicio de la estructura en el tipo de ambiente considerado en el diseño.

Elemento de borde (Boundary element) - Zonas a lo largo de los bordes de los muros y de los diafragmas estructurales, incluyendo los

Documento en estudio

bordes de las aberturas, reforzados con armadura longitudinal y transversal.

Elemento dúctil de acero (ductile steel element). Un elemento con un alargamiento medido en un ensayo de tracción de al menos 14 por ciento, y una reducción de área de al menos un 30 por ciento. Un elemento de acero que cumple con las disposiciones de ASTM A307 debe considerarse un elemento dúctil de acero, excepto en lo que se modifica para efectos sísmicos, las barras corrugadas de acero de armadura que cumplen con los requisitos de ASTM A615M, A706M o A955M, deben considerarse elementos dúctiles de acero.

El 14 por ciento de elongación debe medirse sobre una longitud de medición igual a la especificada por la norma ASTM del acero utilizado. Debido a la preocupación respecto a una fractura en la zona roscada, debe verificarse que las barras de armadura corrugadas roscadas cumplen con los requisitos de resistencia de 25.5.7.1.

Elemento frágil de acero (brittle steel element). Un elemento con un alargamiento medido en un ensayo de tracción menor al 14 por ciento, o una reducción en área de menos del 30 por ciento en la falla.

El 14 por ciento de alargamiento debe medirse sobre la longitud especificada en la norma ASTM adecuada del acero utilizado.

Elementos compuestos de hormigón sometidos a flexión (composite concrete flexural members). Elementos prefabricados de hormigón o elementos construidos en obra sometidos a flexión, fabricados en etapas diferentes, pero interconectados de tal manera que todos los elementos responden a las cargas como una unidad.

Envoltura para cables de pretensado no adheridos (sheating). Material en que encapsula el acero de pretensado para impedir la adherencia del acero de pretensado al hormigón que lo rodea, para proporcionar protección contra la corrosión y para contener el recubrimiento inhibidor de corrosión.

Generalmente es una envoltura sin costuras de polietileno de alta densidad extrudido directamente sobre el acero de pretensado ya recubierto con la envoltura inhibidora de la corrosión.

Espaciamiento (spacing). Distancia medida centro a centro entre elementos adyacentes, tales como armadura longitudinal, armadura transversal, armadura de pretensado o anclajes.

Espaciamiento libre (clear spacing). Menor distancia entre las superficies externas de elementos adyacentes.

Estribo: (Stirrup). Armadura empleada para resistir fuerzas cortantes y de torsión en un elemento estructural; por lo general consiste en barras corrugadas, alambres corrugados o armadura electrosoldada de alambre (liso o corrugado) ya sea sin dobleces o doblados en forma de L, de U o en formas rectangulares, y colocados perpendicularmente o en ángulo con respecto al armadura longitudinal. (En inglés el término “stirrup” se aplica normalmente a la armadura transversal de vigas y el término “tie” a los que están en columnas.) Véase también “Estribo (Tie)”. En la Norma el término “estribo” se usa tanto para la armadura transversal de vigas como de columnas.

Estribo de columna o cerrado: (Tie). Barra o alambre doblados que abraza a la armadura longitudinal, una barra o alambre continuo, doblado en forma de círculo, rectángulo, u otra forma poligonal sin esquinas reentrantes. Véase también “Estribo (Stirrup)”.

Estribo cerrado de confinamiento (Hoop) - Es un estribo cerrado o un estribo circular continuo, zuncho o hélice, o vaios elementos de armadura que tienen gancho sísmico. Un estribo cerrado de confinamiento puede estar constituido por varios elementos cada uno de los cuales debe tener ganchos sísmicos en sus extremos. Un estribo cerrado compuesto por barras corrugadas con cabeza entrelazadas no se considera un estribo de confinamiento. Véase 25.7.4.

Fuerza del gato de tesado: (Jacking force). En hormigón pretensado, la fuerza que temporalmente ejerce el dispositivo que se utiliza para tesar el acero de pretensado.

Documento en estudio

Gancho sísmico (Seismic hook) - Gancho en el extremo de un estribo o gancho suplementario que tiene un doblez mayor de 135 º, excepto que en los estribos cerrados de confinamiento circulares deben tener un doblez mayor de 90 º. Los ganchos sísmicos deben tener una extensión de $\mathbf{6d_b}$ (pero no menor de 75 mm) que enganche la armadura longitudinal y se proyecte hacia el interior del estribo o estribo cerrado de confinamiento. Véase 7.1.4 y el Capítulo 21. Los ganchos deben abrazar la armadura longitudinal y las extensiones deben proyectarse hacia el interior del estribo o estribo cerrado de confinamiento.

Gancho suplementario (Crosstie) - Barra de armadura continua que tiene un gancho sísmico en un extremo y un gancho mayor de 90 º con una extensión mínima de $\mathbf{6d_b}$ en el otro extremo. Los ganchos deben abrazar las barras longitudinales periféricas. Los ganchos de 90 º de dos ganchos suplementarios sucesivos, que abrazan las mismas barras longitudinales deben quedar con los extremos alternados.

Grupo de anclajes (anchor group). Un grupo de anclajes similares, con aproximadamente la misma profundidad de embebido efectivo y con separación, s, entre anclajes adyacentes de tal forma que las áreas proyectadas se superpongan.

Para todos los modos potenciales de falla (falla del acero, arrancamiento del hormigón, extracción por deslizamiento, desprendimiento lateral y desprendimiento del hormigón por cabeceo del anclaje), solamente aquellos anclajes susceptibles de sufrir un modo particular de falla deben incluirse al evaluar la resistencia asociada con ese modo de falla.

Hormigón: (Concrete). Mezcla de cemento portland o cualquier otro cemento hidráulico, agregado fino, agregado grueso y agua, con o sin aditivos.

Hormigón armado: (Reinforced concrete). Hormigón estructural armado con no menos de las cuantías mínimas de armadura pretensada o armadura no pretensada, o ambas, especificadas en esta Norma

Hormigón armado con fibras de acero: (Steel fiber reinforced concrete). Hormigón que contiene fibras de acero discontinuas, corrugadas, dispersas y orientadas aleatoriamente.

Hormigón completamente liviano (All-lightweight concrete) - Hormigón de peso liviano que contiene agregado fino y grueso de peso liviano solamente, y que cumple con lo especificado en ASTM C330M.

Hormigón de peso normal (Normalweight concrete) - Hormigón que contiene agregados que cumplen con lo especificado en ASTM C33M.

En general, el hormigón de peso normal tiene una densidad (peso unitario) entre 21,0 y 25,0 kN/m³ , y comúnmente se toma entre 23,0 y 23,5 kN/m³

Hormigón estructural: (Structural concrete). Todo hormigón utilizado con propósitos estructurales incluyendo al hormigón simple, al hormigón armado.

Hormigón estructural liviano: (Lightweight concrete). Hormigón con agregado liviano que tiene una densidad de equilibrio, tal como la define ASTM C567, entre 14,0 kN/m³ y 18,0 kN/m³ (1440 kg/m³ y 1840 kg/m³)

Hormigón liviano de arena de peso normal: (Sand-lightweight concrete). Hormigón liviano que contiene agregados finos de peso normal y que cumple con lo especificado en la ASTM C33M y agregados gruesos de peso liviano que cumplen con lo especificado en la ASTM C330M.

Según la definición de la Norma, el "hormigón liviano con arena de peso normal" es el hormigón liviano estructural en el cual todo el agregado fino ha sido sustituido por arena. Esta definición quizás no concuerde con la costumbre de algunos proveedores de materiales o de algunos contratistas, quienes sustituyen por arena casi todos los finos de peso liviano, aunque no todos.

Con el fin que las disposiciones de esta Norma se apliquen de la manera apropiada, deben especificarse los límites de sustitución, interpolando cuando se utilice una sustitución parcial de arena.

Hormigón no pretensado: (Nonprestressed concrete). Hormigón no pretensado con al me-

Documento en estudio

nos la mínima cuantía de armadura no pretensada, o para losas en dos direcciones, con menos de la cuantía mínima de armadura pretensada.

Hormigón pretensado: (Prestressed concrete). Hormigón estructural al que se le han introducido tensiones internas por medio de armadura pretensada, con el fin de reducir las tensiones potenciales de tracción en el hormigón causados por las cargas y en losas en dos direcciones cuando tienen al, menos la cantidad mínima de armadura pretensada.

El término hormigón pretensado incluye elementos con cables no adheridos y elementos con armadura de pretensado adherido. Las clases de elementos pretensados a flexión se definen en 24.5.2.1. Las losas pretensadas en dos direcciones requieren un nivel mínimo de de tensiones a compresión en el hormigón debido al pretensado efectivo.

Aunque el comportamiento de elementos de hormigón pretensado con cables continuos de pretensado no adheridos puede variar con respecto al de elementos con cables continuamente adheridos, el hormigón pretensado con cables de pretensado adheridos y sin adherir, junto con el hormigón no pretensado, se han agrupado bajo el término genérico de “hormigón armado”. Las disposiciones comunes al hormigón pretensado y al no pretensado se integran con el fin de evitar repetición o contradicción entre las disposiciones.

Hormigón simple: (Plain concrete). Hormigón estructural sin armadura o con menos armadura que el mínimo especificado para hormigón armado. La presencia de armadura pretensada o no pretensada, no prohíbe que el elemento sea clasificado como hormigón simple, siempre y cuando cumpla todos los requisitos del capítulo 14

Información del diseño (design information). Información específica del proyecto que se incluye por parte del profesional facultado para diseñar en los documentos de construcción, según corresponda.

Insertos (embedments). Elementos embebidos en el hormigón diferentes de armadura como se define en el Capítulo 20 y anclajes como se definen en el Capítulo 17. Armadura y anclajes soldados, atornillados o conectados por otro medio al inserto para desarrollar la resistencia del ensamblaje se consideran parte del inserto.

Insertos especiales (specialty insert). Anclajes prediseñados y prefabricados para ser instalados antes de la colocación del hormigón; diseñados especialmente para fijar conexiones atornilladas o ranuradas.

Los insertos especiales se utilizan en muchas ocasiones para manejo, transporte, izaje y anclaje de elementos. Los insertos especiales no están cubiertos por la Norma.

Inspección (inspection). Observación, verificación y documentación apropiada de los materiales, instalación, fabricación, erección, o colocación de los componentes y conexiones para asegurarse que cumplen con los documentos de construcción y las normas referidas en ellos.

Inspección continua (continuous inspection). Observación de tiempo completo, verificación y documentación de los trabajos realizados en la zona donde se está ejecutando el trabajo.

Inspección itinerante (periodic inspection). Observación de tiempo parcial o intermitente, verificación y documentación requerida de los trabajos en la zona donde el trabajo se está realizando.

Instrucciones de instalación impresas del fabricante [IIIF] (Manufacturer’s Printed Installation Instructions [MPII]). Instrucciones impresas publicadas para la correcta instalación de un anclaje adherido bajo todas las condiciones de instalación cubiertas en su alcance y que vienen incluidas dentro del empaque del producto.

Integridad estructural (structural integrity). Capacidad de una estructura para redistribuir los esfuerzos y mantener la estabilidad a través de la resistencia, redundancia, ductilidad y detallado de la armadura cuando se produce un daño localizado u ocurren sobreesfuerzos importantes.

Junta de contracción: (Contraction joint). Muesca moldeada, aserrada o labrada en una estructura de hormigón para crear un plano de debilidad y regular la ubicación del agrietamiento resultante de las variaciones dimensionales de diferentes partes de la estructura.

Documento en estudio

Junta de dilatación: (Isolation joint). Separación entre partes adyacentes de una estructura de hormigón, usualmente en un plano vertical, en una ubicación definida en el diseño de tal modo que interfiera al mínimo con el comportamiento de la estructura, y al mismo tiempo permita movimientos relativos en tres direcciones y evite la formación en otro lugar de fisuras en el hormigón y a través de la cual se interrumpe parte o toda la armadura adherida.

Límite de la deformación unitaria controlada por compresión: (Compression controlled strain limit). Deformación unitaria neta en tracción bajo condiciones de deformación unitaria balanceada.

Longitud de anclaje: (Development length). Longitud embebida de la armadura, incluyendo torones de pretensado, en el hormigón que se requiere para poder desarrollar la resistencia de diseño de la armadura en una sección crítica.

Longitud de estirado (stretch length) Longitud a lo largo del anclaje, medida por fuera del hormigón dentro del cual está anclado, la cual está sometida a la totalidad de la carga de tracción aplicada al anclaje y cuya área seccional es mínima y constante.

Es la porción de la longitud del anclaje que se diseña para que allí ocurran las elongaciones inelásticas bajo cargas sísmicas. En la Fig. R17.2.3.4.3 se presentan ejemplos que ilustran la longitud de estirado.

Longitud embebida: (Embedment length). Longitud embebida de la armadura en el hormigón que se extiende más allá de una sección crítica.

Longitud de transferencia: (Transfer length). Longitud embebida de la armadura de pretensado en el hormigón que se requiere para transferir el pretensado efectivo al hormigón.

Losas de podio: Soportan una estructura separada donde los elementos portantes (muros y columnas de la superestructura, no están alineadas con las columnas/muros de hormigón de la sub estructura.

Losas de transferencia: Losas que reciben columnas y cargas puntuales, sin que tengan continuidad en su parte inferior

Luz: (Span length). Distancia entre libre entre apoyos.

Machón de muro (Segmento vertical de muro resistente a cortante) (wall pier). Segmento vertical de muro dentor de un muro estructural y circunscrito horizontalmente por dos aberturas o un borde y una abertura, con una relación de longitud horizontal a espesor del muro (l_w/b_w) ≤ 6, y una relación de altura libre a longitud horizontal (h_w/l_w) ≤ 2.

Las dimensiones y armadura se definen de tal manera que la demanda de cortante esté limitada por la fluencia de la armadura vertical del machón causada por flexión.

Materiales cementantes (cementitious materials). Materiales que tienen propiedades cementantes por sí mismos al ser utilizados en el hormigón, tales como cemento pórtland, cementos hidráulicos adicionados y cementos expansivos, o dichos materiales combinados con cenizas volantes, otras puzolanas crudas o calcinadas, humo de sílice, y escoria granulada de alto horno.

Método de las bielas y tirantes - Un modelo de cercha de un elemento estructural, o de una región-D de ese elemento, hecho con bielas y tirantes conectados en los nodos, capaces de transferir las cargas mayoradas a los apoyos o hacia las regiones-B adyacentes.

Módulo de elasticidad: (Modulus of elasticity). Relación entre la tensión normal y la deformación unitaria correspondiente, para tensiones de tracción o compresión menores que el límite de proporcionalidad del material.

Muro: (Wall). Elemento vertical, diseñado para resistir carga axial, carga lateral o ambas, con una relación de su longitud horizontal a su espesor mayor de tres, empleado para encerrar o separar espacios.

Muros estructurales: (Structural walls). Muro diseñado para resistir combinaciones de cortantes, momentos y fuerzas axiales en el plano del muro. Un muro de cortante es un muro estructural.

Muro estructural especial (Special structural wall): Un muro construido en sitio que cumple con 18.2.3 hasta 18.2.8 y con 18.10 o un muro prefabricado que cumple con 18.2.3 hasta 18.2.8 y con 18.2.11

Documento en estudio

Las disposiciones de 18.2.3 hasta 18.2.8 y 18.2.11 pretenden obtener un muro estructural prefabricado especial, con una resistencia y tenacidad mínimas equivalentes a las de un muro estructural armado especial de hormigón construido en sitio.

Muro estructural intermedio prefabricado (Intermediate precast structural wall): Muro que cumple con todos los requisitos aplicables de 18.5.

Las disposiciones de 18.5 tienen la intención de dar como resultado un muro estructural prefabricado intermedio con una resistencia y tenacidad mínimas equivalente a la de un muro estructural de hormigón armado ordinario, construido en obra. Un muro de hormigón prefabricado que no cumple con los requisitos de 18.5, se considera que posee una ductilidad e integridad estructural menor que la de un muro estructural prefabricado intermedio.

Muro estructural ordinario de hormigón armado (Ordinary reinforced concrete structural wall): Muro que cumple con los requisitos del Capítulo 11.

Muro estructural ordinario de hormigón simple (Ordinary structural plain concrete wall): Muro que cumple con los requisitos del Capítulo 14.

Nodo (node) - En un método de las bielas y tirantes, punto donde se interceptan los ejes de los bielas, tirantes y fuerzas concentradas que actúan en el nudo de intersección.

Nudo (Joint) - Parte de una estructura que es común a los elementos que se intersectan.

El área efectiva de la sección transversal dentro de un nudo de un pórtico especial resistente a momento, A_j , para calcular la resistencia a cortante se encuentra definida en 18.8.4.3.

Obra (Work) - Toda la construcción o partes identificables separadamente que se debe construir de acuerdo con los documentos de la construcción.

Pedestal: (Pedestal). Elemento que tiene una relación entre la altura y la menor dimensión lateral menor o igual a 3, usado principalmente para soportar cargas axiales en compresión. Para un elemento de sección variable, la menor dimensión lateral es el promedio de las dimensiones superiores e inferior del lado más pequeño.

Percentil del 5 por ciento (five percent fractile). Un término estadístico que significa un 95% de confianza, es decir que existe un 95 % de probabilidad de que la resistencia real exceda a la resistencia nominal.

*La determinación del coeficiente K_{05} asociado con el percentil 5 por ciento, $\bar{x} - K_{05} S_s$, dependiendo del número de ensayos usados, **n**, para calcular la media de la muestra, **,** $\bar{x}$ y la desviación estándar S_s . Los valores de K_{05} varían, por ejemplo, desde 1.645 para **n** = ∞, hasta 2.010 para **n** = **40**, y 2.568 para **n** = **10**. Con esta definición del percentil de 5 %, la resistencia nominal en el Capítulo 17 es igual a la resistencia característica del ACI 355.2 y ACI 355.4.*

Pernos con cabeza para armadura de cortante (Headed shear stud reinforcement). Armadura que consiste en pernos con cabeza individuales o en grupo, con el anclaje proporcionado por una cabeza en cada extremo o por una cabeza en un extremo y una base común consistente en una platina o un perfil de acero en el otro extremo.

Pórtico especial resistente a momentos (Special moment frame). Pórtico viga-columna construido en sitio que cumple con los requisitos de 18.2.3 a 18.8. Un pórtico viga-columna prefabricado que cumple con los requisitos de 18.2.3 hasta 18.2.8 y 18.9.

Pórtico intermedio resistente a momentos (Intermediate moment frame). Pórtico viga-columna o pórtico losa-columna de dos direcciones sin vigas, construido en sitio y que cumple con los requisitos de 18.4.

Pórtico ordinario resistente a momentos: (Ordinary moment frame). Pórtico viga-columna de hormigón construido en sitio o pórtico viga-columna prefabricado o pórtico losa-columna, que cumple con los requisitos de 18.3.

Pórtico resistente a momento (moment frame) Pórtico en el cual las vigas, columnas, losas y nudos resisten las fuerzas predominantemente a través de flexión, cortante y fuerza axial; las vigas o las losas son predominante-

Documento en estudio

mente horizontales o casi horizontales y las columnas son predominantemente verticales o casi verticales.

Pos-tesado: (Post-tensioning). Método de pretensado en el cual el acero de pretensado se tesa después de que el hormigón ha endurecido.

Pre-tesado: (Pretensioning). Método en el cual el acero de pretensado se tesa antes de la colocación del hormigón.

Pretensado efectivo: (Effective prestress). Tensión en los aceros de pretensado después de que han ocurrido todas las pérdidas descritas en 20.3.2.6 han ocurrido.

Profesional facultado para diseñar: (Registered design professional). Un individuo que está facultado para ejercer el diseño estructural, como lo define la legislación de registros profesionales del estado o jurisdicción en que será construido el proyecto (Ver Ingeniero Diseñista o Calculista).

Profundidad efectiva de embebido (effective embedment depth) Profundidad total a través de la cual el anclaje transfiere fuerzas hacia o desde el hormigón que lo rodea. La profundidad efectiva de embebido generalmente es la profundidad de la superficie de falla del hormigón en las aplicaciones en tracción. Para tornillos con cabeza preinstalados y pernos con cabeza, la profundidad efectiva de embebido se mide desde la superficie de contacto de apoyo de la cabeza.

Puntal: (strut). Un elemento a compresión en el modelo bielas y tirantes que representa la resultante de un campo de compresión paralelo o en forma de abanico.

Recubrimiento especificado de hormigón (Specified concrete cover) - Distancia entre la superficie externa de la armadura embebida y la superficie externa más cercana del hormigón.

Región-B (B-region) Parte de un elemento en el cual pueden suponerse que las deformaciones unitarias debidas a flexión varían linealmente a lo largo de la sección.

Región-D (D-region). La parte de un elemento dentro de una distancia **h** de una discontinuidad de fuerza geométrica.

Región de articulación plástica (Plastic hinge region) - Longitud del elemento de pórtico en la cual se busca que ocurra fluencia a flexión debida a los desplazamientos sísmicos de diseño, extendiéndose a lo menos una distancia **h** desde la sección crítica donde se inicia la fluencia a flexión.

Relación agua-materiales cementante (water-cementitious materials ratio) – Relación entre la masa de agua, excluyendo la absorbida por el agregado, y la masa de materiales cementantes en una mezcla, denominada como un decimal.

Requisitos de construcción a cumplir (compliance requirements) Requisitos de la Norma relacionados con la construcción, dirigidos al contratista, y que se incluyen en los documentos de construcción por parte del profesional facultado para diseñar, según corresponda.

A pesar de que se han dirigido directamente al contratista, los requisitos de construcción a cumplir son utilizados comúnmente por otros involucrados en el proyecto.

Resistencia a la extracción por deslizamiento del anclaje (anchor pullout strength) Resistencia del anclaje o un componente principal del dispositivo de anclaje que se desliza fuera del hormigón sin romper una parte sustancial del hormigón que lo rodea.

Resistencia a la fluencia (yield strength) Resistencia a la fluencia mínima especificada, o punto de fluencia de la armadura. La resistencia a la fluencia o el punto de fluencia deben determinarse en tracción, de acuerdo con las normas ASTM aplicables, tal como se modifican en esta Norma.

Resistencia a la tracción indirecta (por hendimiento), (f_{ct}): (Splitting tensile strength). Resistencia a la tracción del hormigón determinada de acuerdo con ASTM C 496, tal como se describe en ASTM C 330M.

Resistencia al arrancamiento del hormigón por tracción del anclaje (concrete breakout strength). Resistencia de un volumen de hormigón que rodea al anclaje o grupo de anclajes, para desprenderse del elemento.

Resistencia al desprendimiento del hormigón por cabeceo del anclaje (concrete

Documento en estudio

pryout strength). Resistencia que corresponde a la formación, en anclajes cortos y rígidos, de un descascaramiento del hormigón detrás de los anclajes y en dirección opuesta a la fuerza cortante aplicada.

Resistencia al desprendimiento lateral del hormigón (sideface blowout strength). Resistencia de los anclajes con mayor profundidad de embebido, pero con menor espesor del recubrimiento lateral, que corresponde a un descascaramiento del hormigón que rodea la cara lateral de la cabeza embebida, sin que ocurran arrancamientos mayores en la parte superior de la superficie de hormigón.

Resistencia de diseño: (Design strength). Resistencia nominal multiplicada por un factor de reducción de resistencia ϕ.

Resistencia especificada a la compresión del hormigón (f'_c): (Specified compressive strength of concrete). Resistencia a la compresión del hormigón empleada en el diseño y evaluada de acuerdo con las consideraciones de esta Norma. Cuando la cantidad f'_c esté bajo un signo radical, se quiere indicar sólo la raíz cuadrada del valor numérico, por lo que el resultado está en MPa.

Resistencia nominal: (Nominal strength). Resistencia de un elemento o una sección transversal calculada con las disposiciones e hipótesis del método de diseño por resistencia de esta Norma, antes de aplicar cualquier factor de reducción de resistencia.

La resistencia nominal se calcula utilizando los valores nominales especificados de las resistencias de los materiales y de las dimensiones. El subíndice ***n*** *se emplea para referirse a las resistencias nominales; por ejemplo, resistencia nominal a carga axial* P_n *, resistencia nominal a momento* M_n *y resistencia nominal a cortante* V_n *. Para discusión adicional sobre los conceptos y la nomenclatura para el diseño por resistencia véanse el Comentario del Capítulo 22.*

Resistencia requerida: (Required strength). Resistencia que un elemento o una sección transversal debe tener para resistir las cargas mayoradas o los momentos y fuerzas internas correspondientes combinadas según lo estipulado en esta Norma. Véase 9.1.1.

Se utiliza el subíndice ***u*** *para denominar las resistencias requeridas; por ejemplo, resistencia requerida a carga axial* P_u*, resistencia requerida a momento* M_u *y resistencia requerida a cortante* V_u *calculadas a partir de la cargas y fuerzas mayoradas aplicadas. El requisito básico para el diseño por resistencia puede expresarse de la siguiente manera:*

Resistencia de diseño ≥ Resistencia requerida;

Por ejemplo, $\phi P_n \geq P_u$;

$\phi M_n \geq M_u$;

$\phi V_n \geq V_u$;

$\phi T_n \geq T_u$

Para discusión adicional sobre los conceptos y la nomenclatura para el diseño por resistencia véanse el Comentario del Capítulo 22.

Sección controlada por compresión: (Compression controlled section). Sección transversal en la cual la deformación específica neta por tracción en el acero extremo en tracción, en la resistencia nominal, es menor o igual al límite de deformación unitaria controlado por compresión.

Sección controlada por tracción: (Tension controlled section). Sección transversal en la cual la deformación específica neta de tracción en el acero extremo en tracción, en el estado de resistencia nominal, es mayor o igual que 0,005.

Segmento de muro (wall segment) Porción de un muro limitada por aperturas horizontales o verticales o bordes del muro.

Segmento horizontal de muro (horizontal wall segment). Segmento de un muro estructural limitado verticalmente por dos aberturas del muro o por una abertura y el borde del muro.

En la figura R18.10.4.5 se muestra un segmento horizontal de muro.

Segmento vertical de muro (vertical wall segment). Segmento de un muro estructural, limitado horizontalmente por aberturas o por una abertura y un borde. Los machones de muro se consideran segmentos verticales de muro.

Sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas (seismic-forceresisting system). Porción de la estructura que se diseña para resistir las

Documento en estudio

fuerzas sísmicas de diseño exigidas por el reglamento general de construcción cumpliendo los requisitos y combinaciones de carga aplicables.

Sistema estructural (structural system) – Elementos estructurales interconectados diseñados para cumplir con un requisito de desempeño.

Sistemas sísmicos especiales (special seismic systems). Sistemas estructurales que usan pórticos especiales resistentes a momentos, muros estructurales especiales, o ambos.

Tendón, véase Cable: (Tendon). En aplicaciones de pretensado, el tendón es el acero pretensado. En las aplicaciones de pos-tesado, el tendón es el conjunto completo consistente en anclajes, aceros pretensados y vainas para aplicaciones no adheridas o vainas inyectados con mortero para aplicaciones adheridas.

Tirante (tie). Un elemento a tracción en el modelo biela-tirante.

Transferencia: (Transfer). Operación de transferir la tensión del acero de pretensado desde los gatos o del banco de tesado a un elemento de hormigón.

T**rayectoria de la fuerza (load path)** – Secuencia de elementos y conexiones diseñada para transferir las fuerzas y cargas mayoradas en las combinaciones estipuladas en esta Norma, desde el punto de aplicación u origen pasando a través de la estructura hasta el apoyo final o la cimentación.

Tubos embebidos (pipe embedments) — Tubos, conductos y camisas embebidas en el hormigón.

Vaina de Pos tesado, Ducto: (Duct). Conducto (liso o corrugado) para colocar el acero de pretensado que se requiere para aplicar el pos tesado.

Viga (beam) – Elemento sometido principalmente a flexión y cortante, con o sin fuerza axial o de torsión. Las vigas en pórticos resistentes a momentos que forman parte del sistema resistente ante fuerzas laterales son elementos predominantemente horizontales. Una viga maestra es una viga.

Zona de anclaje: (Anchorage zone). En elementos pos-tesados, el tramo del elemento a través de la cual la fuerza de pretensado concentrada se transfiere al hormigón y es distribuida más uniformemente en toda la sección. Su extensión es igual a la longitud de la mayor dimensión de su sección transversal. En dispositivos de anclaje localizados lejos del extremo de un elemento, la zona de anclaje incluye la zona afectada adelante y atrás del dispositivo de anclaje.

Zona de tracción precomprimida: (Precompressed tensile zone). Parte de un elemento pretensado donde ocurriría tracción producida por flexión si la fuerza de pretensado no estuviera presente, calculada usando las propiedades de la sección bruta.

Zona nodal (nodal zone). El volumen de hormigón alrededor de un nodo que se supone transfiere las fuerzas de las bielas y tirantes a través del nodo.

Zuncho: (Spiral reinforcement). Armadura continua, enrollada en forma de hélice cilíndrica.

Documento en estudio

CAPITULO 3 – NORMAS CITADAS

3.1 ALCANCE

3.1.1 Generalidades

Las normas, o secciones específicas de ellas, citadas en esta Norma, incluyendo los anexos, apéndices, o complementos, son referenciadas sin excepciones a menos que se especifique explícitamente de otro modo. Las normas citadas se mencionan con su designación de serie, incluyendo año de adopción o revisión.

En esta Norma, las referencias a las normas o cualquier otro material son las correspondientes a una edición específica del documento mencionado. Para ello, se usa su designación de serie completa, incluyendo el título que señala el tema y año de adopción. Todas las normas citadas en esta Norma se encuentran mencionadas en el presente capítulo, con su título y designación de serie completa. En otros artículos de la Norma, las normas citadas se encuentran abreviadas para incluir únicamente la designación de serie sin título o fecha. Estas referencias abreviadas corresponden a normas específicas mencionadas en este capítulo.

3.2 NORMAS BOLIVIANAS (NB)

Las normas bolivianas (NB), oficialmente preparadas por el Instituto Boliviano de Normalización y Calidad (IBNORCA), que se mencionan en esta Norma se listan a continuación, con su designación de serie, incluyendo año de adopción o revisión y se consideran en lo sucesivo como parte de esta Norma, como si estuvieran totalmente reproducidas aquí:

NB 011 Cemento - Definiciones, clasificación y especificaciones.

NB 586 Hormigones - Fabricación y conservación de probetas

NB 594 Áridos para morteros y hormigones - Definiciones

NB 596 Áridos para morteros y hormigones – Requisitos

NB 604 Hormigones – Requisitos generales

NB 634 Hormigón fresco - Toma de muestras

NB 635 Hormigón endurecido - Extracción de muestras

NB 637 Agua para morteros y hormigones – Requisitos

NB 639 Hormigones - Rotura por compresión

NB 640 Hormigones - Rotura por flexo tracción

NB 641 Hormigones - Rotura por tracción indirecta

NB 728 Productos laminados - Barras para hormigón armado - Definiciones y clasificación

NB 729 Productos laminados - Barras para hormigón armado - Requisitos generales

NB 730 Productos laminados - Barras para hormigón armado - Características

NB 731 Productos laminados - Barras corrugadas para hormigón armado - Requisitos generales

NB 732 Productos laminados - Barras corrugadas para hormigón armado - Características

NB 733 Productos laminados - Mallas electrosoldadas de acero para hormigón armado - Requisitos generales

NB 734 Productos laminados - Mallas electrosoldadas de acero para hormigón armado - Características

NB 735 Productos laminados - Barras para hormigón armado - Toma y preparación de muestras para ensayos físico-mecánicos

NB 736 Productos laminados - Barras lisas y corrugadas para hormigón armado - Ensayo de tracción a temperatura de referencia

NB 737 Productos laminados - Barras para hormigón armado - Ensayo de doblado simple

Documento en estudio

NB 738 Productos laminados - Mallas electrosoldadas de acero para hormigón armado - Método de ensayo de despegue de los nudos en barras de mallas electrosoldadas

NB 739 Productos laminados - Barras lisas y corrugadas para hormigón armado - Condiciones de suministro, inspección y/o recepción

NB 740 Productos laminados - Barras para hormigón armado - Ensayo de adherencia por flexión

NB 741 Productos laminados - Mallas electrosoldadas de acero para hormigón armado - Condiciones de suministro, inspección y/o recepción.

NB 997 Elementos prefabricados de hormigón - Viguetas prefabricadas de hormigón pretensado - Requisitos y métodos de ensayo**.**

NB 1000 Aditivos para la construcción - Definiciones y clasificación

NB 1001 Aditivos para la construcción – Requisitos

NB 1002 Aditivos para la construcción – Muestreo

NB 1004 Aditivos para la construcción – Envasado y etiquetado.

NB 1225002 Acciones sobre las estructuras - Gravitacionales, reológicas y empujes del terreno - Parte 1: Especificaciones

NB 1225003 Acciones sobre las estructuras - Acciones del viento - Parte 1: Especificaciones

3.3 NORMAS INTERNACIONALES

3.3.1 American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO)

AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 6th Edition, 2012, Artículos 5.10.9.6, 5.10.9.7.2 y Artículo 5.10.9.7.3

AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications, 3rd Edition, 2010, Artículo 10.3.2.3

3.3.2 American Concrete Institute (ACI)

ACI 301-10 Specifications for Structural Concrete, Artículo 4.2.3.

El Artículo 4.2.3 del ACI 301 referente al método de dosificación de la mezcla se cita en 26.4.3.1 b).

ACI 318.2-14 Building Code Requirements for Concrete Thin Shells.

Antes de 2014 los requisitos de ACI 318.2 se especificaban en el Capítulo 19 del Reglamento ACI 318.

ACI 332-14 Residential Code Requirements for Structural Concrete and Commentary.

ACI 355.2-07 Qualification of Post-Installed Mechanical Anchors in Concrete and Commentary.

ACI 355.2, contiene los requisitos para el ensayo y evaluación de anclajes expansivos post-instalados y de sobre-perforación en su base para utilizarse tanto en hormigón fisurado como no fisurado.

ACI 355.4-11 Qualification of Post-Installed Adhesive Anchors in Concrete.

ACI 355.4 contiene requisitos para el ensayo y evaluación de anclajes adheridos utilizados tanto en concreto fisurado y no fisurado.

ACI 374.1-05 Acceptance Criteria for Moment Frames Based on Structural Testing.

ACI 423.7-14 Specification for Unbonded Single-Strand Tendon Materials.

Documento en estudio

ACI 423.7 requiere la utilización de sistemas de tendones encapsulados para aplicaciones dentro del alcance de esta Norma.

ACI 550.3-13 Design Specification for Unbonded PostTensioned Precast Concrete Special Moment Frames Satisfying ACI 374.1 and Commentary

ACI ITG-5.1-07 Acceptance Criteria for Special Unbonded Post-Tensioned Precast Structural Walls Based on Validation Testing.

ACI ITG-5.2-09 Requirements for Design of a Special Unbonded Post-Tensioned Precast Wall Sastifying ACI ITG-5.1 and Commentary

3.3.3 American Society of Civil Engineers (ASCE)

Se citan dos artículos específicos de ASCE 7 para los fines mencionados en 5.3.9 y 5.3.10.

ASCE/SEI 7-10 Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, Artículo 2.3.3, Load Combinations including Flood Loads, y Artículo 2.3.4, Load Combinations including Atmospheric Ice Loads.

3.3.4 American Society for Testing and Materials (ASTM)

Las normas ASTM mencionadas son las correspondientes a la última edición al momento de ser adoptadas las disposiciones de esta Norma. Las normas ASTM se revisan con frecuencia con respecto a un ciclo de revisión del Norma. Las ediciones actuales y anteriores se pueden obtener en ASTM International. El uso de una edición diferente a la citada en este Norma obliga al usuario de la norma a evaluar si las diferencias con la edición diferente a la citada son significativas para el empleo de ésta.

Muchas de las normas ASTM son normas combinadas, como lo denota la designación doble, tal como ASTM A36/A36M. Por simplicidad, en la versión de esta Norma se hace referencia a estas normas combinadas sin la designación métrica (M) dentro del texto de la Norma y el Comentario. Sin embargo, se da la designación completa dado que esta es la designación oficial de la norma.

A36/A36M-12 Standard Specification for Carbon Structural Steel

A53/A53M-12 Standard Specification for Pipe, Steel, Black and Hot-Dipped, Zinc-Coated Welded and Seamless

A184/A184M-06 (2011) Standard Specification for Welded Deformed Steel Bar Mats for Concrete Reinforcement

A242/A242M-13 Standard Specification for High-Strength Low-Alloy Structural Steel

A307-07-12 Standard Specification for Carbon Steel Bolts and Studs, 60,000 psi Tensile Strength

A416/A416M-12a Standard Specification for Steel Strand, Uncoated Seven-Wire for Prestressed Concrete

A421/A421M-10 Standard Specification for Uncoated Stress Relieved Steel Wire for Prestressed Concrete including Supplementary Requirement I, Low-Relaxation Wire and Relaxation Testing

A500/A500M-13 Standard Specification for Cold-Formed Welded and Seamless Carbon Steel Structural Tubing in Rounds and Shapes

A501-07 Standard Specification for Hot-Formed Welded and Seamless Carbon Steel Structural Tubing

A572/A572M-13a Standard Specification for High-Strength Low Alloy Columbium-Vanadium Structural Steel

A588/A588M-10 Standard Specification for High-Strength Low-Alloy Structural Steel, up to50 ksi [345 MPa] Minimum Yield Point, with Atmospheric Corrosion Resistance

A615/A615M-14 Standard Specification for Deformed and Plain Carbon-Steel Bars for Concrete Reinforcement

A706/A706M-14 Standard Specification for Low-Alloy Steel Deformed and Plain Bars for Concrete Reinforcement

Documento en estudio

A722/A722M-12 Standard Specification for Uncoated High-Strength Steel Bar for Prestressing Concrete

A767/A767M-09 Standard Specification for Zinc-Coated (Galvanized) Steel Bars for Concrete Reinforcement

A775/A775M-07b (2014) Standard Specification for Epoxy-Coated Steel Reinforcing Bars

A820/A820M-11 Standard Specification for Steel Fibers for Fiber Reinforced Concrete

A884/A884M-14 Standard Specification for Epoxy-Coated Steel Wire and Welded Wire Reinforcement

A934/A934M-13 Standard Specification for Epoxy-Coated Prefabricated Steel Reinforcing Bars

A955/A955M-14 Standard Specification for Deformed and Plain Stainless-Steel Bars for Concrete Reinforcement

A970/A970M-13aStandard Specification for Headed Steel Bars for Concrete Reinforcement including Annex A1 Requirements for Class HA Head Dimensions A992/A992M11—Standard Specification for Structural Steel Shapes

A996/A996M-14 Standard Specification for Rail-Steel and Ax/e-Steel Deformed Bars for Concrete Reinforcement

A1022/A1022M-14 Standard Specification for Deformed and Plain Stainless-Steel Wire and Welded Wire for Concrete Reinforcement

A1035/A1035M-14 Standard Specification for Deformed and Plain Low-Carbon, Chromium, Steel Bars for Concrete Reinforcement

A1044/A1044M-05 (2010) Standard Specification for Steel Stud Assemblies for Shear Reinforcement of Concrete

A1055/A1055M-10 Standard Specification for Zinc and Epoxy Dual-Coated Steel Reinforcing Bars

A1060/A1060M-14 Standard Specification for Zinc Coated (Galvanized) Steel Welded Wire Reinforcement, Plain and Deformed, for Concrete

A1064/A1064M-13 Standard Specification for Carbon Steel Wire and Welded Wire Reinforcement, Plain and Deformed, for Concrete

A1085-13 Standard Specification for Cold-Formed Welded Carbon Steel Hollow Structural Sections (HSS)

C29/C29M-09 Standard Test Method for Bulk Density ("Unit Weight") and Voids **in** Aggregates

C31/C31M-12 Standard Practice for Making and Curing Concrete Test Specimens in the Field

C33-13 Standard Specification for Concrete Aggregates

C39/C39M-14a Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens

C42/C42M-13 Standard Test Method for Obtaining and Testing Drilled Cores and Sawed Beams of Concrete

C94/C94M-14 Standard Specification for Ready-Mixed Concrete

C144-11 Standard Specification for Aggregate for Masonry Mortar

C150/C150M-12 Standard Specification for Portland Cement

C172/C172M -14 Standard Practice for Sampling Freshly Mixed Concrete

C173/C173M-14 Standard Test Method for Air Content of Freshly Mixed Concrete by the Volumetric Method

C231/C231M-14 Standard Test Method for Air Content of Freshly Mixed Concrete by the Pressure Method

C260/C260M-10a Specification for Air-Entraining Admixtures for Concrete

C330/C330M-14 Specification for Lightweight Aggregates for Structural Concrete

C494/C494M-13 Specification for Chemical admixtures for Concrete

C496/C496M-11 Standard Test Method for Splitting Tensile Strength of Cylindrical Concrete Specimens

C567/C567M-14 Standard Test Method for Determining Density of Structural Lightweight Concrete

C595/C595M -14 Standard Specification for Blended Hydraulic Cements

C618-12a Standard Specification for Coal Fly Ash and Raw or Calcined Natural Pozzolan for Use in Concrete

C685/C685M-11 Standard Specification for Concrete Made by Volumetric Batching and Continuous Mixing

Documento en estudio

C845/C845M -12 Standard Specification for Expansive Hydraulic Cement

C989/C989M-13 Standard Specification for Ground Granulated Blast-Furnace Slag for Use in Concrete and Mortars

C1012/C1012M-13 Test method for Length Change of Hydraulic Cement Mortars Exposed to a Sulfate Solution

C1017/C1017M-13 Standard Specification for Chemical Admixtures for Use in Producing Flowing Concrete

C1077-14 Standard Practice for Laboratories Testing Concrete and Concrete Aggregates for Use in Construction and Criteria for Testing Agency Evaluation

C1116-10a Standard Specification for Fiber-Reinforced Concrete

C1157-11 Standard Performance Specification for Hydraulic Cement

C1218/C1218M-99 (2008) Standard Test Method for Water-Soluble Chloride in Mortar and Concrete

C1240-14 Standard Specification for Silica Fume Used in Cementitious Mixtures

C1580-09e1 Standard Test for Water-Soluble Sulfate in Soil

C1582/C1582M-11 Standard Specification for Admixtures to Inhibit Chloride-Induced Corrosion of Reinforcing Steel in Concrete

C1602/C1602M-12 Standard Specification for Mixing Water Used in the Production of Hydraulic Cement Concrete

C1609/C1609M-12 Standard Test Method for Flexural Performance of Fiber-Reinforced Concrete (Using Beam With Third-Point Loading)

D516-11 Standard Test Method for Sulfate Ion in Water

D4130-08 Standard Test Method for Sulfate Ion in Brackish Water, Seawater, and Brines

3.3.5 American Welding Society (AWS)

AWS D1.1/D1.1M: 2010 Structural Welding Code — Steel

AWS D1.4/D1.4M: 2011 Structural Welding Code — Reinforcing Steel

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN | **COMENTARIO**

CAPÍTULO 11 — MUROS

11.1 ALCANCE

11.1.1 Clases de muros

Los requisitos de este capítulo se deben aplicar al diseño de muros pretensados y no pretensados incluyendo:

a) Construidos en sitio.
b) Prefabricados en planta.
c) Prefabricados en sitio incluyendo muros levantados (tilt-up).

11.1.2 Muros especiales

El diseño de muros estructurales especiales debe cumplir con los requisitos del Capítulo 18.

11.1.3 Muros de hormigón simple

El diseño de muros de hormigón simple debe cumplir con el Capítulo 14.

11.1.4 Muros de contención en voladizo

Los muros de contención en voladizo deben diseñarse de acuerdo con 22.2 a 22.4, con una armadura horizontal mínima de acuerdo con 11.6.

11.1.5 Muros de cimentación

El diseño de muros como vigas de cimentación debe hacerse de acuerdo con 13.3.5.

R11.1 ALCANCE

R11.1.1 Clases de muros

Este capítulo se aplica, generalmente, a muros como elementos resistentes a fuerzas verticales y laterales. En este capítulo se incluyen las disposiciones para cortante en el plano de muros estructurales ordinarios, en contraposición a los muros estructurales especiales de 18.10.

R11.1.2 Muros especiales

Los muros estructurales especiales se deben detallar según las disposiciones de 18.10. Esta Norma usa el término “muro estructural” como sinónimo de “muro de cortante”. A pesar de que esta Norma no define los muros de cortante, la definición de muro estructural del Capítulo 2 establece que “un muro de cortante es un muro estructural.”

El ASCE 7 define un muro estructural como un muro que cumple con la definición de muro de carga o de muro de cortante. Un muro de carga se define como un muro que soporta carga vertical mayor que un cierto valor de umbral.

Un muro de cortante se define como un muro, de carga o no de carga, diseñado para resistir fuerzas laterales que actúan en el plano del muro. Las definiciones del ASCE 7 son ampliamente aceptadas.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
11.2 GENERALIDADES	**R11.2 GENERALIDADES**
11.2.1 Materiales	**R11.2.1 Materiales**
11.2.1.1 Las propiedades de diseño para el hormigón deben seleccionarse de acuerdo con el Capítulo 19.	*(Sin comentarios)*
11.2.1.2 Las propiedades de diseño del acero de la armadura deben seleccionarse de acuerdo con el Capítulo 20.	
11.2.1.3 Los requisitos para los materiales, diseño y detallado de insertos embebidos en el hormigón deben cumplir con 20.7	
11.2.2 Conexión a otros miembros	**R11.2.1 Conexión a otros miembros**
11.2.2.1 Para muros prefabricados, las conexiones deben cumplir con los requisitos de 16.2.	*(Sin comentarios)*
11.2.2.2 Las conexiones de muros con la cimentación deben cumplir con 16.3.	
11.2.3 Distribución de la carga	**R11.2.1 Distribución de la carga**
11.2.3.1 A menos que un análisis demuestre lo contrario, la longitud horizontal de un muro considerada como efectiva para cada carga concentrada no debe exceder la menor de la distancia centro a centro de las cargas, y el ancho del área de apoyo más cuatro veces el espesor del muro. La longitud horizontal efectiva para apoyo no debe extenderse más allá de las juntas verticales de muros a menos que se hayan diseñado para la transferencia de fuerzas a través de las juntas.	*(Sin comentarios)*
11.2.4 Elementos que interceptan	**R11.2.4 Elementos que interceptan**
11.2.4.1 Los muros deben anclarse a los elementos que los interceptan, como pisos o cubiertas, columnas, pilastras, contrafuertes, u otros muros que los intercepten; y a las zapatas.	**R11.2.4.1** Los muros que no dependen de elementos que los interceptan para que les proporcionen apoyo no tienen que estar conectados a dichos elementos. Con frecuencia, los muros de contención masivos se separan de los muros que los interceptan para poder acomodar las diferencias en deformaciones.
11.3 LÍMITES DE DISEÑO	**R11.3 LÍMITES DE DISEÑO**
11.3.1 Espesor mínimo de muros	**R11.3.1 Espesor mínimo de muros**
11.3.1.1 El espesor mínimo del muro debe cumplir con la Tabla 11.3.1.1. Se permiten muros más delgados cuando el análisis estructural demuestre que el muro posee resistencia y estabilidad adecuadas.	**R11.3.1.1** Los requisitos de espesor mínimo no necesitan aplicarse a muros de carga y muros exteriores de sótanos y cimentaciones diseñados por medio de 11.5.2 ó analizados por medio de 11.8.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN **COMENTARIO**

Tabla 11.3.1.1 — ESPESOR MÍNIMO DEL MURO, *h*

Tipo de muro	Espesor mínimo del muro, *h*		
De carga [1]	El mayor de:	100 mm	(a)
		1/25 de la menor entre la altura y la longitud no apoyadas	(b)
No portante	El mayor de:	100 mm	(c)
		1/30 de la menor entre la altura y la longitud no apoyadas	(d)
Exteriores de sótanos y cimentaciones [1]	200 mm		(e)

[1] Sólo se aplica a muros diseñados de acuerdo con el método de diseño simplificado de 11.5.3

11.4 RESISTENCIA REQUERIDA

R11.4 RESISTENCIA REQUERIDA

11.4.1 Generalidades

R11.4.1 Generalidades

11.4.1.1 La resistencia requerida se debe calcular de acuerdo con las combinaciones de mayoración de carga definidas en el Capítulo 5.

(Sin comentarios)

11.4.1.2 La resistencia requerida se debe calcular de acuerdo con los procedimientos de análisis definidos en el Capítulo 6.

11.4.1.3 Los efectos de esbeltez se deben calcular de acuerdo con 6.6.4, 6.7 ó 6.8. De manera alternativa, se permite utilizar el análisis de esbeltez fuera del plano de 11.8 en muros que cumplen con los requisitos de ese artículo.

R11.4.1.3 Las fuerzas que normalmente actúan en un muro se ilustran en la Fig. R11.4.1.3.

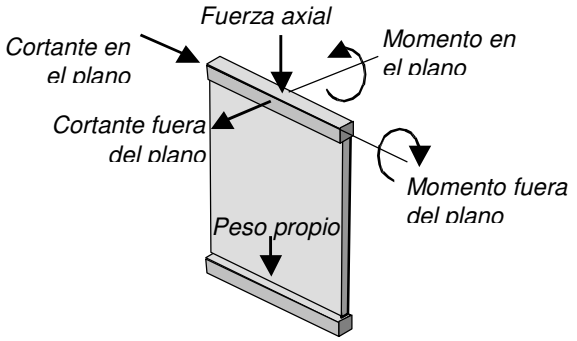


Figura R11.4.1.3 — Fuerzas dentro y fuera del plano.

11.4.1.4 Los muros deben diseñarse para cargas axiales excéntricas y cualquier carga lateral o de otro tipo a las que estén sometidos.

11.4.2 Fuerza axial y momento mayorados

R11.4.2 Fuerza axial y momento mayorados

11.4.2.1 Los muros deben diseñarse para el momento máximo mayorado, M_u, que puede acompañar a la fuerza axial mayorada para cada combinación de carga aplicable. La fuerza axial mayorada, P_u, a una excentricidad dada, no debe exceder $\phi P_{n,max}$, donde $P_{n,max}$ debe ser el dado en 22.4.2.1 y el factor de reducción de la resistencia ϕ debe ser

(Sin comentarios)

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN | **COMENTARIO**

el de secciones controladas por compresión de la Tabla 21.2.2. El momento máximo mayorado M_u debe incrementarse por los efectos de esbeltez de acuerdo con 6.6.4, 6.7 ó 6.8.

11.4.3 Cortante mayorado

11.4.3.1 Los muros deben diseñarse para la fuerza cortante máxima mayorada, V_u, en el plano y fuera del plano.

R11.4.3 Cortante mayorado

(Sin comentarios)

11.5 RESISTENCIA DE DISEÑO

11.5.1 Generalidades

11.5.1.1 Para cada combinación de mayoración de carga aplicable la resistencia de diseño debe cumplir con $\phi S_n \geq U$, en todas las secciones del muro, incluyendo a) hasta c). Se debe considerar la interacción entre la carga axial y la flexión.

a) $\phi P_n \geq P_u$

b) $\phi M_n \geq M_u$

c) $\phi V_n \geq V_u$

11.5.1.2 ϕ debe determinarse de acuerdo con 21.2.

R11.5 RESISTENCIA DE DISEÑO

R11.5.1 Generalidades

(Sin comentarios)

11.5.2 Carga axial y flexión dentro y fuera del plano

11.5.2.1 Para los muros de carga, P_n y M_n (dentro y fuera del plano) deben calcularse de acuerdo con 22.4. De manera alternativa, se permite considerar la carga axial y flexión fuera del plano de acuerdo con 11.5.3.

R11.5.2 Carga axial y flexión dentro y fuera del plano

(Sin comentarios)

11.5.2.2 Para los muros no portantes, M_n debe calcularse de acuerdo con 22.3.

R11.5.2.2 Por definición, los muros no portantes no están sometidos a fuerzas axiales significativas; por lo tanto, la resistencia a flexión no es una función de la fuerza axial.

11.5.3 Carga axial y flexión fuera del plano — método simplificado de diseño

11.5.3.1 Cuando la resultante de todas las cargas mayoradas esté localizada dentro del tercio central del espesor total de un muro macizo con una sección transversal rectangular, se permite calcular P_n por medio de:

$$P_n = 0{,}55 f'_c A_g \left[1 - \left(\frac{k l_c}{32 h}\right)^2\right] \qquad (11.5.3.1)$$

R11.5.3 Carga axial y flexión fuera del plano — método simplificado de diseño

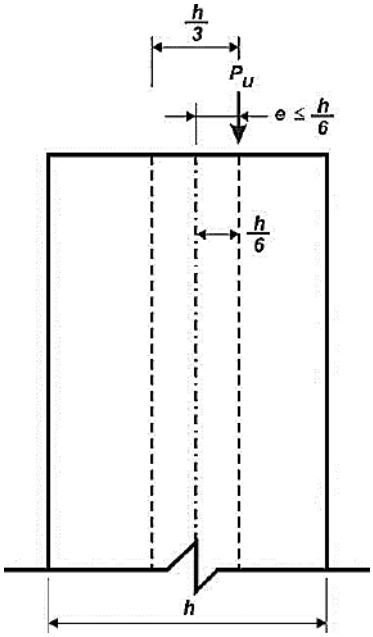
R11.5.3.1 El método de diseño simplificado se aplica sólo a secciones transversales rectangulares macizas; todas las demás secciones deben diseñarse de acuerdo con 11.5.2.

Las cargas axiales excéntricas y momentos debidos a fuerzas fuera del plano se usan para determinar la excentricidad total máxima de la fuerza axial mayorada P_u

Cuando la fuerza axial resultante para todas las combinaciones aplicables de carga se encuentre localizada dentro del tercio central del espesor del muro (excentricidad no mayor de $h/6$) en to-

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN **COMENTARIO**



h = espesor del muro

Figura 11.5.3.1 – Método de diseño empírico de muros

das las secciones a lo largo del muro no deformado, no hay tracción inducidas en el muro y puede emplearse el método de diseño simplificado. El diseño se efectúa en este caso considerando P_u como una carga axial concéntrica. La fuerza axial mayorada P_u debe ser menor o igual a la resistencia de diseño por carga axial ϕP_n, calculada por medio de la ecuación (11.5.3.1).

La ecuación (11.5.3.1) da como resultado resistencias comparables con las que se determinan por medio de 11.5.2 para miembros cargados en el tercio central del espesor para diferentes condiciones de arriostramiento y restricción en los extremos. Véase la Fig. R11.5.3.1.

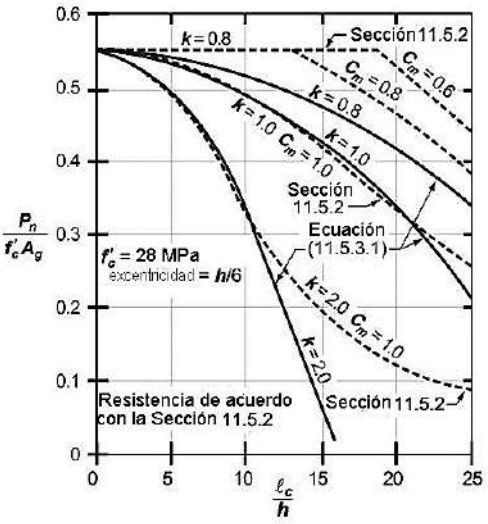


Figura R11.5.1.3 — Diseño simplificado de muros, ecuación (11.5.3.1), comparada con 11.5.2.

11.5.3.2 El factor de longitud efectiva ***k*** para ser utilizado en la ecuación (11.5.3.1) debe cumplir con la Tabla 11.5.3.2.

Tabla 11.5.3.2 — Factor de longitud efectiva *k* para muros

Condiciones de borde	*k*
Muros arriostrados en la parte superior e inferior contra desplazamiento lateral, y	
a) Restringidos contra rotación en uno o ambos extremos (superior, inferior o ambos)	*0,8*
b) No restringidos contra la rotación en ambos extremos	*1,0*
Muros no arriostrados contra desplazamiento lateral	*2,0*

11.5.3.3 El factor de reducción de resistencia ϕ para P_u en la ecuación (11.5.3.1) debe ser el factor para secciones controladas por compresión de 21.2.2.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO

11.5.3.4 La armadura del muro no debe ser menor a la requerida por 11.6.

11.5.4 Fuerza cortante en el plano del muro

11.5.4.1 V_n debe calcularse de acuerdo con 11.5.4.2 hasta 11.5.4.8. De manera alternativa, se permite diseñar muros con $h_w \le 2\,\ell_w$ para cortante en el plano del muro de acuerdo con el procedimiento biela-tirante del Capítulo 23. En todos los casos, la armadura debe cumplir los límites de 11.6, 11.7.2 y 11.7.3.

R11.5.4 Fuerza cortante en el plano del muro

R11.5.4.1 El cortante en el plano del muro es importante principalmente para muros estructurales con relación altura a longitud pequeña. El diseño de muros más altos, en particular de aquéllos que tienen armadura uniformemente distribuido, probablemente va a estar controlado por consideraciones de flexión. Se pueden presentar excepciones en los muros estructurales altos sometidos a excitación sísmica fuerte.

11.5.4.2 Para el diseño de fuerzas cortantes horizontales en el plano del muro, h es el espesor del muro y d debe considerarse igual a $0{,}8\,\ell_w$. Se puede utilizar un valor mayor de d, igual a la distancia de la fibra extrema en compresión al baricentro de la resultante de las fuerzas de toda la armadura en tracción, cuando la localización de la resultante se determine por medio de un análisis de compatibilidad de deformaciones.

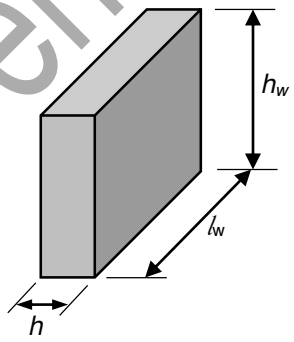


Figura R11.5.4.1 – Dimensiones de muros

11.5.4.3 V_n en cualquier sección horizontal no debe exceder $0{,}83\sqrt{f'_c}\,h\,d$

R11.5.4.3 Este límite se incluyó como resguardo contra fallas por compresión diagonal en muros de cortante.

11.5.4.4 V_n debe calcularse mediante:

$$V_n = V_c + V_s \qquad (11.5.4.4)$$

11.5.4.5 A menos que se haga un cálculo más detallado de acuerdo con el artículo 11.5.4.6, debe ser $V_c \le \lambda\sqrt{f'_c}\,h\,d/6$ para muros sometidos a compresión axial, ni exceder el valor dado en 22.5.7 para muros sometidos a tracción axial.

11.5.4.6 Se permite calcular V_c de acuerdo con la Tabla 11.5.4.6, donde N_u es positivo para compresión y negativo para tracción y la cantidad N_u/A_g debe expresarse en MPa.

R11.5.4.6 Las expresiones a) hasta e) de la Tabla 11.5.4.6 se pueden usar para determinar V_c en cualquier sección dentro un muro de cortante. La expresión d) corresponde a la ocurrencia de una fisuración de cortante en el alma con una tensión principal a tracción de aproximadamente $\lambda\sqrt{f'_c}/3$ en el baricentro de la sección transversal del muro de cortante.

La expresión e) corresponde aproximadamente a la existencia de una fisuración de flexión-cortante con una tensión a tracción por flexión de

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN | **COMENTARIO**

$0{,}5\,\lambda\sqrt{f'_c}$ en una sección localizada a una distancia $\ell_w/2$ por encima de la sección que se investiga. En la medida que el término ($M_u/V_u - \ell_w/2$) disminuye, d) controla y se debe usar d) aunque el término llegue a ser negativo.

Tabla 11.5.4.6 — V_c : MUROS NO PRETENSADOS Y PRETENSADOS

Opción de cálculo	Fuerza axial	V_c		
Simplificado	Compresión	$\frac{\lambda\sqrt{f'_c}}{6}\,h\,d$		(a)
	Tracción	Mayor de:	$\frac{\lambda\sqrt{f'_c}}{6}\left(1+\frac{0{,}29\,N_u}{A_g}\right)h\,d$	(b)
			0	(c)
Detallado	Tracción o compresión	Menor de:	$0{,}274\,\lambda\sqrt{f'_c}\,h\,d+\frac{N_u}{4\,\ell_w}$	(d)
			$\left[\frac{\lambda\sqrt{f'_c}}{20}+\frac{\ell_w\left(0{,}10\,\lambda\sqrt{f'_c}+0{,}2\,\frac{N_u}{\ell_w h}\right)}{\frac{M_u}{V_u}-\frac{\ell_w}{2}}\right]h\,d$ Esta ecuación no aplica cuando ($M_u/V_u - \ell_w/2$) es negativa.	(e)

11.5.4.7 Las secciones situadas cerca de la base del muro a una distancia menor que $\ell_w/2$ o la mitad de la altura del muro, la que sea menor, se permite que sean diseñadas para el V_c calculado usando las opciones de cálculo detallado de la Tabla 11.5.4.6, a una distancia medida desde la base del muro de $\ell_w/2$ ó de la mitad de la altura del muro, la que sea menor.

R11.5.4.7 Los valores de V_c calculados con d) y e) de la Tabla 11.5.4.6 en una sección localizada a una distancia $\ell_w/2$ ó $h_w/2$, la que sea menor, por encima de la base del muro se aplican a esa sección y a todas las secciones localizadas entre ésta y la base del muro. Sin embargo, la fuerza cortante mayorada máxima V_u en cualquier sección, incluyendo la base del muro, está limitada por el valor de V_n máximo admisible de acuerdo con 11.5.4.3.

11.5.4.8 V_s debe ser proporcionado por la armadura transversal de cortante, el cual debe calcularse por medio de:

$$V_s = \frac{A_v\,f_{yt}\,d}{s} \qquad (11.5.4.8)$$

R11.5.4.8 La ecuación (11.5.4.8) se presenta en términos de resistencia a cortante V_s contribuida por la armadura horizontal de cortante para su aplicación directa en 11.5.4.4.

Debe colocarse también armadura vertical de cortante de acuerdo con 11.6 y cumpliendo con la limitación de espaciamiento de 11.7.2.

11.5.5 Cortante fuera del plano

11.5.5.1 V_n debe calcularse de acuerdo con 22.5.

R11.5.5 Cortante fuera del plano

(Sin comentarios)

11.6 LÍMITES DE LAS ARMADURA

Cuando $V_u \le 0{,}5\,\phi\,V_c$ en el plano del muro, ρ_l mínimo y ρ_t mínimo deben cumplir con la Tabla 11.6.1. No

R11.6 LÍMITES DE LAS ARMADURA

R11.6.1 Se requiere armadura para cortante tanto horizontal como vertical en todos los muros. La armadura distribuida se identifica ya sea como orientada paralela al eje longitudinal o

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN

hay necesidad de cumplir estos límites si se demuestra por medio de análisis estructural que se obtiene resistencia y estabilidad adecuadas.

COMENTARIO

transversal del muro. Por lo tanto, para segmentos verticales del muro, la nomenclatura designa la cuantía de armadura horizontal distribuida como ρ_t y la cuantía de armadura distribuida vertical como ρ_l.

Tabla 11.6.1 — Armadura mínimo para muros con $V_u \leq 0{,}5\ \phi\ V_c$ en el plano del muro

Tipo de muro	Tipo de armadura no pretensada	Tamaño de la barra o alambre	f_{yt} , MPa	Armadura longitudinal mínima [1], ρ_l.	Armadura horizontal mínima, ρ_t.
Construido en obra	Barras corrugadas	$d_b \leq$ 16 mm	≥ 420	*0,0012*	*0,0020*
			< 420	*0,0015*	*0,0025*
		$d_b >$ 16 mm	Cualquiera	*0,0015*	*0,0025*
	Armadura de alambre electrosoldado	≤ MW200 ó MD200	Cualquiera	*0,0012*	*0,0020*
Prefabricado [2]	Barras corrugadas o armadura de alambre electrosoldado	Cualquiera	Cualquiera	*0,0010*	*0,0010*

[1] No es necesario que los muros pretensados, con un tensión promedio a compresión efectivo de al menos 1,6 MPa, cumplan con los requisitos para armadura mínimo longitudinal, ρ_l .

[2] Alternativamente en muros en una dirección prefabricados, pretensados, con ancho menor de 3,6 m y no conectados mecánicamente para causar restricción en la dirección horizontal, no es necesario cumplir con los requisitos mínimos de armadura en la dirección normal a la armadura para flexión.

No se requiere armadura horizontal en muros pretensados prefabricados de ancho menor o igual a 3,6 m, porque esa medida es menor al ancho en que las tensiones por temperatura y retracción pueden alcanzar una magnitud que requiera armadura horizontal. Además, la mayor parte de la retracción ocurre antes de que los elementos sean conectados a la estructura. Una vez colocados en su posición final en la estructura, los elementos en general no están tan rígidamente conectados en el sentido horizontal como el hormigón monolítico. De esta manera, las tensiones causadas por la restricción debidas a cambios de temperatura y retracción se reducen significativamente.

Esta área mínima de armadura en muros prefabricados ha sido usada por muchos años sin problemas y es recomendada por el Precast/Prestressed Concrete Institute (PCI MNL-120-4) y por el Canadian Concrete Design Standard (2009). Las disposiciones para una menor armadura mínima y mayor espaciamiento de 11.7.2.2 reconocen que los paneles de muros prefabricados tienen muy poca restricción en sus bordes durante las primeras etapas de curado y, por lo tanto, desarrollan menores tensiones por retracción que muros comparables construidos en sitio.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO

11.6.1 Cuando $V_u \geq 0,5\,\phi\,V_c$ debe cumplir:

a) ρ_l debe ser al menos el mayor valor entre el valor calculado mediante la ecuación (11.6.2) y 0,0025, pero no necesita exceder al ρ_t requerido por la Tabla 11.6.1.

$$\rho_l \geq 0,0025 + 0,5\left(2,5 - \frac{h_w}{l_w}\right)(\rho_t - 0,0025) \qquad (11.6.2)$$

b) $\rho_l \geq 0,0025$

R11.6.2 Para muros cargados monotónicamente con relaciones alto-ancho bajas, los datos de ensayos (Barda et al. 1977) indican que la armadura horizontal para cortante se vuelve menos efectiva para resistencia a cortante que la armadura vertical. La ecuación (11.6.2) reconoce este cambio de efectividad de la armadura horizontal con respecto al vertical; si $h_w/l_w < 0,5$ la cantidad de armadura vertical es igual a la cantidad de armadura horizontal. Cuando $h_w/l_w > 2,5$, sólo se requiere una cantidad mínima de armadura vertical ($0,0025\ s\ h$)

11.7 DETALLADO DE LAS ARMADURAS

R11.7 DETALLADO DE LAS ARMADURAS

11.7.1 Generalidades

R11.7.1 Generalidades

11.7.1.1 El recubrimiento de hormigón para la armadura debe cumplir con 20.6.1.

(Sin comentarios)

11.7.1.2 Las longitudes de anclaje de la armadura corrugada y pretensada deben calcularse de acuerdo con 25.4.

11.7.1.3 La longitud de empalme de la armadura corrugada debe calcularse de acuerdo con 25.5.

11.7.2 Espaciamiento de la armadura longitudinal

R11.7.2 Espaciamiento de la armadura longitudinal

11.7.2.1 El espaciamiento máximo, ***s***, de las barras longitudinales en muros construidos en obra debe ser:

(Sin comentarios)

$$s \leq \begin{cases} 3\,h \\ 300\ mm \end{cases}$$

Cuando se requiere armadura para cortante para resistencia en el plano del muro, el espaciamiento de la armadura longitudinal no debe exceder $l_w/3$.

11.7.2.2 El espaciamiento máximo, ***s*** de las barras longitudinales en muros prefabricados debe ser el menor de a) y b):

a) **5*h***

b) *300* mm para muros exteriores ó *500* mm para muros interiores.

Cuando se requiere armadura para resistencia a cortante en el plano del muro, el espaciamiento de la armadura longitudinal debe ser:

$$s \leq \begin{cases} 3\,h \\ 300\ mm \\ l_w/3 \end{cases}$$

11.7.2.3 Los muros con un ***h*** mayor de 250 mm, excepto los muros de sótanos y muros de contención en voladizo, deben tener armadura distribuida

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO

en cada dirección colocada en dos capas paralelas a las caras del muro de acuerdo con a) y b):

a) Una capa consistente en no menos de un medio y no más de dos tercios de la armadura total requerida para cada dirección, debe colocarse a no menos de 40 mm ni a más de ***h/3*** medidos a partir de la superficie exterior.

b) La otra capa, consistente en el resto de la armadura requerida en esa dirección, debe colocarse a no menos de 20 mm ni a más de ***h/3*** del espesor del muro medidos a partir de la superficie interior.

11.7.2.4 La armadura en tracción por flexión debe distribuirse adecuadamente y colocarse tan cerca como sea posible de la cara en tracción.

11.7.3 Espaciamiento de la armadura horizontal

R11.7.3 Espaciamiento de la armadura horizontal

11.7.3.1 El espaciamiento máximo, ***s*** de la armadura horizontal en los muros construidos en sitio debe ser:

(Sin comentarios)

$$s \leq \begin{cases} 3\,h \\ 300\ mm \end{cases}$$

Cuando se requiere armadura a cortante para resistencia en el plano del muro, el espaciamiento de la armadura horizontal no debe ser mayor que $l_w/5$

11.7.3.2 El espaciamiento ***s*** de las barras horizontales en muros prefabricados no debe exceder el menor de a) y b):

a) **5*h***

b) *300* mm para muros exteriores ó *500* mm para muros interiores.

Cuando se requiere armadura a cortante para resistencia en el plano del muro, ***s*** debe exceder:

$$s \leq \begin{cases} 3\,h \\ 300\ mm \\ l_w/5 \end{cases}$$

11.7.4 Apoyo lateral de la armadura longitudinal

R11.7.4 Apoyo lateral de la armadura longitudinal

11.7.4.1 Cuando se requiere armadura longitudinal como armadura para resistencia axial o cuando $A_{st} > 0{,}01\,A_g$, la armadura longitudinal debe estar apoyada lateralmente por estribos transversales.

(Sin comentarios)

11.7.5 Armadura alrededor de aberturas

R11.7.5 Armadura alrededor de aberturas

11.7.5.1 Adicionalmente a la armadura mínima requerida por 11.6, alrededor de vanos de ventanas,

(Sin comentarios)

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO

puertas y aberturas de similar tamaño, deben colocarse por lo menos dos barras d_b = 10 mm en ambas direcciones en todos los muros que tengan dos capas de armadura y una barra d_b = 10 mm en ambas direcciones en los muros que tengan una sola capa de armadura. Estas barras deben anclarse para desarrollar la tensión f_y en tracción en las esquinas de las aberturas.

11.8 MÉTODO ALTERNATIVO PARA EL ANÁLISIS FUERA DEL PLANO DE MUROS ESBELTOS

R11.8 MÉTODO ALTERNATIVO PARA EL ANÁLISIS FUERA DEL PLANO DE MUROS ESBELTOS

11.8.1 Generalidades

R11.8.1 Generalidades

11.8.1.1 Se pueden analizar los efectos de esbeltez fuera del plano del muro usando los requisitos de este artículo para muros que cumplan con a) hasta e).

a) La sección transversal es constante en toda la altura del muro

b) El muro debe estar controlado por tracción para los efectos de flexión fuera de su plano

c) ϕM_n es al menos M_{cr}, donde M_{cr} se calcula usando f_r dado en 19.2.3

d) P_u a media altura del muro no excede $0{,}06 f'_c A_g$

e) La deflexión fuera del plano, calculada, Δ_s, debida a las cargas de servicio, incluyendo el efecto P-Δ, no excede $l_c/150$

R11.8.1.1 Este procedimiento se presenta como una alternativa a los requisitos de 11.5.2.1 para el diseño fuera del plano de paneles de muro esbeltos restringidos para rotación en su parte superior.

Los paneles que tienen ventanas u otras aberturas grandes se consideran que no tienen una sección transversal constante en la altura del muro. Dichos muros deben diseñarse tomando en consideración los efectos de tales aberturas.

En ACI 551 y Carter et al. (1993) se discuten muchos aspectos del diseño de muros y edificios construidos con el sistema de muros levantados (tilt-up).

11.8.2 Modelización

R11.8.2 Modelización

11.8.2.1 El muro debe analizarse como un elemento simplemente apoyado, cargado axialmente sometido a una carga lateral uniforme fuera del plano, con momentos y deflexiones máximas ocurriendo a media altura.

(Sin comentarios)

11.8.2.2 Las cargas gravitacionales concentradas aplicadas al muro por encima de cualquier sección deben suponerse distribuidas en un ancho igual al ancho del área de carga, más un ancho a cada lado que se incrementa con una pendiente de 2 en vertical a 1 en horizontal, pero sin exceder a) o b):

a) El espaciamiento de las cargas concentradas

b) Los bordes del panel de muro

11.8.3 Momento mayorado

R11.8.3 Momento mayorado

11.8.3.1 M_u a media altura del muro, debido a carga axial y flexión, combinadas debe incluir los efectos de la deflexión del muro de acuerdo con:

a) Por cálculo iterativo, usando:

R11.8.3.1 La profundidad del eje neutro, c en la ecuación (11.8.3.1c) corresponde a la siguiente área efectiva de la armadura longitudinal:

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN

$$M_u = M_{ua} + P_u \Delta_u \qquad (11.8.3.1a)$$

Donde:

Mua es el máximo momento mayorado ubicado a media altura del muro, debido a las cargas laterales y cargas verticales excéntricas, sin incluir los efectos ***P-Δ***

Δu debe calcularse con la ecuación:

$$\Delta_u = \frac{5\, M_u\, l_c^2}{(0{,}75)\ 48\ E_c\ I_{cr}} \qquad (11.8.3.1b)$$

Mu debe obtenerse por iteración de las deflexiones, o por un cálculo directo usando la ecuación siguiente:

Donde I_{cr}, debe calcularse con la ecuación:

$$I_{cr} = \frac{E_s}{E_c}\left(A_s + \frac{P_u}{f_y}\,\frac{h}{2d}\right)(d-c)^2 + \frac{l_w c^3}{3} \qquad (11.8.3.1c)$$

Y debe ser:

$$\frac{E_s}{E_c} \geq 6$$

b) Por cálculo directo usando la ecuación:

$$M_u = \frac{M_{ua}}{1 - \dfrac{5\, P_u\, l_c^2}{(0{,}75)\ 48\ E_c\ I_{cr}}} \qquad (11.8.3.1d)$$

COMENTARIO

$$A_{se,w} = A_s + \frac{P_u}{f_y}\left(\frac{h/2}{d}\right)$$

11.8.4 Deflexión fuera del plano — cargas de servicio

11.8.4.1 La deflexión máxima fuera del plano debida a las cargas de servicio, ***Δs***, debe calcularse de acuerdo con la Tabla 11.8.4.1, donde ***Ma*** se debe calcular con la ecuación 11.8.4.2.

R11.8.4 Deflexión fuera del plano — cargas de servicio

R11.8.4.1 Datos de ensayos (Athey 1982) demuestran que las deformaciones fuera del plano aumentan rápidamente cuando el momento a nivel de carga de servicio excede $(\mathbf{2/3})\ \boldsymbol{M_{cr}}$. Se usa una interpolación lineal entre ***Δcr*** y ***Δn*** para determinar ***Δs*** y simplificar el diseño de los muros esbeltos sí $\boldsymbol{M_a} > (\mathbf{2/3})\ \boldsymbol{M_{cr}}$.

Tabla 11.8.4.1 — Cálculo de *Δs*

Ma	***Δs***	
$\leq \frac{2}{3}\, M_{cr}$	$\Delta_s = \frac{M_a}{M_{cr}}\,\Delta_{cr}$	(a)
$> \frac{2}{3}\, M_{cr}$	$\Delta_s = \frac{2}{3}\Delta_{cr} + \frac{M_a - (2/3)\, M_{cr}}{M_n - (2/3)\, M_{cr}}\left(\Delta_n - \frac{2}{3}\,\Delta_{cr}\right)$	(b)

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN

COMENTARIO

En el Capítulo 5 de esta Norma no se definen combinaciones de carga para el nivel de servicio. Éstas se discuten en el Apéndice C del ASCE/SEI 7-10 (2010). Los apéndices del ASCE/SEI 7 no se consideran partes obligatorias de esa norma.

Para calcular las deformaciones laterales a nivel de cargas de servicio de la estructura, el Apéndice C del ASCE/SEI 710 recomienda usar la siguiente combinación de carga:

$$D + 0{,}5\,L + W_a$$

En la cual W_a es la carga por viento basada en velocidades del viento de funcionamiento dadas en la norma NB 1225003. Si el muro esbelto se diseña para resistir los efectos sísmicos, *E,* y *E* se basa en fuerzas sísmicas al nivel de resistencia, la siguiente combinación de carga se considera adecuada para evaluar las deflexiones laterales al nivel de cargas de servicio:

$$D + 0{,}5\,L + 0{,}7\,E$$

11.8.4.2 El momento máximo M_a debido a las cargas laterales y verticales excéntricas a media altura del muro, en servicio, incluyendo los efectos $P_s\,\Delta_s$ debe calcularse con la ecuación (11.8.4.2) con iteración de las deflexiones

$$M_a = M_{sa} + P_s\,\Delta_s \qquad (11.8.4.2)$$

11.8.4.3 Δ_{cr} y Δ_s deben calcularse usando a) y b):

a) $$\Delta_{cr} = \frac{5\,M_{cr}\,l_c^2}{48\,E_c\,I_g} \qquad (11.8.4.3a)$$

b) $$\Delta_n = \frac{5\,M_n\,l_c^2}{48\,E_c\,I_{cr}} \qquad (11.8.4.3b)$$

11.8.4.4 I_{cr} debe calcularse con la ecuación (11.8.3.1c).

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO

CAPÍTULO 5 — CARGAS

5.1 ALCANCE

5.1.1 Este capítulo debe aplicarse para la selección de las combinaciones y factores de carga empleados en diseño, exceptuando lo que se permite en el Capítulo 27.

R5.1 ALCANCE

5.2 GENERALIDADES

5.2.1 Las cargas

Las cargas deben incluir el peso propio, las cargas aplicadas y los efectos debidos al pretensado, sismo, restricciones a los cambios de volumen y asentamientos diferenciales.

R5.2 GENERALIDADES

R5.2.1 Las cargas

Los requisitos de la Norma están asociados con cargas muertas, cargas vivas, cargas por viento y sísmicas, como las recomendadas en las normas NB 1225002, NB 1225003 y ASCE/SEI 7.

5.2.2 Diseño sísmico

Las cargas y las Categorías de Diseño Sísmico (CDS) deben cumplir con los requisitos del Reglamento general de construcción, o bien deben ser definidas por la autoridad competente que tenga jurisdicción.

R5.2.2 Diseño sísmico

En esta Norma, las Categorías de Diseño Sísmico (CDS) fueron adoptadas directamente del ASCE/SEI 7. En el “International Building Code” (IBC 2012) y en el “National Fire Protection Association NFPA 5000” (NFPA 2009) se usan designaciones similares. El BOCA National Building Code (BOCA 1999) y el “Standard Building Code” (SBC 1999) utilizaban categorías de comportamiento sísmico. El “Uniform Building Code” (UBC 1997) relaciona los requisitos de diseño sísmico con zonas sísmicas, mientras que las ediciones anteriores al 2008 del ACI 318 relacionaban los requisitos de diseño sísmico con el nivel de riesgo sísmico. En la Tabla R5.2.2 se correlacionan las categorías de diseño sísmico con la terminología de riesgo sísmico bajo, intermedio o moderado y alto utilizada por el ACI 318 en varias ediciones anteriores al 2008, e igualmente con los diferentes métodos para asignar los requisitos de diseño en uso en los Estados Unidos bajo diferentes Normas modelo de construcción, el ASCE/SEI 7 y el “National Earthquake Hazard Reduction Program” (1994).

En esta Norma, los requisitos de diseño para resistencia sísmica están determinados por la CDS a la cual se asigne la estructura. En general, la CDS se refiere al nivel de amenaza sísmica, el tipo de suelo, la naturaleza de la ocupación y uso de la edificación. La asignación de una edificación a una CDS está regida por el Reglamento general de construcción más que por las disposiciones de esta Norma.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN **COMENTARIO**

Tabla R5.2.2 — Correlación entre la terminología relacionada con los sismos en los reglamentos modelo

Reglamento, norma o documento de referencia y edición	**Nivel de riesgo sísmico o categorías de desempeño o diseño sísmico asignadas como se definen en este Norma**		
ACI 318-08, ACI 318-11, **ACI 318-14**; **IBC** 2000, 2003, 2006, 2009, **2012**; **NFPA** 5000, 2003, 2006, 2009,**2012**; **ASCE** 7-98, 7-02, 7-05, 7-10, **7-16**; **NEHRP** 1997, 2000, 2003, **2010**	**CDS [1] A, B**	**CDS C**	**CDS D, E, F**
ACI 318-05 y ediciones anteriores	Riesgo sísmico bajo	Riesgo sísmico moderado o intermedio	Riesgo sísmico alto
BOCA National Building Code 1993, 1996, 1999; Standard Building Code 1994, 1997, 1999; ASCE 7-93, 7-95; NEHRP 1991, 1994	CCS[2] A, B	CCS C	CCS D; E
Uniform Building Code 1991, 1994, 1997	Zona Sísmica 0, 1	Zona sísmica 2	Zona Sísmica 3, 4
[1]CDS = *categoría de diseño sísmico* (seismic design category – SDC en inglés) como se define en el reglamento, norma o documento de referencia.			
[2]CCS = *categoría de comportamiento sísmico* (seismic performance category – SPC en inglés) como se define en el reglamento, norma o documento de referencia.			

En ausencia de una norma que defina las fuerzas y zonificación sísmicas, es la intención del Comité 318 que la aplicación de los requisitos para el diseño sismo resistente sean congruentes con la normativa nacional o reglamentos modelos generales de construcción como ASCE/SEI 7, IBC (2012), y NFPA (2012). Los reglamentos modelo de construcción también especifican factores de sobre resistencia, Ω_0 , relacionados con el sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas utilizado y que se emplean en el diseño de ciertos elementos.

5.2.3 Reducciones de carga viva

Se permiten reducciones de carga viva de acuerdo con la Norma NB 1225002

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN

5.3 COMBINACIONES Y FACTORES DE CARGA

5.3.1 Combinaciones de cargas

La resistencia requerida ***U*** debe ser por lo menos igual al efecto de las cargas mayoradas de la Tabla 5.3.1, con la excepciones y adiciones de 5.3.3 a 5.3.12

Tabla 5.3.1 — Combinaciones de carga

Combinación de carga	Ecuación	Carga primaria
U = 1,4 (D + F)	(5.3.1a)	D
U = 1,2 (D + F + T) + 1,6 (L + H) + 0,5 (L_r ó S ó R)	(5.3.1b)	L
U = 1,2 D + 1,6 (L_r ó S ó R) + (1,0 L ó 0,80 W)	(5.3.1c)	L_r ó S ó R
U = 1,2 D + 1,0 W + 1,0 L + 0,5 (L_r ó S ó R)	(5.3.1d)	W
U = 1,2 D + 1,0 E + 1,0 L + 0,2 S	(5.3.1e)	E
U = 0,9 D + 1,0 W + 1,6 H	(5.3.1f)	W
U = 0,9 D + 1,0 E + 1,6 H	(5.3.1g)	E

COMENTARIO

R5.3 COMBINACIONES Y FACTORES DE CARGA

R.5.3.1 Combinaciones de cargas

La resistencia requerida ***U*** se expresa en términos de cargas mayoradas o de las fuerzas y momentos internos correspondientes. Las cargas mayoradas son las cargas multiplicadas por los factores de carga apropiados.

El factor asignado a cada carga está influenciado por el grado de precisión con el cual normalmente se puede calcular la carga y por las variaciones esperadas para dicha carga durante la vida de la estructura. Por esta razón, a las cargas muertas que se determinan con mayor precisión y son menos variables se les asigna un factor de carga más bajo que a las cargas vivas. Los factores de carga también toman en cuenta variabilidades inherentes del análisis estructural empleado al calcular los momentos y cortantes.

La Norma presenta factores de carga para combinaciones específicas de carga. En cierta medida, se toma en consideración la probabilidad de la ocurrencia simultánea al asignar factores a las combinaciones de carga. Aunque las combinaciones de cargas más usuales están incluidas, el diseñador no debe suponer que estén cubiertos todos los casos.

Debe darse la debida consideración al signo (positivo o negativo) en la determinación de ***U*** en las combinaciones de carga, dado que un tipo de carga puede producir efectos en sentido opuesto al de los producidos por otro tipo. Las combinaciones de carga con **0,9 *D*** están específicamente

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN **COMENTARIO**

incluidas para el caso en el cual una carga muerta reduce los efectos de otras cargas. Esta condición de carga puede ser crítica también para columnas controladas por tracción. En dicho caso, una reducción de la carga axial y un incremento del momento pueden producir una combinación de carga más desfavorable.

Deben considerarse las diversas combinaciones de carga con el fin de determinar la condición de diseño crítico. Esto resulta particularmente cierto cuando la resistencia depende de más de un efecto de carga, tal como la resistencia a flexión y carga axial, combinadas, o la resistencia a cortante, en elementos con carga axial.

Si algunas circunstancias inusuales requieren mayor confiabilidad en la resistencia de algún elemento en particular, distinta de aquella que se encuentra en la práctica acostumbrada, puede resultar apropiada para dichos elementos una disminución en los factores de reducción de resistencia ϕ o un aumento en los factores de carga estipulados.

El factor de carga por lluvia ***R*** en las ecuaciones (5.3.1b), (5.3.1c) y (5.3.1d) debe responder por todas las posibles acumulaciones de agua. Las cubiertas deben diseñarse con una pendiente o inclinación suficiente para asegurar un drenaje adecuado que resulte de cualquier deflexión a largo plazo de la cubierta debido a las cargas muertas. Si la deflexión de los elementos de la cubierta pudiera producir acumulación de agua acompañado de un aumento de la deflexión y mayor acumulación de agua, el diseño debe asegurar que este proceso se limite por sí mismo.

Los reglamentos de construcción modelos y las referencias de cargas de diseño se refieren a las fuerzas de sismo al nivel de resistencia y el factor correspondiente es 1,0 (ASCE/SEI 7; BOCA/ NBC-99; SBC-99; UBC-97; IBC 2012). En la ausencia de un reglamento de construcción general que determine el nivel de resistencia ante los efectos del sismo, se requeriría un factor mayor para ***E***.

5.3.2 Otras cargas

Debe investigarse el efecto de una o más cargas que no actúen simultáneamente.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
5.3.3 Carga viva L	**R5.3.3 Carga viva L**
Se permite reducir a 0,5 el factor de carga viva ***L*** en las ecuaciones (5.3.1c), (5.3.1d) y (5.3.1e), excepto para a), b) o c): *a)* Estacionamientos. *b)* Áreas ocupadas como lugares de reunión pública. *c)* En todas las áreas donde ***L*** sea superior a 4,8 kN/m^2.	La modificación al factor de carga de este requisito, es diferente a las reducciones de carga viva basadas en el área cargada que permite NB 1225002. La reducción de carga viva, basada en el área de carga, ajusta la carga viva nominal (L_0 en NB 1225002) a ***L***. La reducción de carga viva, como se especifica en NB 1225002, puede ser usada en combinación con el factor de carga 0,5 especificado en este requisito.
5.3.4 Aplicación de la carga viva *L*	
Cuando corresponda, ***L*** debe incluir a) hasta f): *a)* Cargas vivas concentradas y/o distribuidas. *b)* Cargas vehiculares. *c)* Cargas de puente grúas. *d)* Cargas de pasamanos, guardarrieles y sistemas de barreras vehiculares. *e)* Efectos de impacto. *f)* Efectos de vibración.	
5.3.5 Acción del viento W	**R5.3.5 Acción del viento W**
Cuando ***W***, corresponda a cargas de viento a nivel de servicio, debe utilizarse **1,6** ***W*** en vez de **1,0** ***W*** en las ecuaciones (5.3.1d) y (5.3.1f), y **0,8** ***W*** en vez de **0,5** ***W*** en la ecuación (5.3.1c).	En NB 1225002 convirtió las cargas de viento a cargas mayoradas al nivel de resistencia, y redujo el factor de carga para viento a la unidad (1,0). La Norma requiere el uso del factor de carga para viento anterior de 1,6 cuando se utilicen cargas de viento al nivel de servicio. Para verificaciones de funcionamiento, el comentario del Apéndice C de ASCE/SEI 7 define las cargas de viento W_a al nivel de servicio.
5.3.6 Solicitaciones impuestas	**R5.3.6 Solicitaciones impuestas**
Los efectos estructurales de las fuerzas debidas a las restricciones por cambios de volumen y asentamiento diferencial, ***T***, deben considerarse en combinación con otras cargas cuando los efectos de ***T*** puedan afectar adversamente la seguridad estructural o el desempeño de la estructura. El factor de carga para ***T*** debe establecerse considerando la incertidumbre asociada con la magnitud esperada de ***T***, la probabilidad de que el máximo efecto ocurra simultáneamente con otras cargas aplicadas, y las consecuencias potencialmente adversas en caso de que el efecto ***T*** sea mayor que el supuesto. El factor de carga de ***T*** no puede ser menor que la unidad (1,0).	Existen varias estrategias para tener en cuenta movimientos causados por cambios volumétricos y asentamientos diferenciales. Las restricciones de estos movimientos pueden inducir fuerzas y momentos significativos en los elementos, como tracción en losas, y momentos y fuerzas de cortante en los elementos verticales. Las fuerzas debidas a efectos ***T*** rutinariamente no se calculan ni combinan con otros efectos. Los diseñadores prefieren usar técnicas que han funcionado bien en el pasado como es el uso de elementos y conexiones dúctiles que se acomoden al asentamiento diferencial y al movimiento causado por cambio volumétrico, suministrando al mismo tiempo la resistencia requerida para las cargas gravitacionales y laterales.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN

COMENTARIO

Para limitar los efectos de los cambios volumétricos se utilizan juntas de expansión y franjas de control que se han desempeñado adecuadamente en estructuras similares. La armadura de contracción de fraguado y temperatura generalmente se determina con base al área de la sección bruta de hormigón y no con base en fuerzas calculadas.

Cuando los movimientos de la estructura puedan producir daño en elementos de baja ductilidad, el cálculo de la fuerza estimada debe tener en cuenta la variabilidad inherente del movimiento esperado y de la respuesta de la estructura.

Un estudio a largo plazo sobre los cambios volumétricos en estructuras prefabricadas (Klein and Lindenberg 2009), contiene recomendaciones de procedimientos para tener en cuenta la rigidez de las conexiones, la exposición térmica, el ablandamiento de los elementos debido al flujo plástico y otros factores que influyen en las fuerzas ***T*** .

Fintel (1986) presenta información sobre las magnitudes de los efectos de los cambios volumétricos en estructuras altas y recomienda procedimientos para incluir las fuerzas resultantes de esos efectos en el diseño.

Documento en estudio

5.3.7 Carga de fluidos

Cuando la carga de fluido ***F*** esté presente, debe incluirse en las ecuaciones de combinación de carga de 5.3.1 de acuerdo con lo indicado en a), b), c) o d):

a) Cuando ***F*** actúa solo o incremente los efectos de ***D***, se debe incluir con un factor de carga de 1,4 en la ecuación (5.3.1a);

b) Cuando ***F*** incrementa la carga primaria, se debe incluir con un factor de carga de 1,2 en las ecuaciones (5.3.1b) hasta (5.3.1e);

c) Cuando el efecto de ***F*** sea permanente y contrarreste la carga primaria, se debe incluir con un factor de carga de 0,9 en la ecuación (5.3.1g);

d) Cuando el efecto de ***F*** no es permanente, pero cuando está presente, contrarresta el efecto de la carga primaria, ***F*** no se debe incluir en las ecuaciones (5.3.1a) hasta (5.3.1g).

5.3.8 Empuje lateral del suelo

Cuando el empuje lateral del suelo, ***H***, esté presente, se debe incluir en las combinaciones de carga de 5.3.1, con factores de carga que se ajusten a lo indicado en a), b), o c):

R5.3.8 Empuje lateral del suelo

El factor de carga requerido para presión lateral proveniente de empuje del suelo, agua en el suelo y otros materiales refleja su variabilidad y la posibilidad que el material pueda ser removido.

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
a) Cuando ***H*** actúe solo o incremente el efecto de otras cargas, debe incluirse con un factor de carga de 1,6. *b)* Cuando el efecto de ***H*** es permanente y contrarreste el efecto de la carga primaria, debe incluirse con un factor de carga de 0,9. *c)* Cuando el efecto de ***H*** no es permanente, pero cuando está presente contrarresta el efecto de la carga primaria, no se debe incluir ***H***.	El comentario de ASCE/SEI 7 incluye una discusión muy útil con respecto a los factores de carga para ***H***
5.3.9 Inundaciones y cargas de hielo Si una estructura se encuentra ubicada en una zona de inundación, deben usarse las cargas por inundación y los factores y combinaciones de carga adecuados de ASCE/SEI 7.	**R5.3.9 Inundaciones y cargas de hielo** Las áreas susceptibles de inundaciones se encuentran definidas en los mapas de amenaza de inundación mantenidos usualmente por la autoridad competente local.
5.3.10 Granizadas Si una estructura se encuentra afectada por fuerzas debidas a cargas de hielo atmosférico (granizo), deben usarse las cargas por hielo y los factores y combinaciones de carga adecuados de ASCE/SEI 7.	**R5.3.10 Granizadas** La acumulación de hielo en un elemento estructural aumenta la carga aplicada y el área proyectada expuesta al viento. El ASCE/SEI 7 define mapas con los espesores probables de hielo formado por la caída de granizo, con ráfagas simultáneas de velocidad del viento de 3 segundos con período de retorno de 50 años.
5.3.11 Reacciones por pretensado La resistencia requerida ***U*** debe incluir los efectos internos debidos a las reacciones inducidas por el pretensado con un factor de carga de 1,0.	**R5.3.11 Reacciones por pretensado** Para estructuras estáticamente indeterminadas, los momentos debidos a las reacciones inducidas por las fuerzas de pretensado, algunas veces llamados momentos secundarios, pueden ser importantes (Bondy 2003; Lin and Thornton 1972; Collins and Mitchell 1997).
5.3.12 Zona de anclajes de postesado En el diseño de las zonas de anclaje de postesado, se debe aplicar un factor de carga de 1,2 a la fuerza máxima del gato de tesado.	**R5.3.12 Zona de anclajes de postesado** El factor de carga 1,2 para la máxima fuerza aplicada por el gato al cable da como resultado una carga de diseño de aproximadamente un 113% la resistencia especificada a la fluencia del acero de pretensado, pero no mayor a 96 % de la resistencia nominal a tracción del acero de pretensado. Esto se compara bien con la máxima resistencia del anclaje, la cual es al menos 95 % de la resistencia nominal de la armadura de pretensado.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO

CAPÍTULO 6 — ANÁLISIS ESTRUCTURAL

6.1 ALCANCE

6.1.1 Los requisitos de este capítulo se aplican a los métodos de análisis, los modelos analíticos de elementos y sistemas estructurales, y al cálculo de los efectos producidos por las cargas.

R6.1 ALCANCE

Los requisitos relacionados con el análisis estructural de las Normas anteriores se reorganizaron para aclarar los requisitos de análisis de este Norma.

El Artículo 6.2 presenta requisitos generales que son aplicables a todos los procedimientos de análisis.

El Artículo 6.2.4 dirige al profesional facultado para diseñar respecto a requisitos específicos de análisis que no se encuentran en este capítulo. Los artículos 6.2.4.1 y 6.2.4.2 identifican los requisitos de análisis específicos para losas en dos direcciones y muros.

El Artículo 6.3 presenta las suposiciones de modelización empleadas para establecer el modelo a analizar.

El Artículo 6.4 establece los diferentes requisitos de la carga viva que deben considerarse en el análisis.

El Artículo 6.5 presenta un método simplificado de análisis para vigas continuas no pretensadas y losas en una dirección no pretensadas el cual puede usarse en lugar de un análisis más riguroso cuando se cumplen las condiciones especificadas.

El Artículo 6.6 contiene requisitos para un análisis completo de primer orden. En el análisis se incluyen secciones fisuradas y fluencia lenta.

El Artículo 6.7 incluye requisitos para análisis elástico de segundo orden. Se requiere incluir los efectos de la fluencia lenta y la fisuración.

El Artículo 6.8 incluye requisitos para un análisis inelástico de segundo orden.

El Artículo 6.9 incluye los requisitos para el uso del método de elementos finitos.

6.2 GENERALIDADES

6.2.1 Modelización matemática

Se permite modelizar matemáticamente los elementos y sistemas estructurales de acuerdo con 6.3.

R6.2 GENERALIDADES

(Sin comentarios)

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN | **COMENTARIO**

6.2.2 Efectos máximos

Todos los elementos y sistemas estructurales deben analizarse para determinar los efectos máximos producidos por las cargas, incluyendo las diferentes disposiciones de la carga viva de acuerdo con 6.4.

6.2.3 Métodos de análisis

Los métodos de análisis permitidos por este capítulo comprenden de a) hasta e):

a) El método simplificado para el análisis de vigas continuas y losas en una dirección con cargas gravitacionales de 6.5.
b) Análisis de primer orden de 6.6.
c) Análisis elástico de segundo orden de 6.7.
d) Análisis inelástico de segundo orden de 6.8.
e) Análisis con elementos finitos de 6.9.

R6.2.3 Métodos de análisis

El análisis de primer orden satisface las ecuaciones de equilibrio utilizando la geometría de la estructura no deformada. Cuando se consideran solamente los resultados de un análisis de primer orden no se están teniendo en cuenta los efectos de esbeltez. Debido a que estos efectos pueden ser importantes, el Artículo 6.6 presenta procedimientos para calcular tanto los efectos de esbeltez ($P\delta$) de los elementos individuales, así como los efectos del desplazamiento lateral de toda la estructura ($P\Delta$) empleando los resultados del análisis de primer orden.

Un análisis de segundo orden satisface las ecuaciones de equilibrio utilizando la geometría de la estructura deformada. Cuando el análisis de segundo orden emplea nodos a lo largo de los elementos a compresión, el análisis tiene en cuenta tanto los efectos de esbeltez debidos a los desplazamientos laterales a lo largo del elemento como los debidos al desplazamiento lateral de toda la estructura. Cuando el análisis de segundo orden emplea solamente nodos en la intersección de los elementos, el análisis tiene en cuenta los efectos del desplazamiento lateral de toda la estructura, pero ignora los efectos de esbeltez de los elementos individuales.

En este caso, se emplea el método de magnificación de momentos (6.6.4) para determinar los efectos de la esbeltez de los elementos individuales.

El análisis utilizando elementos finitos se introdujo en la Norma NB 1225001:2017 para reconocer explícitamente un método de análisis utilizado ampliamente.

6.2.4 Métodos de análisis adicionales

Los métodos de análisis adicionales permitidos incluyen de 6.2.4.1 hasta 6.2.4.4.

6.2.4.1 Para losas en dos direcciones, se permite el análisis para cargas gravitacionales de acuerdo con a) o b):
a) Método de diseño directo de 8.10.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN | **COMENTARIO**

b) Método del pórtico equivalente de 8.11.

6.2.4.2 Se permite analizar los muros esbeltos para efectos fuera del plano de acuerdo con 11.8.

6.2.4.3 Los diafragmas se pueden analizar de acuerdo con 12.4.3.

6.2.4.4 Se permite analizar un elemento o región usando el método biela-tirante de acuerdo con los requisitos del Capítulo 23.

6.2.5 Elementos robustos

Se permite ignorar los efectos de esbeltez siempre que se cumpla a) o b):

a) Para columnas no arriostradas contra desplazamientos laterales

$$\frac{k\ell_u}{r} \leq 22 \qquad (6.2.5a)$$

b) Para columnas arriostradas contra desplazamientos laterales

$$\frac{k\ell_u}{r} \leq 34 + 12\left(\frac{M_1}{M_2}\right) \qquad (6.2.5b)$$

y

$$\frac{k\ell_u}{r} \leq 40 \qquad (6.2.5c)$$

Donde $\boldsymbol{M_1/M_2}$ es negativo si la columna está en curvatura simple y positivo si está en doble curvatura.

Cuando los elementos de arriostramiento de un piso tienen una rigidez total de al menos 12 veces la rigidez lateral bruta de las columnas en la dirección considerada, se permite considerar que las columnas del piso están arriostradas contra desplazamientos laterales.

6.2.5.1 Se puede calcular el radio de giro, ***r***, usando (a), (b), o (c):

(a) $$r = \sqrt{\frac{I_g}{A_g}} \qquad (6.2.5.1)$$

(b) 0,30 veces la dimensión total de la sección en la dirección en la cual se está considerando la estabilidad para columnas rectangulares

(c) 0,25 veces el diámetro columnas circulares

R6.2.5 Elementos robustos

En muchas estructuras, los efectos de segundo orden son despreciables. En estos casos, no es necesario considerar los efectos de la esbeltez y se pueden diseñar los elementos sometidos a compresión tales como columnas, muros o arriostramientos, con base en las fuerzas determinadas por medio de un análisis de primer orden. Los efectos de la esbeltez pueden ser ignorados tanto en los sistemas arriostrados como en los no arriostrados dependiendo de la relación de esbeltez $k\ell_u/r$ del elemento.

La convención de signos para $\boldsymbol{M_1/M_2}$ se han establecido de tal manera que $\boldsymbol{M_1/M_2}$ es negativa si el elemento está deformado en curvatura simple y positiva si lo está en doble curvatura.

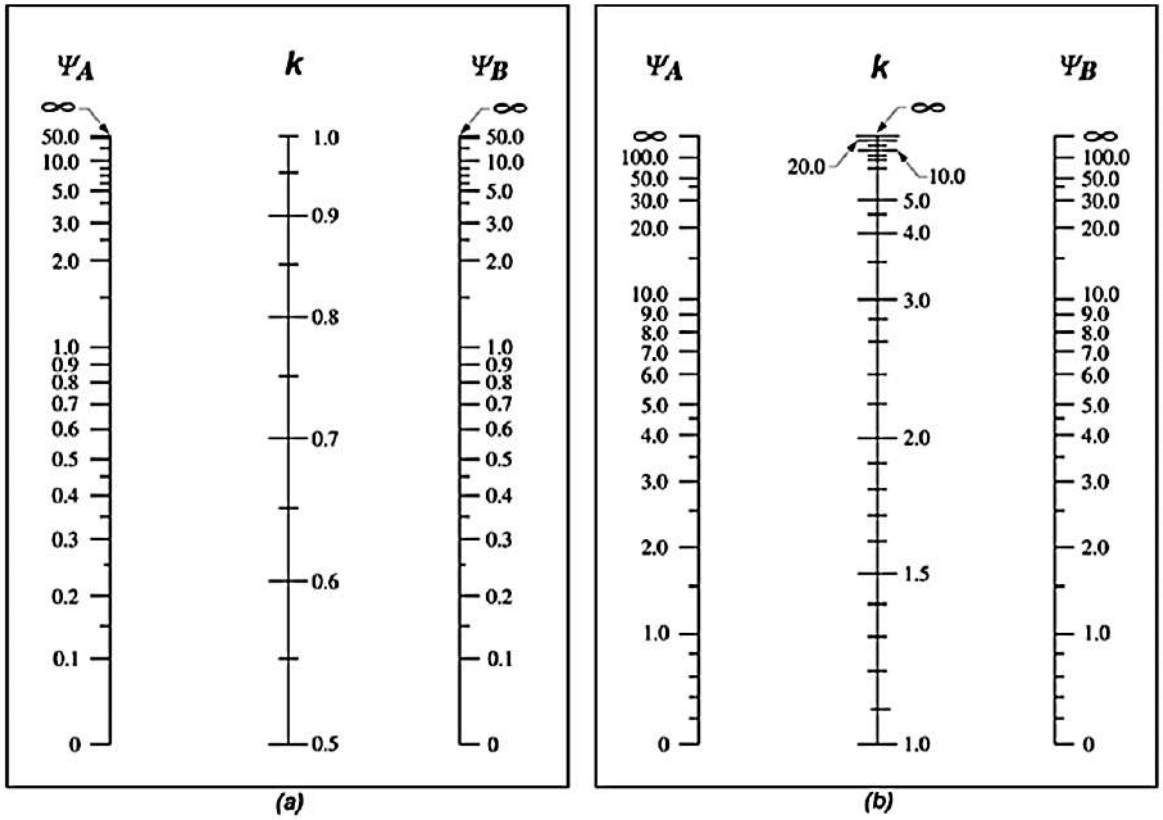
La principal ayuda de diseño para estimar el factor de longitud efectiva ***k*** son los Ábacos de Alineamiento de Jackson y Moreland (Fig. R6.2.5) los cuales permiten la determinación gráfica de ***k*** para una columna de sección transversal constante en un pórtico de varios vanos (ACI SP17 1990; Column Research Council 1966).

Las ecuaciones (6.2.5b) y (6.2.5c) se basan en la ecuación (6.6.4.5.1) suponiendo que un incremento del 5 % en los momentos debido a la esbeltez es aceptable (MacGregor 1970). Como primera aproximación, ***k*** puede ser igual a 1,0 en las ecuaciones (6.2.5b) y (6.2.5c).

La rigidez del arriostramiento lateral se considera con base en las direcciones principales del sistema estructural. Los elementos de arriostramiento en las estructuras típicas consisten en muros de cortante o arriostramientos laterales. La respuesta torsional del sistema resistente ante fuerzas laterales debido a la excentricidad del sistema estructural puede incrementar los efectos de segundo orden y debe ser considerada.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN **COMENTARIO**



Siendo:

Ψ Relación entre $\sum(EI/\ell_c)$ de los elementos comprimidos y $\sum(EI/\ell)$ de los elementos solicitados a flexión, actuando en un plano, en el extremo de un elemento comprimido.

ℓ longitud de los elementos flexionados medidos entre centros de apoyos.

Figura R6.2.5 - Factores de longitud efectiva k

6.2.5.2 Para columnas compuestas, el radio de giro, r, no debe ser mayor de:

$$r = \sqrt{\frac{\left(E_c I_g/5\right) + E_s I_{sx}}{\left(E_c A_g/5\right) + E_s A_{sx}}} \qquad (6.2.5.2)$$

Para calcular A_{sx} e I_{sx}, se permite emplear las barras longitudinales localizadas dentro del núcleo de hormigón confinado por el acero estructural o dentro del armadura transversal que rodea un núcleo de acero estructural.

R6.2.5.2 Se incluye la ecuación (6.2.5.2) porque los requisitos de 6.2.5.1 para estimar el radio de giro son demasiado conservadores para los tubos llenos con hormigón y no se aplican a elementos con perfiles estructurales embebidos.

6.2.6 Efectos de esbeltez

A menos que los efectos de esbeltez se desprecien de acuerdo con 6.2.5, el diseño de columnas, vigas de arriostramiento, y otros elementos que den soporte lateral debe basarse en las fuerzas y momentos mayorados teniendo en cuenta los efectos de segundo orden de acuerdo con 6.6.4, 6.7, ó 6.8. M_u, incluyendo los efectos de segundo

R6.2.6 Efectos de esbeltez

El diseño con efectos de segundo orden puede basarse ya sea en el procedimiento de magnificación de momento (MacGregor et al. 1970; MacGregor 1993; Ford et al. 1981), en un análisis elástico de segundo orden, o en un análisis inelástico de segundo orden. La Fig. R6.2.6 se

ESPECIFICACIÓN

orden, no debe exceder **1,4** M_u debido a los efectos de primer orden.

COMENTARIO

presenta para ayudar a los diseñadores estructurales en la aplicación de los requisitos de esbeltez de la Norma.

Los momentos en los extremos de los elementos en compresión, tales como columnas, muros o riostras, deben considerarse en el diseño de los elementos a flexión adyacentes. En estructuras arriostradas contra el desplazamiento lateral, no hay necesidad de considerar los efectos de la magnificación de los momentos en los extremos en el diseño de las vigas adyacentes. En estructuras no arriostradas contra el desplazamiento lateral, la magnificación de los momentos en los extremos debe tenerse en cuenta en el diseño de los elementos a flexión adyacentes.

Se han desarrollado varios métodos para evaluar los efectos de esbeltez en elementos a compresión sometidos a flexión biaxial. Una revisión crítica de algunos de estos métodos se presenta en Furlong et al. (2004).

Si el peso de una estructura es alto en relación a su rigidez lateral, pueden presentarse efectos $P\Delta$ excesivos con momentos secundarios mayores que el 25 % de los momentos primarios. Los efectos $P\Delta$ pueden eventualmente presentar singularidad en la solución de las ecuaciones de equilibrio, indicando inestabilidad física de la estructura (Wilson 1997). Investigaciones analíticas (MacGregor and Hage 1977) de pórticos de hormigón armado indicaron que la probabilidad de falla por inestabilidad aumenta rápidamente cuando el índice de estabilidad Q, definido en la ecuación 6.6.4.4.1, excede 0,2, lo cual es equivalente a tener una relación entre momentos secundarios y primarios de 1,25. Según el ASCE/SEI 7, el valor máximo del coeficiente de estabilidad θ, similar al coeficiente de estabilidad Q del ACI, es 0,25. Este valor de 0,25 es equivalente a una relación entre momentos secundarios y primarios de 1,33. Por esta razón, se definió un límite superior de 1,4 en la relación entre momentos secundarios y primarios.

6.3 Suposiciones para definir el modelo

R6.3 Suposiciones para definir el modelo

6.3.1 Generalidades

R6.3.1 Generalidades

6.3.1.1 Las rigideces relativas de los elementos que forman parte del sistema estructural se deben basar en suposiciones razonables y congruentes.

R6.3.1.1 Idealmente, las rigideces del elemento $E_c I$ y GJ deben reflejar el grado de fisuración y de acción inelástica que ha ocurrido a lo largo de cada elemento inmediatamente antes de la fluencia.

Documento en estudio

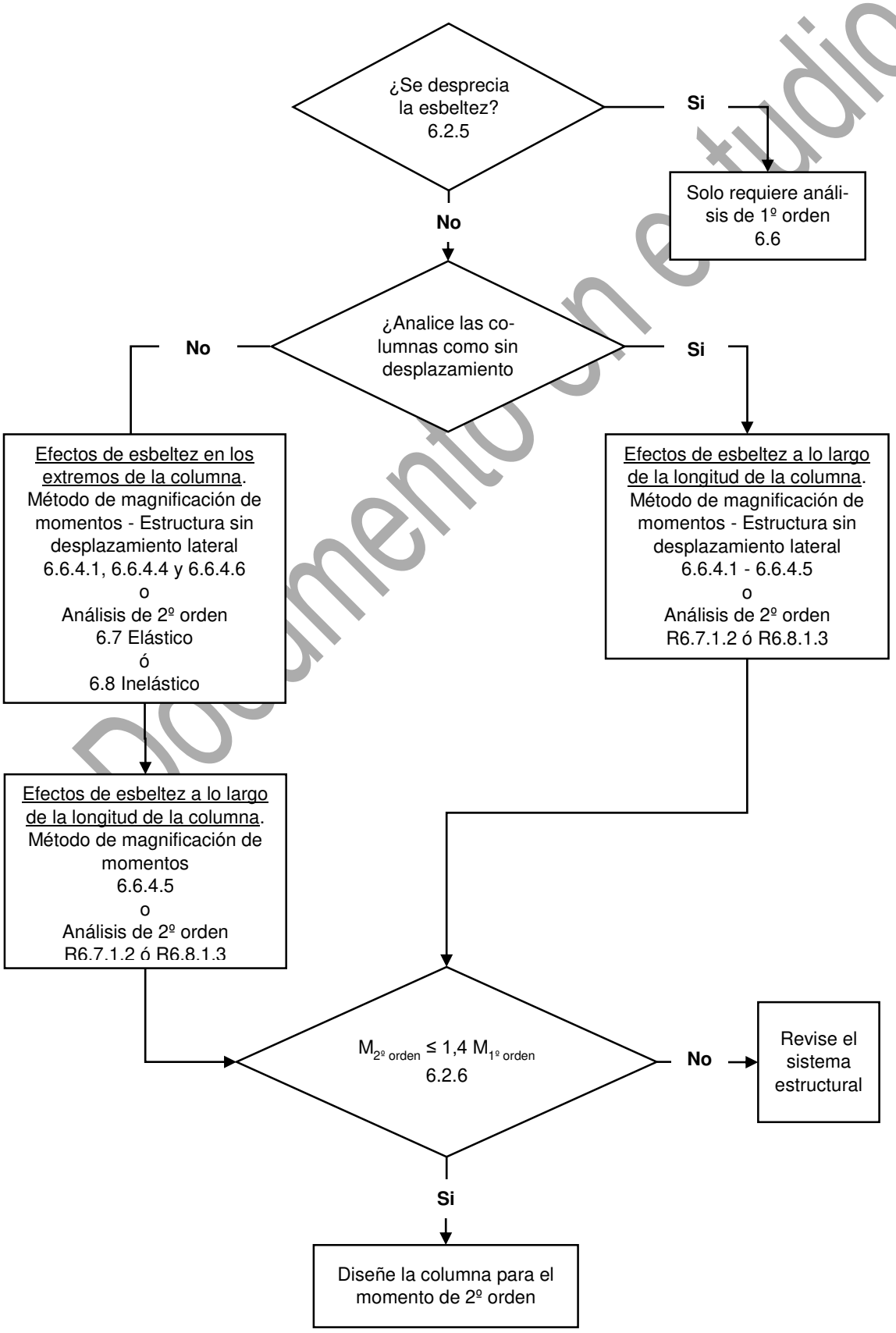


Fig. R6.2.6 — Diagrama de flujo para determinar los efectos de esbeltez en columnas.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
	Sin embargo, las complejidades asociadas con la selección de las diferentes rigideces de todos los elementos de la estructura, harían ineficientes los análisis estructurales durante el proceso de diseño. De allí que se requieran suposiciones más sencillas para definir las rigideces a flexión y torsión. En estructuras arriostradas contra desplazamiento lateral, los valores relativos de la rigidez son importantes. En este caso, las dos suposiciones más comunes consisten en utilizar **0,5** I_g para las vigas e I_g para las columnas. Para estructuras no arriostradas contra desplazamiento lateral, es deseable disponer de una estimación realista de I y ésta debería utilizarse si se llevan a cabo análisis de segundo orden. En 6.6.3.1 se presentan guías para la selección de I en este caso. La necesidad incluir la rigidez a torsión está determinada por dos condiciones en el análisis de una estructura dada: (1) la magnitud relativa de las rigideces a torsión y flexión y (2) si se requiere de torsión para el equilibrio de la estructura (torsión de equilibrio), o si ésta es debida a la torsión de los elementos con el fin de mantener la compatibilidad de las deformaciones (torsión de compatibilidad). En el caso de la torsión de compatibilidad, la rigidez a torsión usualmente puede despreciarse. En los casos que involucren torsión de equilibrio debe tenerse en cuenta la rigidez a torsión.
6.3.1.2 Para calcular los momentos y cortantes debidos a cargas gravitacionales en columnas, vigas y losas se permite usar un modelo limitado a los elementos del nivel en consideración y a las columnas inmediatamente por encima y por debajo de ese nivel. En las columnas construidas monolíticamente con la estructura, sus extremos lejanos pueden considerarse empotrados.	
6.3.1.3 En el modelo de análisis deben considerarse los efectos de la variación de las propiedades de la sección transversal del elemento, tales como el efecto producido por cartelas.	**R6.3.1.3** En el documento Portland Cement Association (1972) se presentan coeficientes de rigidez y de momento de empotramiento de elementos acartelados.
6.3.2 Geometría de las vigas T	**R6.3.2 Geometría de las vigas T**
6.3.2.1 En la construcción de vigas T no pretensadas, construidas para soportar losas monolíticas o compuestas, el ancho efectivo de la losa usada como ala, b_f , debe incluir el ancho b_w del alma de la viga más un ancho sobresaliente efectivo del	**R6.3.2.1** En la NB 1255001:2017, el ancho de la losa efectivo como ala de la viga T estaba limitado a un cuarto de la luz. Esta Norma, ahora, permite un octavo de la luz a cada lado del alma de la viga. Esto se hizo para simplificar la Tabla

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN | **COMENTARIO**

ala, de acuerdo con la Tabla 6.3.2.1, donde h_f es el espesor de la losa y s_w es la distancia libre a la siguiente alma y l_n es la luz libre entre las caras de los apoyos.

6.3.2.1 y tiene un impacto despreciable en los diseños. Véase Figura R6.3.2.1

Tabla 6.3.2.1 — Límites dimensionales del ancho sobresaliente del ala para vigas T múltiples

Ubicación del ala	Ancho sobresaliente efectivo del ala, más allá de la cara del alma	
A cada lado del alma	El menor de:	$8h_f$
		$s_w/2$
		$l_n/8$
A un solo lado	El menor de:	$6\ h_f$
		$s_w/2$
		$l_n/12$

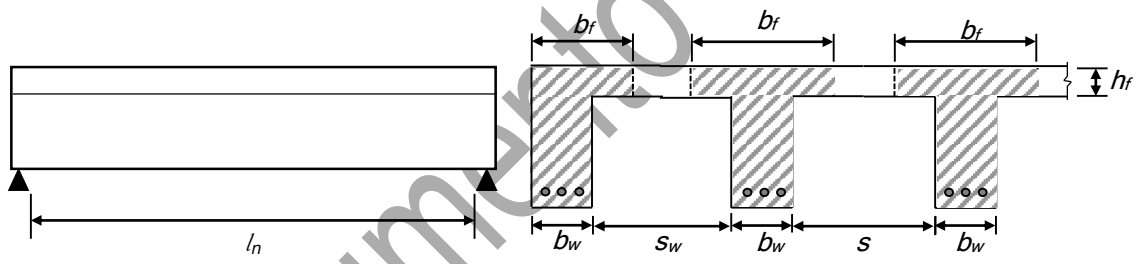


Figura R6.3.2.1 Ancho efectivo del ala en vigas T múltiples

6.3.2.2 En vigas T no pretensadas aisladas, en las cuales se utilice la forma T para proporcionar por medio del ala un área adicional de compresión, el ala debe tener un espesor mayor o igual a **0,5** b_w y un ancho efectivo del ala menor o igual a **4** b_w .

R6.3.2.2 Véase Figura R6.3.2.2

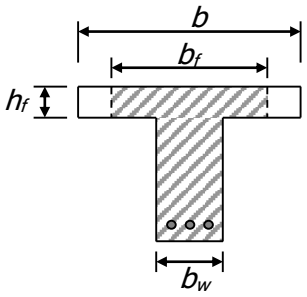


Figura R6.3.2.2 Ancho efectivo del ala en vigas T aisladas

6.3.2.3 En vigas T pretensadas, se permite usar la geometría establecida en 6.3.2.1 y 6.3.2.2.

R6.3.2.3 Los requisitos empíricos de 6.3.2.1 y 6.3.2.2 fueron desarrollados para vigas T no pretensadas. En lo posible para vigas T pretensadas, debe utilizarse el ancho de ala, indicado en 6.3.2.1 y 6.3.2.2 a menos que la experiencia haya demostrado que pueden variarse de forma segura y satisfactoria. Muchos productos pretensados normales que actualmente están en uso no satisfacen los requisitos de ancho efectivo de ala de 6.3.2.1 y 6.3.2.2, pero han demostrado un

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
	comportamiento satisfactorio. Por esta razón, se deja al juicio y experiencia del diseñador estructural para determinar del ancho efectivo del ala. En el análisis elástico y en las consideraciones de diseño no es necesariamente conservador utilizar el ancho máximo de ala permitido en 6.3.2.1.
6.4 DISPOSICIÓN DE LA CARGA VIVA	**R6.4 DISPOSICIÓN DE LA CARGA VIVA**
6.4.1 Cargas gravitacionales	**R6.4.1 Cargas gravitacionales**
En el diseño para cargas gravitacionales de pisos o cubiertas, se permite suponer que la carga viva se aplica únicamente al nivel del piso bajo consideración.	*(Sin comentarios)*
6.4.2 Losas en una dirección y vigas	**R6.4.2 Losas en una dirección y vigas**
Para sistema de losas en una dirección y vigas, se permite suponer a) y b): *a)* El momento máximo positivo M_u cerca del centro de la luz ocurre con ***L*** mayorada colocada en el vano y en vanos alternados *b)* El momento máximo negativo M_u en un apoyo ocurre con ***L*** mayorada colocada en los vanos adyacentes solamente.	Deben establecerse los conjuntos más exigentes de fuerzas máximas de diseño, investigando los efectos de la carga viva colocada en varias disposiciones críticas.

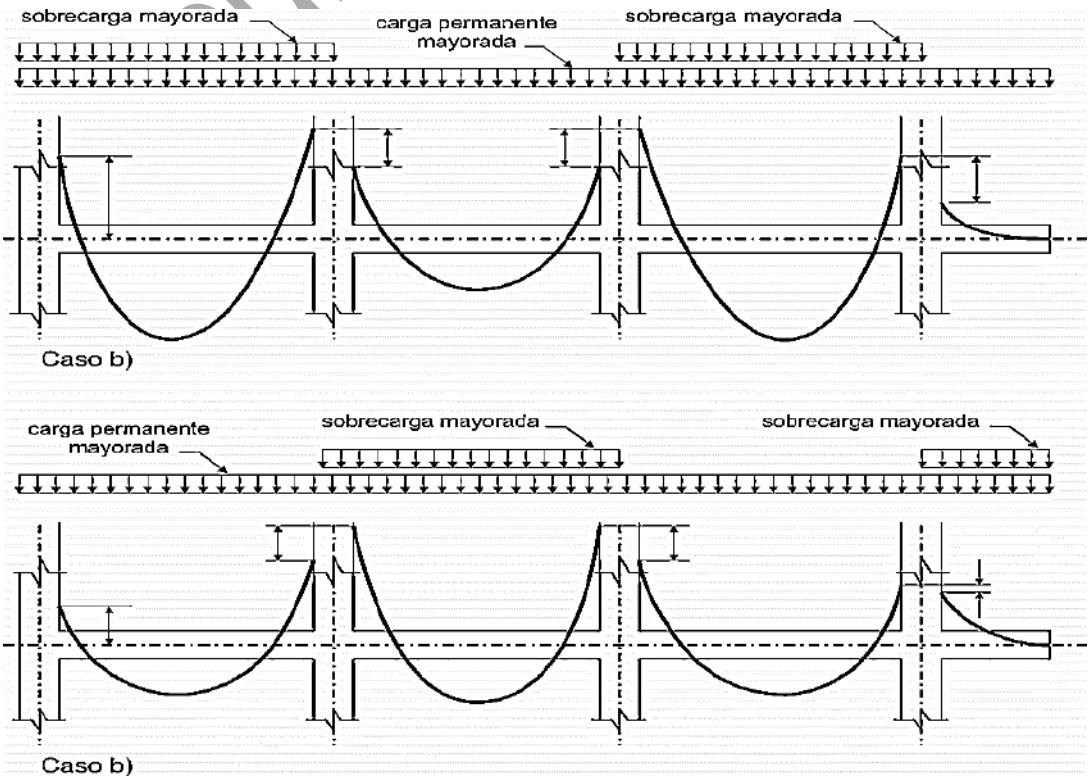


Figura R6.4.2 Ejemplos de la disposición de la sobrecarga

6.4.3 Losas en dos direcciones	**R6.4.3 Losas en dos direcciones**
Para sistema de losas en dos direcciones, los momentos mayorados se deben calcular según	*(Sin comentarios)*

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN

6.4.3.1, 6.4.3.2 ó 6.4.3.3 y deben ser equivalentes, al menos, a los momentos resultantes de ***L*** mayorada aplicada simultáneamente en todos los paneles.

6.4.3.1 Cuando se conoce la disposición de ***L***, el sistema de losas debe analizarse para esa distribución.

6.4.3.2 Cuando ***L*** sea variable, sin exceder **0,75 *D***, o bien la naturaleza de ***L*** sea tal que todos los paneles se carguen simultáneamente, se permite suponer que se producen los M_u máximos en todas las secciones con ***L*** mayorada actuando simultáneamente en todos los paneles.

6.4.3.3 Para condiciones de carga distintas a las definidas en 6.4.3.1 ó 6.4.3.2, se puede suponer a) y b):

a) El momento máximo positivo M_u cerca del centro de la luz del panel ocurre con un 75 % de ***L*** mayorada colocada sobre el panel y sobre paneles alternos

b) El momento máximo negativo M_u en un apoyo se produce con un 75 % de ***L*** mayorada colocada solamente en los paneles adyacentes.

6.5 MÉTODO DE ANÁLISIS SIMPLIFICADO PARA VIGAS CONTINUAS NO PRETENSADAS Y LOSAS EN UNA DIRECCIÓN

6.5.1 Limitaciones

Se permite calcular M_u y V_u para cargas gravitacionales de acuerdo con esta sección para vigas continuas y losas en una dirección que cumplan con a) hasta e):

a) Los elementos son prismáticos.
b) Las cargas están uniformemente distribuidas.
c) $L \leq 3D$.
d) Haya dos o más vanos.
e) La luz del mayor de dos vanos adyacentes no excede en más de 20 % la luz del menor.

6.5.2 Cargas gravitacionales

M_u debido a cargas gravitacionales debe calcularse de acuerdo con la Tabla 6.5.2.

COMENTARIO

R6.4.3.3 El uso de sólo el 75 % de la carga viva mayorada total para la disposición de carga que produce el momento máximo, se fundamenta en los momentos máximos positivo y negativo debidos a la carga viva no pueden ocurrir simultáneamente y que es posible que ocurra una redistribución de los momentos máximos antes que se presente la falla. Este procedimiento permite algunas sobretensiones locales bajo carga viva mayorada total, si ésta se distribuye en la forma prescrita; pero, aun así, asegura que la resistencia de diseño del sistema de losa después de la redistribución de momentos no es menor que la requerida para resistir las cargas muertas y vivas mayoradas totales en todos los paneles.

R6.5 MÉTODO DE ANÁLISIS SIMPLIFICADO PARA VIGAS CONTINUAS NO PRETENSADAS Y LOSAS EN UNA DIRECCIÓN

R6.5.1 Limitaciones

(Sin comentarios)

R6.5.2 Cargas gravitacionales

Los momentos y cortantes aproximados conducen a valores razonablemente conservadores para las condiciones indicadas cuando las vigas continuas y las losas en una dirección forman

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN **COMENTARIO**

parte de un pórtico o de una construcción continua.

Tabla 6.5.2 — Momentos aproximados para vigas continuas no pretensadas y losas en una dirección

Momento	Localización	Condición	M_u
Positivo	Vanos extremos	Extremo discontinuo monolítico con el apoyo	$w_u l_n^2/14$
		El extremo discontinuo no está restringido	$w_u l_n^2/11$
	Vanos interiores	Todos	$w_u l_n^2/16$
Negativo	Cara interior de los apoyos exteriores	Elementos construidos monolíticamente con viga dintel de apoyo	$w_u l_n^2/24$
		Elementos construidos monolíticamente con columna como apoyo	$w_u l_n^2/16$
	Cara exterior del primer apoyo interior	Dos vanos	$w_u l_n^2/9$
		Más de dos vanos	$w_u l_n^2/10$
	Las demás caras de apoyos	Todas	$w_u l_n^2/11$
	Cara de todos los apoyos que cumplan (a) o (b)	(a) Losas con luces que no excedan de 3,0 m (b)Vigas en las cuales la relación entre la suma de las rigideces de las columnas y la rigidez de la viga exceda de 8 en cada extremo del vano	$w_u l_n^2/12$

(1) Para calcular los momentos negativos, de los vanos adyacentes.

Dado que la disposición de las cargas que produce valores críticos para los momentos en las columnas de pórticos difiere de aquella que produce momentos negativos máximos en las vigas, los momentos de columnas deben evaluarse por separado.

6.5.3 Redistribución de momentos

Los momentos calculados según 6.5.2 no pueden ser redistribuidos.

R6.5.3 Redistribución de momentos

(Sin comentarios)

6.5.4 Cálculo de cortante

V_u debido a cargas gravitacionales se debe calcular de acuerdo a la Tabla 6.5.4.

R6.5.4 Cálculo de cortante

(Sin comentarios)

Tabla 6.5.4 – Cortantes aproximados para vigas continuas no pretensadas y losas en una dirección

Localización	V_u
Cara exterior del primer apoyo interior	$1{,}15\, w_u l_n/2$
Cara de todos los demás apoyos	$w_u l_n/2$

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
6.5.5 Momentos de niveles de piso	
Los momentos de niveles de piso o de cubierta deben resistirse distribuyendo el momento entre las columnas inmediatamente debajo y por encima del piso bajo estudio en proporción a las rigideces relativas de las columnas considerando sus condiciones de restricción.	**R6.5.5** Esta sección se incluye para asegurarse que los momentos se tengan en cuenta en el diseño de las columnas. El momento a que hace referencia corresponde a la diferencia en los momentos de los extremos de los elementos que aportican con la columna y que actúan en el eje localizado en el centro de la columna.
6.6 ANÁLISIS DE PRIMER ORDEN	**R6.6 ANÁLISIS DE PRIMER ORDEN**
6.6.1 Generalidades	**R6.6.1 Generalidades**
6.6.1.1 Los efectos de la esbeltez deben considerarse de acuerdo a 6.6.4 a menos que 6.2.5 permita ignorarlos.	**R6.6.1.1** Cuando se utiliza un análisis de primer orden, los efectos de esbeltez se pueden calcular por medio del procedimiento de magnificación de momentos (MacGregor et al. 1970; MacGregor 1993; Ford et al. 1981).
6.6.1.2 Se permite de acuerdo con 6.6.5 la redistribución de los momentos calculados por medio de un análisis elástico de primer orden.	
6.6.2 Modelos para elementos y sistemas estructurales	**R6.6.2 Modelos para elementos y sistemas estructurales**
6.6.2.1 Los momentos en cualquier piso o cubierta se debe determinar distribuyendo el momento entre las columnas inmediatamente por encima y por debajo del piso bajo consideración, en proporción a las rigideces relativas de las columnas y según las condiciones de restricción a flexión.	**R6.6.2.1** Este artículo ha sido incluido para asegurarse que los momentos se incluyan en el diseño de las columnas si los elementos se han diseñado usando 6.5.1 y 6.5.2. El momento a que se hace referencia corresponde a la diferencia entre los momentos de los extremos de los elementos que aportican con la columna y que actúan en el eje localizado en el centro de la columna.
6.6.2.2 En pórticos o construcción continua deben tenerse en cuenta el efecto de la configuración y disposición de carga en la transferencia de los momentos a las columnas interiores y exteriores y a las cargas excéntricas debida a otras causas.	
6.6.2.3 Se permite simplificar el modelo de análisis empleando a) o b) o ambos: *a)* Se permite analizar las losas macizas o las viguetas en una dirección construidas monolíticamente con sus apoyos, con luces libres no mayores de 3 m, como elementos continuos sobre apoyos simples, con luces iguales a las luces libres del elemento, despreciando el ancho de las vigas. *b)* En pórticos o construcción continua, se permite suponer que las regiones de intersección de los elementos son rígidas.	**R6.6.2.3** Una característica común de los programas de computador modernos para análisis estructural de pórticos es la suposición de que los nudos son conexiones rígidas. El Artículo 6.6.2.3 b) es para uso en elementos que se intersectan en pórticos, como pueden ser los nudos viga-columna.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN

6.6.3 Propiedades de las secciones

6.6.3.1 Análisis para cargas mayoradas

6.6.3.1.1. Los momentos de inercia y el área de las secciones transversales de los elementos deben calcularse de acuerdo con las Tablas 6.6.3.1.1(a) o 6.6.3.1.1(b), a menos que se use un análisis más riguroso. Cuando existen cargas laterales sostenidas, el momento de inercia, I, para las columnas y muros debe dividirse por $(1 + \beta_{ds})$ donde β_{ds} es la relación entre la máxima fuerza cortante sostenida mayorada dentro de un piso y la máxima fuerza cortante en ese piso asociada con la misma combinación de carga.

TABLA 6.6.3.1.1 (a).- Momento de inercia y área de la sección transversal permitidos para el análisis elástico al nivel de carga mayorada

Elemento y condición		Momento de Inercia	Área de la sección transversal
Columnas		$0,70\ I_g$	$1,0\ A_g$
Muros	No fisurados	$0,70\ I_g$	
	Fisurados	$0,35\ I_g$	
Vigas		$0,35\ I_g$	
Placas planas y losas planas		$0,25\ I_g$	

COMENTARIO

R6.6.3 Propiedades de las secciones

R6.6.3.1 Análisis para cargas mayoradas

Para análisis ante cargas laterales, cualquiera de las rigideces presentadas en 6.6.3.1.1 ó 6.6.3.1.2 pueden ser empleadas. Ambos requisitos utilizan valores que se aproximan en edificaciones a la rigidez de sistemas de hormigón armado cargados cerca, o más allá, del nivel de fluencia y que han demostrado una correlación razonable con resultados experimentales y analíticos detallados (Moehle 1992; Lepage 1998). Para cargas inducidas por un sismo, la utilización de 6.6.3.1.1 ó 6.6.3.1.2 puede requerir el uso de un factor de amplificación para tener en cuenta las deformaciones inelásticas. En general, para las propiedades efectivas de las secciones, E_c puede definirse como se indica en 19.2.2, A como se indica en la Tabla 6.6.3.1.1(a), y el módulo de cortante puede tomarse como **0,4** E_c

R6.6.3.1.1 Los valores de I y A se han escogido con base en resultados de ensayos de estructuras y de análisis, e incluyen una holgura para tener en cuenta la variabilidad de las deflexiones calculadas. Los momentos de inercia fueron tomados de MacGregor y Hage (1977), los cuales incluyen un factor de reducción de rigidez ϕ_K = **0,875** (véase R6.6.4.5.2). Por ejemplo, el momento de inercia para columnas es $0,875\ (0,80\ I_g) = 0,70\ I_g$

El momento de inercia de vigas T debe basarse en el ancho efectivo del ala definido en 6.3.2.1 ó 6.3.2.2 En general, es suficientemente preciso tomar I_g para una viga T como $2\,I_g$ del alma, igual a $2\left(b_w\, h^3/12\right)$

Si los momentos y cortantes mayorados, obtenidos a partir de un análisis considerando el momento de inercia de un muro, tomado igual a **0,70** I_g, indican con base en el módulo de ruptura, que el muro se fisura en flexión, el análisis debe repetirse con $I = 0,35\ I_g$ en aquellos pisos en los cuales se ha anticipado fisuración bajo las cargas mayoradas,

Los valores de los momentos de inercia fueron deducidos para elementos no pretensados. Para elementos pretensados, los momentos de inercia pueden diferir dependiendo de la cantidad, ubicación y tipo de armadura, y del grado de fisuración previo a alcanzar la carga última.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN | **COMENTARIO**

Los valores de rigidez para elementos de hormigón pretensado deben incluir una holgura para la variabilidad de las rigideces.

Las ecuaciones de la Tabla 6.6.3.1.1(b) proporcionan valores más refinados de I, los cuales tienen en cuenta la carga axial, la excentricidad, la cuantía de armadura y la resistencia a la compresión del hormigón, tal como se presenta en: Khuntia and Ghosh (2004a,b). Las rigideces proporcionadas por estas referencias son aplicables a todos los niveles de carga, incluido servicio y última, y consideran un factor de reducción de rigidez ϕ_K comparable al incluido en la Tabla 6.6.3.1.1(a). Para uso en los niveles de cargas distintos al último, P_u y M_u deben remplazarse por los valores adecuados para el nivel de carga deseado.

Tabla 6.6.3.1.1 (b).- Momentos de inercia alternativos para análisis elástico al nivel de carga mayorada

Elemento	Valor alternativo de I para análisis elástico		
	Mínimo	I	Máximo
Columnas y Muros	$0,35\ I_g$	$\left(0,80 + 25\,\frac{A_{st}}{A_g}\right)\left(1 - \frac{M_u}{P_u\,h} - 0,5\,\frac{P_u}{P_0}\right) I_g$	$0,875\ I_g$
Vigas, placas planas y losas planas	$0,25\ I_g$	$(0,10 + 25\,\rho)\left(1,2 - 0,2\,\frac{b_w}{d}\right) I_g$	$0,50\ I_g$
Nota: Para elementos continuos sometidos a flexión, se permite que I sea el promedio de los valores obtenidos para secciones críticas a momento positivo y negativo. P_u y M_u deben calcularse de la combinación de carga particular en consideración, o la combinación de P_u y M_u que resulta en el menor valor de I			

6.6.3.1.2. Para el análisis de las cargas laterales mayoradas, se permite suponer $I = 0,5\ I_g$ para todos los elementos o calcular I mediante un análisis más detallado que considere la rigidez reducida de todos los elementos bajo las condiciones de carga.

R6.6.3.1.2 La deflexión lateral de una estructura bajo cargas laterales mayoradas puede ser sustancialmente diferente de la calculada usando un análisis lineal debido, en parte, a la respuesta inelástica de los elementos y a la disminución de la rigidez efectiva. La selección de una rigidez efectiva adecuada para elementos estructurales de pórticos de hormigón armado tiene dos objetivos:

1) obtener estimativos realistas de la deflexión lateral y

2) determinar los efectos impuestos por la deflexión al sistema de resistencia de cargas gravitacionales de la estructura.

Un análisis no lineal detallado de la estructura podría identificar adecuadamente estos dos efectos. Una forma simple de estimar una deflexión lateral no lineal equivalente usando un análisis lineal es reducir la rigidez de los elementos de hormigón de la estructura utilizada en el modelo lineal. El tipo de análisis para carga lateral afecta

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
	la selección de los valores apropiados de la rigidez efectiva. Para el análisis con carga de viento, donde es deseable prevenir la respuesta no lineal en la estructura, la rigidez efectiva representativa del comportamiento antes de que se presente fluencia puede ser adecuada. Para fuerzas inducidas por el sismo, el nivel de comportamiento no lineal depende del desempeño estructural deseado y del período de recurrencia del sismo. El grado de confianza en los resultados de un análisis lineal simple depende del rigor computacional utilizado para definir la rigidez efectiva de cada elemento. Una opción, que considera la rigidez reducida, consiste en utilizar el valor secante de rigidez en el punto de fluencia de la armadura, o el valor secante en un punto antes de la fluencia de la armadura, si el análisis demuestra que no se espera fluencia para la condición de carga dada.
6.6.3.1.3. Para el análisis ante cargas laterales mayoradas de sistemas de losas de dos direcciones sin vigas que se designan como parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas, I para losas deben definirse con un modelo que esté sustancialmente de acuerdo con los resultados de análisis y ensayos experimentales representativos, y la rigidez I de los otros elementos estructurales debe estar de acuerdo con 6.6.3.1.1 y 6.6.3.1.2.	**R6.6.3.1.3** El análisis de edificaciones con sistema de losas en dos direcciones sin vigas requiere que el modelo represente la transferencia de las fuerzas laterales a los elementos verticales. El modelo usado para definir la rigidez, debe estar substancialmente de acuerdo con los resultados de ensayos y análisis experimentales representativos. Se han propuesto varios modelos aceptables para esto: (Vanderbilt and Corley 1983; Hwang and Moehle 2000; Dovich and Wight 2005).
6.6.3.2 Análisis para cargas de servicio	
6.6.3.2.1. Las deflexiones inmediatas y dependientes del tiempo, provenientes de cargas gravitacionales deben calcularse de acuerdo con 24.2.	
6.6.3.2.2. Se permite calcular las deflexiones laterales inmediatas usando el momento de inercia igual a 1,4 veces I definido en 6.6.3.1 o bien usando un análisis más detallado, pero el valor no debe exceder I_g	**R6.6.3.2.2** Es necesario realizar análisis de las deflexiones, vibraciones y periodos de la edificación a diversos niveles de cargas de servicio (no mayoradas) (Grossman 1987; Grossman 1990) para determinar el comportamiento de la estructura en servicio. Los momentos de inercia de los elementos estructurales en el análisis para cargas de servicio deben ser representativos del grado de fisuración en los diversos niveles de cargas de servicio investigadas. A menos que se disponga de un cálculo más preciso de la fisuración en los diversos niveles de cargas de servicio, se considera satisfactorio usar **1,0 /0,7 = 1,4** veces los momentos de inercia dados en 6.6.3.1, sin exceder I_g para los análisis de cargas de servicio.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN

6.6.4 Efectos de la esbeltez, método de magnificación de momentos

6.6.4.1 A menos que se cumpla con 6.2.5, las columnas y pisos en una estructura deben ser definidas como parte de estructuras con desplazamiento lateral (no arriostradas) o sin desplazamiento lateral (arriostradas). El análisis de columnas en estructuras sin desplazamiento lateral (arriostradas) debe basarse en 6.6.4.5. El análisis de columnas en estructuras con desplazamiento lateral (no arriostradas) debe basarse en 6.6.4.6.

6.6.4.2 Las dimensiones de la sección transversal de cada elemento usadas en el análisis no pueden variar en más del 10 % de las dimensiones de los mismos elementos en los documentos de construcción, de lo contrario debe repetirse el análisis. Cuando se usan las rigideces de la Tabla 6.6.3.1.1

COMENTARIO

R6.6.4 Efectos de la esbeltez, método de magnificación de momentos

R6.6.4.1 Este artículo describe un procedimiento aproximado de diseño el cual usa el concepto de magnificador de momento para tener en cuenta los efectos de la esbeltez. Los momentos calculados por medio de un análisis de primer orden son multiplicados por un magnificador de momento, el cual es función de la fuerza axial mayorada P_u y de la carga crítica de pandeo P_c de la columna. En el caso con desplazamiento, el magnificador de momento es función de la suma de P_u del piso y de la suma de P_c de las columnas que resisten el desplazamiento lateral del piso bajo consideración.

Las estructuras con y sin desplazamiento lateral son tratadas separadamente. Un análisis de primer orden es un análisis elástico que no incluye el efecto en las fuerzas internas causado por los desplazamientos.

El método de diseño utilizando magnificación de momentos requiere que el diseñador distinga entre estructuras sin desplazamiento lateral (arriostradas), que son diseñadas de acuerdo con 6.6.4.5, y estructuras con desplazamiento lateral (no arriostradas) que se diseñan de acuerdo con 6.6.4.6.

Frecuentemente, esto se puede hacer por inspección comparando la rigidez lateral total de las columnas en un piso con aquella de los elementos de arriostramiento. Se puede suponer por inspección que un elemento comprimido, como puede ser una columna, muro o riostra, está arriostrado si está ubicado en un piso en el cual los elementos de arriostramiento (muros de cortante, cerchas, u otros elementos de arriostramiento lateral) tienen una rigidez lateral suficiente para resistir las deformaciones laterales del piso, de tal manera que los desplazamientos laterales resultantes no son lo suficientemente grandes para afectar sustancialmente la resistencia de la columna. Si no es inmediatamente evidente sin hacer cálculos, 6.6.4.3 presenta dos maneras para determinar si el desplazamiento lateral puede despreciarse.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
b) en el análisis, la cuantía supuesta de armadura del elemento no puede variar en más del 10 % de la armadura especificada para el mismo elemento mostrado en los documentos de construcción.	
6.6.4.3 Se permite analizar como arriostrados (sin desplazamiento lateral) las columnas y pisos de la estructura, si se cumple (a) o (b): *a)* el incremento en los momentos extremos de la columna debido a los efectos de segundo orden no excede de un 5 % de los momentos extremos de primer orden *b)* ***Q*** calculado de acuerdo con 6.6.4.4.1 debe ser ***Q ≤ 0,05***	**R6.6.4.3** En 6.6.4.3(a), se indica que un piso dentro de una estructura se considera como arriostrado (sin desplazamiento lateral) si el aumento en los momentos por cargas laterales resultante del efecto $P\Delta$ no excede 5 % de los momentos de primer orden (MacGregor and Hage 1977). El Artículo 6.6.4.3 (b) presenta un método alternativo para determinar si el piso se considera arriostrado con base en el índice de estabilidad ***Q*** del piso. Al calcular ***Q***, ΣP_u debe corresponder a la combinación de carga lateral para el cual ΣP_u es máximo. Debe notarse que una estructura puede contener pisos arriostrados y no arriostrados. Si los desplazamientos por carga lateral de la estructura han sido calculados usando cargas de servicio y los momentos de inercia para carga de servicio dados en 6.6.3.2.2, se permite calcular ***Q*** en la ecuación. (6.6.4.4.1) usando 1,2 veces la suma de las cargas gravitacionales de servicio, el cortante del piso para cargas de servicio, y 1,4 veces las deflexiones de primer orden del piso para carga de servicio.
6.6.4.4 Propiedades de estabilidad **6.6.4.4.1.** El índice de estabilidad para un piso, ***Q***, debe calcularse mediante: $$Q = \frac{\Sigma P_u \Delta_0}{V_{us} \ell_c} \leq 0{,}05 \qquad (6.6.4.4.1)$$ donde ΣP_u y V_{us} son la carga vertical total y el cortante horizontal mayorados del piso, respectivamente, en el piso bajo consideración y Δ_0 es el desplazamiento lateral relativo (deriva) de primer orden entre la parte superior e inferior del piso debido a V_{us} .	
6.6.4.4.2. La carga crítica de pandeo, P_c , debe calcularse con: $$P_c = \frac{\pi^2 (E I)_{eff}}{(k l_u)^2} \qquad (6.6.4.4.2)$$	**R6.6.4.2** Al calcular la carga axial crítica para pandeo, la preocupación primordial es la selección de la rigidez $(EI)_{eff}$ que aproxime razonablemente las variaciones de la rigidez debidas a fisuración, fluencia lenta y no linealidad de la curva tensión-deformación unitaria. Los artículos 6.6.4.4.4 y 6.6.4.4.5 pueden utilizarse para calcular $(EI)_{eff}$
6.6.4.4.3. El factor de longitud efectiva, ***k*** , debe determinarse usando un valor de E_c de acuerdo	**R6.6.4.4.3** El factor de longitud efectiva para un elemento a compresión, tal como una columna,

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN

con 19.2.2 e $\boldsymbol{I}$ de acuerdo con 6.6.3.1.1. Para elementos arriostrados (sin desplazamiento lateral), se permite considerar el factor de longitud efectiva, $\boldsymbol{k}$, como 1,0 y para elementos no arriostrados, $\boldsymbol{k}$ debe ser al menos 1,0.

6.6.4.4.4. Para columnas no compuestas, $(\boldsymbol{EI})_{\boldsymbol{eff}}$ debe calcularse de acuerdo con a), b) o c):

a) $$(E\,I)_{eff} = \frac{0{,}4\,E_c\,I_g}{1+\beta_{dns}} \qquad (6.6.4.4.4a)$$

b) $$(E\,I)_{eff} = \frac{0{,}2\,E_c\,I_g + E_s\,I_{se}}{1+\beta_{dns}} \qquad (6.6.4.4.4b)$$

c) $$(E\,I)_{eff} = \frac{0{,}4\,E_c\,I}{1+\beta_{dns}} \qquad (6.6.4.4.4c)$$

donde el término β_{dns} es la relación entre la máxima carga axial sostenida mayorada dentro de un piso y la máxima carga axial mayorada asociada con la misma combinación de carga, e $\boldsymbol{I}$ en la ecuación (6.6.4.4.4.c) debe calcularse de acuerdo con la Tabla 6.6.3.1.1(b) para columnas y muros.

6.6.4.4.5. Para columnas compuestas, $(\boldsymbol{EI})_{\boldsymbol{eff}}$ debe calcularse de acuerdo con la ecuación (6.6.4.4.4b), la ecuación (6.6.4.4.5), o por medio de un análisis más detallado.

$$(E\,I)_{eff} = \frac{0{,}2\,E_c\,I_g}{1+\beta_{dns}} + E_s\,I_{se} \qquad (6.6.4.4.5)$$

COMENTARIO

muro o arriostramiento, bajo comportamiento arriostrado varía entre 0,5 y 1,0. Es recomendable usar un valor de $\boldsymbol{k}$ igual a 1,0. Si se usan valores menores, el cálculo de $\boldsymbol{k}$ debe basarse en un análisis estructural usando los valores $\boldsymbol{I}$ dados en 6.6.3.1.1. Los ábacos de alineamiento de Jackson y Moreland (Fig. R6.2.5) pueden usarse para calcular los valores apropiados de $\boldsymbol{k}$ (ACI SP-17 2009; Column Research Council 1966).

R6.6.4.4.4 El numerador de las ecuaciones (6.6.4.4.4a) a (6.6.4.4.4c) representa la rigidez de la columna a corto plazo. La ecuación (6.6.4.4.4b) se dedujo para excentricidades pequeñas y altos niveles de carga axial. La ecuación (6.6.4.4.4a) es una aproximación simplificada de la ecuación (6.6.4.4.4b) y es menos precisa (Mirza 1990). Para mayor precisión, $(\boldsymbol{EI})_{\boldsymbol{eff}}$ puede ser aproximado usando la ecuación (6.6.4.4.4c).

La fluencia lenta debido a cargas sostenidas incrementa la deformación lateral de una columna y por lo tanto la magnificación del momento. Esto se aproxima en diseño reduciendo la rigidez, $\boldsymbol{EI}$, usada para calcular $\boldsymbol{P_c}$ y por lo tanto δ , dividiendo el término $\boldsymbol{EI}$ a corto plazo del numerador de las ecuaciones (6.6.4.4.4a) a (6.6.4.4.4c) por $\boldsymbol{(1+\beta_{dns})}$. Para simplificar, se puede suponer que $\boldsymbol{\beta_{dns}} = \boldsymbol{0{,}6}$. En este caso, la ecuación (6.6.4.4.4a) se vuelve:

$$(E\,I)_{eff} = 0{,}25\,E_c\,I_g$$

En columnas de hormigón armado sometidas a cargas sostenidas, la fluencia lenta transfiere parte de la carga del hormigón a la armadura longitudinal, aumentando las tensiones de la armadura. En el caso de columnas con poca armadura esta transferencia de carga puede hacer que la armadura en compresión fluya prematuramente, resultando en una disminución del $\boldsymbol{EI}$ efectivo. En consecuencia, los términos para la armadura longitudinal y para el hormigón en la ecuación (6.6.4.4.4b) deben ser reducidos para tener en cuenta la fluencia lenta.

R6.6.4.4.5 Para columnas compuestas en las que la tubería o los perfiles estructurales constituyen un porcentaje alto de la sección transversal, la transferencia de carga debida a la fluencia lenta no es significativa. En consecuencia, solo $\boldsymbol{EI}$ del hormigón en la ecuación (6.6.4.4.5) se reduce por efectos de carga sostenida.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN

COMENTARIO

6.6.4.5 Método de magnificación de momentos: Estructuras sin desplazamiento lateral

6.6.4.5.1. El momento mayorado utilizado en el diseño de columnas y muros, M_c , debe ser el momento mayorado de primer orden M_2 amplificado por los efectos de curvatura del elemento, de acuerdo con la Ecuación (6.6.4.5.1):

$$M_c = \delta\, M_2 \qquad (6.6.4.5.1)$$

6.6.4.5.2. El factor de magnificación δ_{ns} debe calcularse con:

$$\delta = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0{,}75\, P_c}} \geq 1{,}0 \qquad (6.6.4.5.2)$$

6.6.4.5.3. C_m debe calcularse de acuerdo con a) o b):

a) Para columnas sin cargas transversales aplicadas entre los apoyos

$$C_m = 0{,}6 + 0{,}4\,\frac{M_1}{M_2} \geq 0{,}4 \qquad (6.6.4.5.3a)$$

Donde el término M_1/M_2 es negativo si la columna está en curvatura simple y positiva si está en doble curvatura.

b) Para columnas con cargas transversales aplicadas entre los apoyos:

$$C_m = 1{,}0 \qquad (6.6.4.5.3b)$$

R6.6.4.5. Método de magnificación de momentos: Estructuras sin desplazamiento lateral

R6.6.4.5.2 El factor 0,75 en la ecuación (6.6.4.5.2) es un factor de reducción de rigidez ϕ_K , que está basado en la probabilidad de tener resistencia baja en una sola columna esbelta aislada. Los estudios descritos en Mirza et al. (1987), indican que el factor de reducción de rigidez ϕ_K no tiene los mismos valores que el factor de reducción de resistencia ϕ aplicable a la sección de la columna. Estos estudios sugieren que el valor del factor de reducción de rigidez ϕ_K para una columna aislada debe ser 0,75, tanto para columnas con estribos como con espirales. En el caso de una estructura de varios pisos, las deflexiones de la columna y de la estructura dependen de la resistencia promedio del hormigón que es mayor a la resistencia del hormigón de la columna crítica única de baja resistencia. Por esta razón, el valor de ϕ_K implícito en los valores I en 6.6.3.1.1 es de 0,875.

R6.6.4.5.3 El factor C_m es un factor de corrección que relaciona el diagrama de momentos real con un diagrama de momentos uniforme equivalente. La deducción del magnificador de momento supone que el momento máximo está en o cerca de la mitad de la altura de la columna. Si el momento máximo se produce en uno de los extremos de la columna, el diseño debe basarse en un momento uniforme equivalente C_m M_2 el cual produce el mismo momento máximo al ser magnificado (MacGregor et al. 1970).

La convención de signos para M_1/M_2 ha sido actualizada para seguir la convención de la regla de mano derecha. Por lo tanto, M_1/M_2 es negativa si el elemento está deformado en curvatura simple y positiva si lo está en doble curvatura. Lo anterior corresponde a un cambio respecto a la convención de signos de la Norma NB 1225001 del año 2017.

En el caso de columnas sometidas a cargas transversales entre los apoyos, es posible que el momento máximo se produzca en una sección

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
	lejos del extremo del elemento. Si esto ocurre, el valor del máximo momento calculado en cualquier sección del elemento debe ser usado como valor de M_2 en la ecuación (6.6.4.5.1). C_m debe ser tomado igual a 1,0 para este caso.
6.6.4.5.4. M_2 en la ecuación. (6.6.4.5.1) debe ser al menos $M_{2,min}$ calculado de acuerdo con la ecuación (6.6.4.5.4) en cada eje separadamente. $M_2 \geq M_{2,min} = P_u\,(15 + 0{,}03\,h)$ (6.6.4.5.4) Cuando $M_{2,min}$ exceda M_2, el valor de C_m debe ser igual a 1,0 ó determinarse con base en la relación de los momentos calculados en los extremos M_1/M_2 usando la ecuación (6.6.4.5.3a).	**R6.6.4.5.4** En esta Norma, la esbeltez se tiene en cuenta magnificando los momentos extremos de la columna. Si los momentos mayorados de la columna son muy pequeños o nulos, el diseño de columnas esbeltas debe basarse en la excentricidad mínima dada en la ecuación (6.6.4.5.4). No se pretende que la excentricidad mínima se aplique a los dos ejes simultáneamente. Cuando el diseño debe basarse en la excentricidad mínima, los momentos extremos mayorados de la columna obtenidos del análisis estructural son usados en la ecuación (6.6.4.5.3a) para determinar la relación M_1/M_2. Esto elimina lo que de otra manera sería una discontinuidad entre columnas con excentricidades calculadas menores que la excentricidad mínima y columnas con excentricidades calculadas mayores o iguales a la excentricidad mínima.
6.6.4.6 Método de magnificación de momentos: estructuras con desplazamiento lateral	
6.6.4.6.1. Los momentos M_1 y M_2 en los extremos de una columna individual deben calcularse con a) y b): *a)* $M_1 = M_{1ns} + \delta_s M_{1s}$ (6.6.4.6.1a) *b)* $M_2 = M_{2ns} + \delta_s M_{2s}$ (6.6.4.6.1b)	**R6.6.4.6.1** El análisis descrito en este artículo se refiere sólo a estructuras planares sometidas a cargas que causan desplazamientos en su propio plano. Si las deflexiones causadas por las fuerzas laterales incluyen desplazamientos torsionales significativos, la magnificación de momentos de las columnas más alejadas del centro de giro puede subestimarse al usar este procedimiento. En estos casos debe emplearse un procedimiento de análisis tridimensional de segundo orden.
6.6.4.6.2. El magnificador de momento debe ser calculado con a), b) o c). Si el δ_s calculado excede 1,5, sólo se permite b) o c). *a)* $\delta_s = \dfrac{1}{1 - Q} \geq 1$ (6.6.4.6.2a) *b)* $\delta_s = \dfrac{1}{1 - \dfrac{\sum P_u}{0{,}75 \sum P_c}} \geq 1$ (6.6.4.6.2b) *c)* Análisis elástico de segundo orden donde: $\sum P_u$ es la sumatoria para todas las cargas verticales mayoradas en un piso y	**R6.6.4.6.2** Se permiten tres métodos para calcular el magnificador de momento. Estos enfoques incluyen el método Q, el concepto de la suma de P y el análisis elástico de segundo orden: (a) Método Q: El análisis iterativo $P\Delta$ para obtener los momentos de segundo orden puede ser representado por una serie infinita. La solución de esta serie está dada por la ecuación (6.6.4.6.2a) (MacGregor and Hage 1977). Lai and MacGregor (1983) muestra que la ecuación (6.6.4.6.2a) predice apropiadamente los momentos de segundo orden en estructuras no arriostradas mientras el valor de $\delta_s \leq 1{,}5$.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN

$\sum P_c$ es la sumatoria de todas las columnas que resisten el desplazamiento lateral en un piso.

P_c se calcula usando la ecuación (6.6.4.4.2) con el valor de ***k*** determinado para elementos con desplazamiento lateral, en 6.6.4.4.3 y

$(EI)_{eff}$ de 6.6.4.4.4 ó 6.6.4.4.5, tal como sea apropiado, donde β_{ds} debe substituir a β_{dns} .

COMENTARIO

Los diagramas de momento ***P*Δ** para columnas deflectadas son curvos, con Δ relacionado con la línea elástica deflectada de la columna. La ecuación (6.6.4.6.2a) y la mayoría de los programas de computador disponibles comercialmente para análisis de segundo orden han sido desarrolladas suponiendo que los momentos ***P*Δ** resultan de fuerzas iguales y opuestas $P\,\Delta/l_c$ aplicadas en la parte inferior y superior del piso. Estas fuerzas producen un diagrama de momentos ***P*Δ** en línea recta. Los diagramas curvos de momento ***P*Δ** producen desplazamientos laterales del orden de 15 % mayores que aquellos obtenidos de diagramas rectos de momento ***P*Δ**. Este efecto se puede incluir en la ecuación (6.6.4.6.2a) escribiendo el denominador como ***(1 – 1,15 Q)*** en vez de ***(1 – Q)***, El factor 1,15 se ha dejado fuera de la ecuación (6.6.4.6.2a) para mayor simplicidad.

Si las deflexiones han sido calculadas usando cargas de servicio, ***Q*** en la ecuación. (6.6.4.6.2a) debe ser calculado de la manera presentada en R6.6.4.3.

El análisis de factor ***Q*** está basado en deflexiones calculadas usando los valores de I de 6.6.3.1.1 los cuales incluyen un factor de reducción de la rigidez equivalente ϕ_K. Estos valores de I llevan a una sobre estimación del orden de 20 % a 25 % de las deformaciones laterales que corresponden a un factor ϕ_K de reducción de rigidez entre 0,80 y 0,85 en los momentos ***P*Δ**. Como resultado, no se requiere ningún factor ϕ adicional. Una vez se han establecido los momentos usando la ecuación (6.6.4.6.2a), el diseño de las secciones transversales de las columnas involucra los factores de reducción de la resistencia ϕ de 21.2.2.

(b) Concepto de la suma de ***P***

Para verificar los efectos de la estabilidad del piso, δ_s se calcula como un valor promedio para el piso completo con base en el uso de $\sum P_u/\sum P_c$. Esto refleja la interacción en los efectos ***P*Δ** de todas las columnas que resisten el desplazamiento lateral del piso, dado que la deformación lateral de todas las columnas en el piso debe ser igual en ausencia de desplazamientos torsionales alrededor del eje vertical. Además, es posible que una columna individual particularmente esbelta en una estructura no arriostrada pueda tener desplazamientos sus-

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
	tanciales a media altura aún si está adecuadamente arriostrada contra desplazamientos laterales en los extremos por otras columnas en el piso. Dicha columna debe ser verificada usando 6.6.4.6.4. El término 0,75 en el denominador de la ecuación (6.6.4.6.2b) es un factor de reducción de la rigidez ϕ_K tal como se explicó en R6.6.4.5.2. En el cálculo de $(EI)_{eff}$, β_{ds} será normalmente cero para una estructura no arriostrada, debido a que las cargas laterales son generalmente de corta duración. Las deformaciones por desplazamiento lateral, debidas a cargas de corto plazo como viento o sismo, son una función de la rigidez de corto plazo de las columnas después de un periodo sostenido de carga por gravedad. Para este caso, la definición de β_{ds} en 6.6.3.1.1 da un valor $\beta_{ds} = 0$. En el caso inusual de una estructura con desplazamiento lateral donde las cargas laterales son sostenidas, β_{ds} no será igual a cero. Esto podría ocurrir si una construcción en un terreno inclinado es sometida a presiones de tierra en un lado, pero no en el otro.
6.6.4.6.3. Los elementos a flexión deben diseñarse para los momentos totales magnificados de los extremos de las columnas en el nudo.	**R6.6.4.6.3** La resistencia de una estructura con desplazamiento lateral está regida por la estabilidad de las columnas y por el grado de restricción en sus extremos proporcionado por las vigas de la estructura. Si se forma una articulación plástica en la viga de restricción, la estructura se aproxima a un mecanismo de falla y su capacidad de carga axial se ve drásticamente reducida. Este artículo proporciona los medios para que el diseñador estructural verifique que los elementos de restricción a flexión tengan la capacidad de resistir los momentos magnificados de la columna en el nudo.
6.6.4.6.4. Los efectos de segundo orden se deben considerar en toda la longitud de la columna en los pórticos no arriostrados. Se permite calcular estos efectos usando 6.6.4.5, donde C_m se calcula utilizando M_1 y M_2 de 6.6.4.6.1.	**R6.6.4.6.4** En un elemento a compresión, tales como una columna, muro o arriostramiento, el momento máximo puede ocurrir lejos de sus extremos. A pesar que los programas de computadora, para análisis de segundo orden pueden ser utilizados para evaluar la magnificación de los momentos en los extremos, la magnificación en la parte central puede no ser tenida en cuenta a menos que el elemento se subdivida a lo largo de su longitud. La magnificación puede ser evaluada usando el procedimiento descrito en 6.6.4.5.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN

6.6.5 Redistribución de momentos en elementos continuos a flexión

6.6.5.1 Excepto cuando se empleen valores aproximados de los momentos, de acuerdo con 6.5, cuando los momentos se han calculado utilizando 6.8 ó bien cuando los momentos en losas en dos direcciones se han calculado utilizando la disposición de cargas especificada en 6.4.3.3, siempre y cuando se cumplan a) y b) se permite disminuir los momentos calculados por medio de la teoría elástica en las secciones de máximo momento negativo o máximo momento positivo para cualquier distribución de carga:

a) Los elementos a flexión son continuos.

b) $\varepsilon_t \geq 0{,}0075$ en la sección donde se reduce el momento.

6.6.5.2 En elementos pretensados, los momentos incluyen aquellos debidos a las cargas mayoradas y los debidos a las reacciones inducidas por el pretensado.

6.6.5.3 En la sección donde el momento se reduce, la redistribución no debe exceder al menor entre **1000** ε_t por ciento y 20 %.

6.6.5.4 El momento reducido debe usarse para calcular los momentos redistribuidos en todas las otras secciones dentro del vano. El equilibrio estático se debe mantener después de la redistribución de los momentos para cada disposición de las cargas.

6.6.5.5 Los cortantes y las reacciones en los apoyos deben calcularse según el equilibrio estático considerando los momentos redistribuidos para cada disposición de carga.

COMENTARIO

R6.6.5 Redistribución de momentos en elementos continuos a flexión

La redistribución de momentos depende de una adecuada ductilidad en las zonas de articulación plástica. Estas zonas de articulación plástica se desarrollan en secciones de momento máximo positivo o negativo y causan un cambio en el diagrama de momentos elásticos.

El resultado habitual es una reducción en los valores de los momentos máximos negativos en las zonas de los apoyos y un incremento en los valores de los momentos positivos entre apoyos con respecto a los calculados por medio del análisis elástico. Sin embargo, como los momentos negativos se determinan usualmente para una distribución de carga y los momentos positivos para otra (véase 6.4.3 para una excepción bajo ciertas condiciones carga), en ocasiones, puede obtenerse economía en las armaduras mediante la reducción de los momentos máximos elásticos positivos y el incremento de los momentos negativos, angostando así la envolvente de momentos máximos negativos y positivos en cualquier sección del vano (Bondy 2003). Las articulaciones plásticas permiten la utilización de la capacidad total de más secciones de un elemento a flexión al nivel de carga última.

La redistribución de momentos permitida por la Norma se muestra en la Fig. R6.6.5. Utilizando valores conservadores para el límite de las deformaciones unitarias en el hormigón y longitudes de articulación plástica obtenidas de numerosos ensayos, se analizaron elementos sometidos a flexión con pequeña capacidad de rotación, para estudiar la redistribución de momentos, hasta un 20 %, dependiendo de la cuantía de la armadura. Como se muestra allí, los porcentajes de redistribución de momentos permitidos son conservadores con respecto a los porcentajes calculados tanto para f_y = 420 MPa como f_y = 500 MPa.

Los estudios realizados por Cohn (1965) y Mattock (1959) respaldan esta conclusión e indican que la fisuración y la deflexión de vigas diseñadas utilizando redistribución de momentos no son mucho mayores, bajo cargas de servicio, que las de vigas diseñadas utilizando momentos provenientes directamente de la teoría elástica. Además, estos estudios indican que queda disponible una adecuada capacidad de rotación para la redistribución de momentos permitida por el Norma si los elementos satisfacen los requisitos de 6.6.5.1.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN **COMENTARIO**

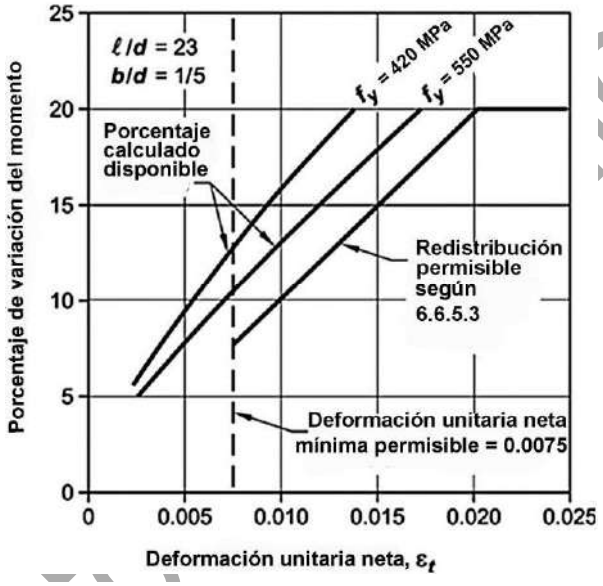


Figura *R6.6.5 - Redistribución permitida de momentos según la capacidad mínima de rotación.*

Los requisitos para la redistribución de momentos se aplican igualmente a los elementos pretensados (Mast 1992).

Las deformaciones elásticas causadas por un cable no concordante cambian la cantidad de rotación inelástica requerida para obtener una cantidad dada de redistribución de momentos. Por el contrario, para una viga con una capacidad rotacional inelástica dada, la cantidad en que puede variar en el apoyo cambia por una cantidad igual al momento secundario en el apoyo debido al pretensado. En consecuencia, la Norma requiere que los momentos secundarios causados por las reacciones generadas por las fuerzas de pretensado sean incluidos al determinar los momentos de diseño.

La redistribución de momentos, permitida en 6.6.5, no debe usarse donde se usen momentos flectores aproximados como los obtenidos por medio del método simplificado de 6.5, o por método de diseño directo de 8.10 como se indica en 8.10.4.3, donde se permite una modificación de 10 % de los momentos.

La redistribución de momentos tampoco es apropiada en sistemas de losa en dos direcciones que se analicen usando los requisitos de carga dados en 6.4.3.3. Estas cargas utilizan solo el 75 % de la carga viva total mayorada, lo cual está basado en consideraciones de redistribución de momentos.

Documento

ESPECIFICACIÓN

6.7 ANÁLISIS ELÁSTICO DE SEGUNDO ORDEN

6.7.1 Generalidades

6.7.1.1 El análisis elástico de segundo orden debe tener en cuenta la influencia de las cargas axiales, la presencia de regiones fisuradas a lo largo del elemento y los efectos de duración de las cargas. Estas consideraciones se satisfacen usando las propiedades de la sección transversal definidas en 6.7.2.

6.7.1.2 Se deben considerar los efectos de la esbeltez a lo largo de la longitud de la columna. Se permite calcular estos efectos usando 6.6.4.5.

COMENTARIO

R6.7 ANÁLISIS ELÁSTICO DE SEGUNDO ORDEN

R6.7.1 Generalidades

Los análisis elásticos de segundo orden consideran la geometría deformada de la estructura en las ecuaciones de equilibrio para determinar los efectos $P\Delta$. Se supone que la estructura se mantiene elástica, pero se consideran los efectos de la fisuración y fluencia lenta usando un factor de rigidez reducida EI. Por el contrario, el análisis elástico de primer orden satisface las ecuaciones de equilibrio usando la geometría original no deformada de la estructura y calcula los efectos $P\Delta$ magnificando los momentos en los extremos de la columna causados por el desplazamiento lateral usando la ecuación (6.6.4.6.2a) o la ecuación (6.6.4.6.2b).

R6.7.1.1 Las rigideces EI usadas en un análisis elástico para diseño por resistencia deben representar las rigideces de los elementos inmediatamente antes de la falla. Esto es particularmente cierto para un análisis de segundo orden, el cual debe predecir las deformaciones para cargas que se están acercando a la carga última. Los valores de EI no deben estar basados únicamente en la relación momento-curvatura para la sección más cargada a lo largo del elemento. Por lo contrario, deben corresponder a la relación momento rotación en el extremo para el elemento completo.

Para tener en cuenta la variabilidad de las propiedades reales del elemento en el análisis, las propiedades del elemento usadas en el análisis deben multiplicarse por un factor de reducción de rigidez ϕ_K menor que la unidad. Las propiedades de la sección definidas en 6.7.2 ya incluyen este factor de reducción de rigidez. El factor de reducción de rigidez, ϕ_K , puede tomarse como 0,80. Debe hacerse notar que la rigidez global se reduce aún más debido a que el módulo de elasticidad, E_c , está basado en la resistencia especificada del hormigón, mientras que las deflexiones laterales son función de la resistencia promedio a la compresión del hormigón, la cual, por lo general, es más alta.

R6.7.1.2 En un elemento a compresión, el momento máximo puede ocurrir alejado de sus extremos. En los programas de computador de análisis de segundo orden, las columnas se pueden subdividir usando nodos a lo largo de su longitud con el fin de evaluar los efectos de esbeltez en la

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
	zona entre los extremos. Cuando la columna no se subdivide a lo largo de su longitud, los efectos de esbeltez pueden evaluarse utilizando el magnificador de momentos para el caso sin desplazamiento lateral especificado en 6.6.4.5 utilizando los momentos en los extremos del elemento provenientes de un análisis de segundo orden como datos de entrada. El análisis de segundo orden considera dentro del procedimiento el desplazamiento relativo de los extremos del elemento.
6.7.1.3 Las dimensiones de la sección transversal de cada elemento usadas en el análisis para calcular los efectos de la esbeltez no pueden variar en más del 10 % de las dimensiones de los mismos elementos en los documentos de construcción, de lo contrario, el análisis debe repetirse.	
6.7.1.4 Se permite la redistribución de los momentos calculados por medio del análisis elástico de segundo orden de acuerdo con 6.6.5.	
6.7.2 Propiedades de la sección	
6.7.2.1 Análisis para carga mayorada. Se permite usar las propiedades de la sección calculadas según 6.6.3.1.	
6.7.2.2 Análisis para cargas de servicio.	
6.7.2.2.1. Las deflexiones inmediatas y las deflexiones dependientes del tiempo provenientes de las cargas gravitacionales deben calcularse de acuerdo con 24.2.	
6.7.2.2.2. De manera alternativa, se permite calcular las deflexiones inmediatas usando un momento de inercia de 1,4 veces I definida en 6.6.3.1 o bien, usando un análisis más detallado, pero el valor no debe exceder I .	
6.8 ANÁLISIS INELÁSTICO DE SEGUNDO ORDEN	**R6.8 ANÁLISIS INELÁSTICO DE SEGUNDO ORDEN**
6.8.1 Generalidades	**R6.8.1 Generalidades**
6.8.1.1 El análisis inelástico de segundo orden debe considerar la no linealidad del material, la curvatura del elemento y la deriva lateral, duración de la carga, retracción y fluencia lenta e interacción con la cimentación.	*(Sin comentarios)*
6.8.1.2 El procedimiento de análisis inelástico de segundo orden debe demostrar que lleva a una predicción de la resistencia sustancialmente de	**R6.8.1.2** El procedimiento de análisis no lineal de segundo orden debe ser capaz de predecir las cargas últimas con variaciones no mayores del 15 % de las descritas en ensayos de estructuras

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
acuerdo con los resultados de los ensayos representativos de estructuras de hormigón armado estáticamente indeterminadas.	indeterminadas de hormigón armado. Las suposiciones y los procedimientos de análisis deben ser evaluados mediante la comparación de los resultados de los ensayos publicados con los estimados por medio del análisis. Para tener en cuenta la variabilidad entre las propiedades reales del elemento y las del análisis, las propiedades del elemento o de los materiales usadas en el análisis deben estar basadas en los valores de la frontera inferior de la rigidez para elementos de hormigón, consistentes con un factor de reducción de rigidez ϕ_K = 0,8, como se discute en R6.7.1.1.
6.8.1.3 Se deben considerar los efectos de la esbeltez a lo largo de la longitud de la columna. Se permite calcular estos efectos usando 6.6.4.5.	**R6.8.1.3** Véase R6.7.1.2.
6.8.1.4 Las dimensiones de la sección transversal de cada elemento usadas en el análisis para calcular los efectos de esbeltez no pueden variar en más del 10 % de las dimensiones de los mismos elementos especificadas en los documentos de construcción, de lo contrario, el análisis debe repetirse.	
6.8.1.5 No se permite la redistribución de los momentos calculados por medio de un análisis elástico de segundo orden.	
6.9 ACEPTACIÓN DE ANÁLISIS UTILIZANDO ELEMENTOS FINITOS	**R6.9 ACEPTACIÓN DE ANÁLISIS UTILIZANDO ELEMENTOS FINITOS**
6.9.1 Generalidades	**R6.9.1 Generalidades**
Se permite utilizar un análisis con elementos finitos para determinar el efecto de las cargas.	Este artículo se introdujo en el Norma de 2014 para reconocer explícitamente una metodología de análisis ampliamente utilizada.
6.9.2 Modelo apropiado	**R6.9.2 Modelo apropiado**
El modelo de elementos finitos debe ser apropiado para el propósito que se utilice.	El diseñista estructural para diseñar debe asegurarse que se utilice un procedimiento de análisis apropiado para el problema particular de interés. Esto incluye la selección del programa de computador, los tipos de elementos, la red del modelo y las otras suposiciones del análisis. Existe una gran variedad de programas de computadora para análisis por el método de elementos finitos, incluyendo los que realizan análisis estáticos, dinámicos, elásticos e inelásticos. Los tipos de elementos utilizados deben ser capaces de determinar la respuesta requerida. Los

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
	modelos de elementos finitos pueden incluir: elementos tipo viga-columna para modelar elementos de pórticos, como pueden ser las vigas y columnas; complementados con elementos de tensión plano; elementos de placa; elementos de cascarón o elementos tipo ladrillo, o ambos, que pueden ser utilizados para modelar las losas de los pisos, losas de cimentación, diafragmas, muros y conexiones. El tamaño de la red del modelo seleccionado debe ser suficiente para determinar el comportamiento de la estructura con el nivel de detalle apropiado. Se permite el uso de cualquier conjunto de suposiciones razonables para describir la rigidez de los elementos.
6.9.3 Análisis para cada combinación de cargas Para análisis inelástico se debe realizar un análisis independiente para cada combinación de mayoración de carga.	**R6.9.3 Análisis para cada combinación de cargas** En el análisis inelástico utilizando elementos finitos, el principio de superposición lineal no es válido. Para determinar la respuesta inelástica última del elemento, por ejemplo, no es correcto analizar para obtener los efectos de las cargas de servicio y posteriormente combinar linealmente los resultados utilizando factores de carga. Debe realizarse un análisis inelástico independiente para cada combinación de mayoración de carga.
6.9.4 Confirmación de resultados El diseñista estructural debe confirmar que los resultados son apropiados para el propósito del análisis.	**R6.9.4 Confirmación de resultados** *(Sin comentarios)*
6.9.5 Dimensiones de los elementos Las dimensiones de las secciones de cada elemento usadas en el análisis no deben variar en más de 10 % de las dimensiones de los elementos especificadas en los documentos de construcción. De lo contrario debe repetirse el análisis.	**R6.9.5 Dimensiones de los elementos** *(Sin comentarios)*
6.9.6 Redistribución de momentos No se permite utilizar redistribución de momentos calculados por medio de un análisis inelástico.	**R6.9.6 Redistribución de momentos** *(Sin comentarios)*

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN | **COMENTARIO**

CAPÍTULO 7 — LOSAS EN UNA DIRECCIÓN

7.1 ALCANCE

7.1.1 Aplicación

Este capítulo aplica al diseño de losas de hormigón, no pretensadas y pretensadas, armadas a flexión en una dirección, incluyendo:

a) Losas macizas.
b) Losas construidas en obra sobre tableros permanentes de acero, consideradas como no compuestas.
c) Losas compuestas de elementos de hormigón construidas en etapas diferentes, pero interconectadas de manera tal que todos los elementos resistan las cargas como una sola unidad.
d) Losas alveolares prefabricadas pretensadas.

R7.1 ALCANCE

R7.1.1 Aplicación

El diseño y construcción de losas compuestas sobre tableros de acero se describe en “Standard for Composite Steel Floor Deck-Slabs” (SDI C).

Los requisitos para sistemas de viguetas en una dirección se encuentran en el Capítulo 9.

7.2 GENERALIDADES

7.2.1 Efectos de cargas y aberturas

En el diseño se deben considerar los efectos de las cargas concentradas y de las aberturas en las losas.

R7.2 GENERALIDADES

R7.2.1 Efectos de cargas y aberturas

Debe considerarse la influencia de aberturas en las losas en la resistencia a flexión y cortante, evaluando la posibilidad de que se formen secciones críticas creadas por las aberturas.

Las cargas concentradas y las aberturas de losas pueden hacer que ciertas regiones de las losas en una dirección tengan un comportamiento en dos direcciones.

7.2.2 Materiales

7.2.2.1 Las propiedades de diseño del hormigón deben cumplir con el Capítulo 19.

7.2.2.2 Las propiedades de diseño del acero de las armaduras deben cumplir con el Capítulo 20.

7.2.2.3 Los materiales, el diseño y los requisitos de detallado de elementos embebidos en el hormigón deben cumplir con 20.7.

7.2.3 Conexiones a otros elementos

7.2.3.1 En construcción en sitio, los nudos losa-columna y viga-columna deben cumplir con el Capítulo 15.

7.2.3.2 Para construcción prefabricada, las conexiones deben cumplir los requisitos de transferencia de fuerza de 16.2.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN | **COMENTARIO**

7.3 LÍMITES DE DISEÑO

7.3.1 Espesor mínimo de la losa

7.3.1.1 Para losas macizas no pretensadas que no soporten o estén ligadas a particiones u otro tipo de construcción susceptibles de dañarse debido a deflexiones grandes, el espesor total de la losa ***h*** no debe ser menor que los límites de la Tabla 7.3.1.1, a menos que se cumpla con los límites para las deflexiones calculadas en 7.3.2.

Tabla 7.3.1.1 — Espesor mínimo de losas en una dirección macizas no pretensadas

Condición de apoyo	***h*** **mínimo** (1)
Simplemente apoyadas	//20
Un extremo continuo	//24
Ambos extremos continuos	//28
En voladizo	//10

(1) Relaciones aplicables para hormigón de peso normal y f_y = 420 MPa.
Para otros casos, el *h* mínimo debe modificarse de acuerdo con 7.3.1.1.1 hasta 7.3.1.1.3, según corresponda.

7.3.1.1.1. Para $f_y \neq 420$ MPa, los valores de la Tabla 7.3.1.1 deben multiplicarse por (**0,4 +** $\boldsymbol{f_y}$**/700**).

7.3.1.1.2. Para losas no pretensadas construidas con hormigón liviano de densidad $\boldsymbol{w_c}$ dentro del intervalo de 14,1 a 18,0 kN/m^3, las relaciones de la Tabla 7.3.1.1 deben multiplicarse por el mayor entre a) y b):

a) $1{,}65 - 0{,}0318\, w_c$

b) *1,09*

7.3.1.1.3. En losas compuestas no pretensadas, construidas con una combinación de hormigón de peso normal y liviano, apuntaladas durante la construcción y donde el hormigón liviano se encuentra en compresión, debe aplicarse el modificador de 7.3.1.1.2.

7.3.1.2 El espesor del afinado del piso puede incluirse en ***h*** siempre que se construya monolíticamente con la losa, o cuando el afinado de piso se diseñe para que actúe como un elemento compuesto de acuerdo a 16.4.

7.3.2 Límites para las deflexiones calculadas

7.3.2.1 En losas no pretensadas que no cumplan con 7.3.1 y en losas pretensadas, las deflexiones inmediatas y las deflexiones a largo plazo deben calcularse de acuerdo con 24.2 y no deben exceder los límites establecidos en 24.2.2.

R7.3 LÍMITES DE DISEÑO

R7.3.1 Espesor mínimo de la losa

Los fundamentos del espesor mínimo de losas en una dirección son los mismos que los de vigas. Véase R9.3.1 para información adicional.

R7.3.2 Límites para las deflexiones calculadas

Los fundamentos para el cálculo de deflexiones en losas en una dirección son los mismos que los de vigas. Véase R9.3.2 para más información.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
7.3.2.2 Para losas compuestas no pretensadas que cumplan con 7.3.1, no es necesario calcular la deflexión que ocurre después de que el elemento se vuelve compuesto. Las deflexiones que ocurren antes de que el elemento se vuelva compuesto deben investigarse, a menos que el espesor de la losa antes de que se vuelva compuesta también cumpla con 7.3.1.	
7.3.3 Límite para la deformación unitaria de la armadura en losas no pretensadas	**R7.3.3 Límite para la deformación unitaria de la armadura en losas no pretensadas**
Para losas no pretensadas, debe ser $\varepsilon_t \geq 0{,}004$	
7.3.4 Límites para las tensiones en losas pretensadas	**R7.3.4 Límite para las tensiones en losas pretensadas**
7.3.4.1 Las losas pretensadas deben clasificarse como Clase U, T o C de acuerdo con 24.5.2.	*(Sin comentarios)*
7.3.4.2 En las losas pretensadas, las tensiones inmediatamente después de la transferencia y bajo cargas de servicio no deben exceder las tensiones admisibles dadas en 24.5.3 y 24.5.4.	
7.4 RESISTENCIA REQUERIDA	**R7.4 RESISTENCIA REQUERIDA**
7.4.1 Generalidades	**R7.4.1 Generalidades**
7.4.1.1 La resistencia requerida debe calcularse de acuerdo con las combinaciones de mayoración de carga del Capítulo 5.	*(Sin comentarios)*
7.4.1.2 La resistencia requerida debe calcularse de acuerdo con los procedimientos de análisis del Capítulo 6.	
7.4.1.3 En losas pretensadas, deben tenerse en cuenta los efectos de las reacciones inducidas por el pretensado, de acuerdo con 5.3.11.	
7.4.2 Momento mayorado	**R7.4.3 Momento mayorado**
Para losas construidas monolíticamente con sus apoyos, se permite calcular M_u en la cara del apoyo.	*(Sin comentarios)*
7.4.3 Cortante mayorado	**R7.4.3 Cortante mayorado**
7.4.3.1 Para losas construidas monolíticamente con sus apoyos, se permite calcular V_u en la cara del apoyo.	*(Sin comentarios)*
7.4.3.2 Las secciones localizadas entre la cara del apoyo y una sección crítica ubicada a una distancia d de la cara del apoyo para losas no pretensadas y a $2h$ de la cara de apoyo para losas pretensadas, pueden diseñarse para V_u en esa sección crítica si se satisfacen a) hasta c):	**R7.4.3.2** Los requisitos para la selección de la sección crítica para cortante en losas de una dirección son los mismos que para vigas. Véase R9.4.3.2 para más información.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
a) La reacción en el apoyo, en la dirección del cortante aplicado, introduce compresión en la zona extrema de la losa. *b)* Las cargas se aplican en o cerca de la cara superior de la losa *c)* No hay cargas concentradas entre la cara del apoyo y la sección crítica.	
7.5 RESISTENCIA DE DISEÑO	**R7.5 RESISTENCIA DE DISEÑO**
7.5.1 Generalidades	**R7.5.1 Generalidades**
7.5.1.1 Para cada combinación de mayoración de carga aplicable, la resistencia de diseño, en todas las secciones de la losa deben satisfacer $\phi S_n \geq U$, incluyendo a) y b). Debe tenerse en cuenta la interacción entre los efectos de las cargas. *a)* $\phi \cdot M_n \geq M_u$ *b)* $\phi \cdot V_n \geq V_u$	**R7.5.1.1 —** Véase R9.5.1.1.
7.5.1.2 ϕ debe determinarse de acuerdo con 21.2.	
7.5.2 Momento	**R7.5.2 Momento**
7.5.2.1 M_n debe calcularse de acuerdo con 22.3.	*(Sin comentarios)*
7.5.2.2 En losas pretensadas, al calcular la resistencia a flexión los cables externos deben considerarse como cables no adheridos, a menos que los cables externos estén efectivamente adheridos a la sección de hormigón a lo largo de toda su longitud.	
7.5.2.3 En una losa en la cual se considere que la losa es el ala de una viga T, si la armadura principal a flexión es paralela al eje longitudinal de la viga, debe colocarse armadura perpendicular al eje longitudinal de la viga en la parte superior de la losa de acuerdo con a) y b). Este requisito no aplica a construcción con viguetas. *a)* La armadura de la losa perpendicular a la viga debe diseñarse para resistir la carga mayorada sobre el ancho de losa que sobresale suponiendo que actúa como un voladizo. *b)* Solo hay necesidad de considerar el ancho efectivo de losa que sobresale, determinado según 6.3.2.	**R7.5.2.3** Este requisito solo aplica cuando la viga T es paralela a la luz en la losa en una dirección. Por ejemplo, la viga puede ser utilizada como apoyo para un muro o una carga concentrada que la losa sola no puede sostener. En este caso, la armadura principal a flexión de la losa es paralela a la viga y el área de la armadura perpendicular es generalmente la requerida para retracción y temperatura. La armadura requerida por este artículo cumple la función de resistir los momentos negativos “no intencionales” que pueden desarrollarse sobre la viga y cuando la armadura de retracción y temperatura actuando sola, no los alcanza a resistir.
7.5.3 Cortante	**R7.5.3 Cortante**
7.5.3.1 V_n debe calcularse de acuerdo con 22.5.	*(Sin comentarios)*
7.5.3.2 Para losas de hormigón compuestas, la resistencia al cortante horizontal, V_{nh}, debe calcularse de acuerdo con 16.4.	

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN

7.6 LÍMITES DE LA ARMADURA

7.6.1 Armadura mínima a flexión en losas no pretensadas

7.6.1.1 Debe colocarse un área mínima de armadura a flexión $A_{s,min}$ de acuerdo con la Tabla 7.6.1.1.

Tabla 7.6.1.1 $A_{s,min}$ para losas en una dirección no pretensadas

Tipo de armadura	f_y, MPa	$A_{s,min}$
Barras corrugadas	< 420	$0{,}0020\ A_g$
Barras corrugadas o armadura de alambre electrosoldado	≥ 420	$\frac{0{,}0018 \cdot 420}{f_y} A_g$
		$0{,}0014\ A_g$

7.6.2 Armadura mínima a flexión en losas pretensada

7.6.2.1 Para losas con armadura pretensada adherida, la cantidad total de armadura A_s y A_{ps} debe ser adecuada para desarrollar una carga mayorada de por lo menos 1,2 veces la carga de fisuración, calculada con base en el f_r dado en 19.2.3

7.6.2.2 Para losas con resistencia de diseño tanto para flexión como para cortante de al menos el doble de la resistencia requerida, no hay necesidad de cumplir con 7.6.2.1.

7.6.2.3 En losas con cables no adheridos, el área mínima de la armadura corrugada adherida $A_{s,min}$ debe ser:

$$A_{s,min} \geq 0{,}004\ A_{ct} \qquad (7.6.2.3)$$

Donde A_{ct} es el área de la porción de la sección transversal entre la cara de tracción en flexión y el baricentro de la sección bruta.

7.6.3 Armadura mínima a cortante

7.6.3.1 Debe colocarse un área mínima de armadura a cortante, $A_{v,min}$ en todas las regiones donde $V_u > \phi \cdot V_c$. Para losas alveolares prefabricadas y pretensadas con $h > 315$ mm sin incluir el afinado

COMENTARIO

R7.6 LÍMITES DE LA ARMADURA

R7.6.1 Armadura mínima a flexión en losas no pretensadas

R7.6.1.1 El área requerida para barras corrugadas y armadura electrosoldada de alambre usado como armadura mínima para flexión es la misma requerida para la armadura de retracción y temperatura en 24.4.3.2. Sin embargo, mientras se permite que la armadura para retracción y temperatura sea distribuida entre las dos caras de las losas, según sea apropiado para las condiciones específicas, la armadura mínima para flexión debe ser colocada lo más cerca posible de la cara en tracción del hormigón debida a las cargas aplicadas.

R7.6.2 Armadura mínima a flexión en losas pretensadas

Los requisitos para armadura mínima a flexión en losas pretensadas en una dirección son los mismos que para las vigas pretensadas. Véase R9.6.2 para más información.

R7.6.3 Armadura mínima a cortante

Los fundamentos para la armadura mínima a cortante en losas en una dirección son los mismos que para las vigas. Véase R9.6.3 para más información.

R7.6.3.1 Las losas macizas y zapatas tienen requisitos menos exigentes para la armadura mínima a cortante que las vigas porque existe la posibilidad de compartir la carga entre las zonas más débiles y más fuertes. Sin embargo, investigaciones (Angelakos et al. 2001; Lubell et al.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
de piso, debe colocarse $A_{v,min}$, en todas las regiones donde $V_u > 0{,}5\,\phi \cdot V_c$	2004; Brown et al. 2006) han demostrado que losas en una sola dirección, de gran altura y poco armadas, en especial las construidas con hormigón de alta resistencia, o con hormigón con agregado grueso de tamaño pequeño, pueden fallar a cortantes menores que el V_c calculado con la ecuación (22.5.5.1). Las losas en una dirección sometidas a cargas concentradas son más susceptibles de mostrar esta vulnerabilidad. Los resultados de ensayos de elementos prefabricados alveolares pretensados (Becker and Buettner 1985; Anderson 1978) con $h \le 315$ mm han mostrado resistencias a cortante mayores a las calculadas por medio de las ecuaciones (22.5.8.3.1a) y (22.5.8.3.2). Los resultados de ensayos de elementos alveolares con $h > 315$ mm han mostrado que las resistencias a cortante en el alma en las regiones del extremo de la luz pueden ser menores que las resistencias calculadas por medio de la ecuación (22.5.8.3.2). Por el contrario, las resistencias a cortante por flexión en elementos alveolares de mayor altura igualan o exceden las resistencias calculadas mediante la ecuación (22.5.8.3.1a).
7.6.3.2 Si se demuestra por medio de ensayos que se pueden desarrollar los valores de M_n y V_n requeridos, no es necesario cumplir con 7.6.3.1. Dichos ensayos deben simular los efectos de asentamientos diferenciales, flujo plástico, retracción y variación de temperatura, basados en una evaluación realista de la ocurrencia de dichos efectos en condiciones de servicio.	**R7.6.3.2** El fundamento para evaluar la resistencia con base en ensayos para las losas en una dirección es el mismo que para las vigas. Véase R9.6.3.2 para más información.
7.6.3.3 Si se requiere armadura para cortante, la armadura transversal mínima, $A_{v,min}$, debe cumplir con 9.6.3.3.	
7.6.4 Armadura mínima para retracción y temperatura	**R7.6.4 Armadura mínima para retracción y temperatura**
7.6.4.1 Se debe colocar armadura para resistir las tensiones debidas a retracción y temperatura de acuerdo con 24.4.	*(Sin comentarios)*
7.6.4.2 Si se emplea armadura pretensada para retracción y temperatura de acuerdo con 24.4.4, se debe cumplir con 7.6.4.2.1 hasta 7.6.4.2.3.	**R7.6.4.2** En construcción monolítica pretensada de viga y losa, se requiere colocar al menos un cable entre vigas para retracción y temperatura aún si los cables de la viga por si mismos proveen una tensión promedio de compresión de al menos 0,7 MPa cómo se exige en 24.4.4.1 medido sobre la sección bruta definida en 7.6.4.2.1. Se permite utilizar cables de cualquier diámetro
7.6.4.2.1. En construcción monolítica de vigas y losas postesadas construidas en sitio, el área bruta de hormigón es el área total de la viga incluyendo el espesor de la losa y la porción de losa dentro de la mitad de la distancia libre entre las almas de las	

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN

vigas adyacentes. Se permite incluir la fuerza efectiva del pretensado de los cables de las vigas en el cálculo de la fuerza total de pretensado que actúa sobre el área bruta de la sección de hormigón.

7.6.4.2.2. Cuando las losas están apoyadas sobre muros o no se construyen monolíticamente con las vigas, el área bruta de hormigón corresponde a la sección tributaria de la losa al cable o grupo de cables.

7.6.4.2.3. Se requiere como mínimo colocar un cable en la losa entre las caras de las vigas o muros adyacentes.

COMENTARIO

siempre y cuando se cumplan todos los requisitos de 7.6.4.2 y 7.7.6.3.

En la Fig. R7.6.4.2 se ilustra la aplicación de las disposiciones de 7.6.4.2 y 7.7.6.3 en una construcción de viga y losa monolítica postesada construida en sitio.

Los cables empleados como armadura de retracción y temperatura deben colocarse, en altura, lo más cercanos posible a la mitad de la sección de la losa. En los casos donde los cables para retracción y temperatura se emplean para sostener los cables principales, se permiten variaciones en localización con respecto al baricentro de la losa; sin embargo, la resultante de los cables de retracción y temperatura no debe quedar fuera del tercio central del espesor de la losa.

Se deben evaluar los efectos del acortamiento de la losa para garantizar la efectividad del pretensado. En la mayoría de los casos, el bajo nivel de pretensado recomendado no debe causar dificultades en una estructura adecuadamente detallada. Cuando los efectos térmicos sean significativos, pueden requerirse cuidados especiales.

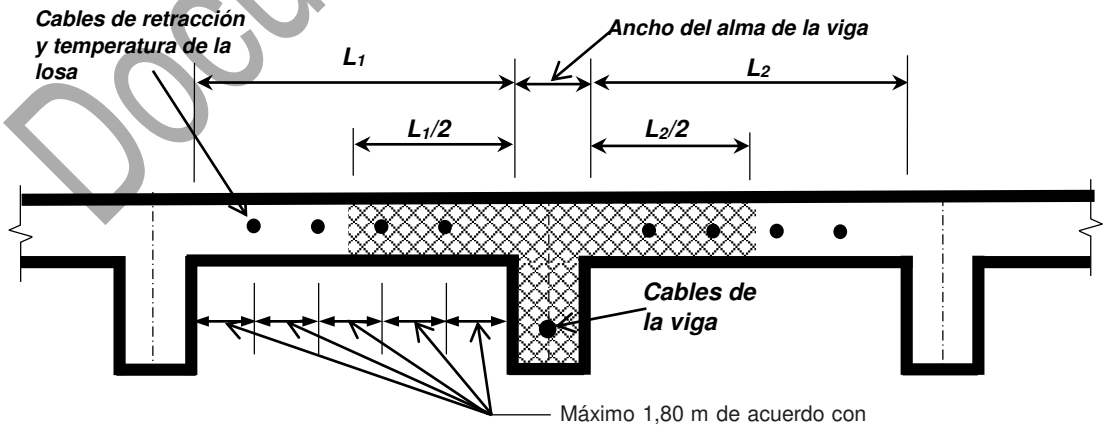


Fig. R7.6.4.2 Sección a través de vigas construidas monolíticamente con la losa.

7.7 DETALLES DE LAS ARMADURAS

7.7.1 Generalidades

7.7.1.1 El recubrimiento de hormigón para la armadura debe cumplir con 20.6.1.

R7.7 DETALLES DE LAS ARMADURAS

R7.7.1 Generalidades

(Sin comentarios)

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO

7.7.1.2 Las longitudes de anclaje de la armadura corrugada y de la armadura pretensada deben cumplir con 25.4.

7.7.1.3 Los empalmes de la armadura corrugada deben cumplir con 25.5.

7.7.1.4 Los paquetes de barras deben cumplir con 25.6.

7.7.2 Espaciamiento de la armadura

R7.7.2 Espaciamiento de la armadura

7.7.2.1 El espaciamiento mínimo ***s*** debe cumplir con 25.2.

(Sin comentarios)

7.7.2.2 Para losas no pretensadas y losas pretensadas Clase C, el espaciamiento de la armadura adherida más cercana a la cara en tracción no debe exceder el valor de ***s*** dado en 24.3.

7.7.2.3 Para losas pretensadas, el espaciamiento máximo ***s*** de la armadura corrugada debe ser el menor entre **2*h*** y 300 mm.

7.7.2.4 El espaciamiento de la armadura requerida en 7.5.2.3 no debe exceder el menor entre **3*h*** y 300 mm.

R7.7.2.4 Los límites para el espaciamiento de la armadura de losas se basan en el espesor del ala, que para alas de espesor variable puede tomarse como espesor promedio.

7.7.3 Armadura a flexión en losas no pretensadas

R7.7.3 Armadura a flexión en losas no pretensadas

7.7.3.1 La fuerza de tracción o comprensión calculada en la armadura en cada sección de la losa debe anclarse a cada lado de dicha sección.

Los requisitos para el anclaje de la armadura en losas en una dirección son similares a los de las vigas. Véase R9.7.3 para más información.

7.7.3.2 Las secciones críticas para el anclaje de la armadura son los puntos donde se presentan tensiones máximas y los puntos a lo largo del vano donde la armadura a tracción se termina o se dobla o ya no se necesita para resistir flexión.

7.7.3.3 La armadura debe prolongarse más allá del punto en el cual ya no se necesita para resistir flexión por una distancia al menos igual al mayor entre ***d*** y **12** d_b, excepto en los apoyos de vanos simplemente apoyados y en el extremo libre de voladizos.

7.7.3.4 La armadura a tracción por flexión que continúa debe tener una longitud embebida no menor que l_d más allá del punto en donde la armadura que se termina o se dobla ya no se requiere para resistir flexión.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO

7.7.3.5 La armadura a tracción por flexión no debe terminarse en una zona de tracción, a menos que se cumpla con lo requerido por a), b) o c):

a) $V_u < (2/3)\,\phi \cdot V_n$ en el punto de terminación de la armadura.

b) Para barras $d_b \leq 32$ mm, cuando la armadura que continúa proporciona el doble del área requerida por flexión en el punto terminal y $V_u < (3/4)\,\phi \cdot V_n$ en ese punto.

c) Se colocan estribos con un área mayor que la requerida por cortante a lo largo de cada barra o alambre que termina por una distancia $(3/4)\,d$ medida a partir del punto de terminación de la armadura. El área de estribos adicional no debe ser menor que $0{,}41\, b_w s / f_{yt}$. El espaciamiento s no debe exceder $d/(8\,\beta_b)$

7.7.3.6 La armadura a tracción debe estar adecuadamente anclada cuando la tensión en la armadura no sea directamente proporcional al momento, como ocurre en losas inclinadas, con escalones o de sección variable, donde la armadura a tracción no es paralela a la cara en compresión.

7.7.3.7 En losas cuya luz no exceda 3,0 m, se permite que la armadura electrosoldada de alambre cuyo diámetro no exceda MW30 ó MD30, se doble desde un punto situado cerca de la cara superior sobre el apoyo hasta un punto localizado cerca de la cara inferior en el centro de la luz, siempre y cuando esta armadura sea continua sobre el apoyo o esté debidamente anclada en éste.

R.7.7.3.7 Las mallas electrosoldadas serán las que cumplan con la norma NB 734 o la que el comercio disponga y cumpla con 7.7.3.7**.**

En el Anexo A, se cuenta con el cuadro de características de las mallas electrosoldadas que se nombran en la presenta norma, conforme la especificación de WRI, como referencia. ("Structural Welded Wire Reinforcement Manual of Standard Practice," Wire Reinforcement Institute, Hartford, CT, 6th Edition, Apr. 2001, 38 pp.)

7.7.3.8 Terminación de la armadura

R7.7.3.8 Terminación de la armadura

7.7.3.8.1. En apoyos simples, al menos un tercio de la armadura máxima para momento positivo se debe extender a lo largo de la cara inferior de la losa dentro del apoyo. En losas prefabricadas, esta armadura se debe extender al menos hasta el centro de la longitud de apoyo.

Los requisitos de terminación de la armadura en losas en una dirección son similares a los de vigas. Véase R9.7.3.8 para información adicional.

7.7.3.8.2. En otros apoyos, al menos un cuarto de la armadura para momento positivo máximo se debe extender por lo menos 150 mm a lo largo de la cara inferior de la losa dentro del apoyo.

7.7.3.8.3. En apoyos simples y puntos de inflexión de momentos, d_b de la armadura a tracción de momento positivo debe limitarse de tal manera que l_d calculado para esa armadura cumpla con a) o b).

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO

Si la armadura termina más allá del eje central del apoyo mediante un gancho estándar o un anclaje mecánico equivalente al menos a un gancho estándar, no se requiere cumplir con a) o b).

a) $l_d \leq (\mathbf{1{,}3}\ M_n/V_u + l_a)$ si el extremo de la armadura está confinado por una reacción a compresión.

b) $l_d \leq (M_n/V_u + l_a)$ si el extremo de la armadura no está confinado por una reacción a compresión.

Donde V_n se calcula suponiendo que toda la armadura en la sección está sometida a f_{yt} y V_u se calcula en ésta sección. En un apoyo, l_a es la longitud embebida más allá del centro del apoyo. En un punto de inflexión, l_a es la longitud embebida más allá del punto de inflexión, limitada al mayor valor de ***d*** y **12** d_b

7.7.3.8.4. Por lo menos un tercio de la armadura para momento negativo debe tener una longitud embebida más allá del punto de inflexión por lo menos igual al mayor de ***d,*** **12** d_b y $l_n/16$,

7.7.4 Armadura a flexión en losas pretensadas

R7.7.4 Armadura a flexión en losas pretensada

(Sin comentarios)

7.7.4.1 Los cables externos deben estar conectados al elemento de una forma tal que se mantenga la excentricidad especificada entre los cables y el baricentro del hormigón a lo largo de todo el intervalo de deflexiones previstas para el elemento.

7.7.4.2 Si se requiere armadura no pretensada para cumplir con la resistencia a flexión, deben cumplirse los requisitos de detallado de 7.7.3.

7.7.4.3 Terminación de la armadura de pretensado

7.7.4.3.1. Las zonas de anclaje para postesado deben diseñarse y detallarse de acuerdo con 25.9.

7.7.4.3.2. Los anclajes y conectores de postesado deben diseñarse y detallarse de acuerdo con 25.8.

7.7.4.4 Terminación de la armadura corrugada en losas con cables no adheridos

R7.7.4.4 Terminación de la armadura corrugada en losas con cables no adheridos

La longitud de la armadura corrugada requerida en 7.6.2.3 debe cumplir con a) y b).

a) En zonas de momento positivo debe ser al menos $l_n/3$ y estar centrada en esas zonas.

b) Por lo menos $l_n/6$ a cada lado de la cara del apoyo.

Los requisitos para terminación de la armadura corrugada en losas en una dirección con cables no adheridos son los mismos que para vigas. Véase R9.7.4.4 para información adicional.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
7.7.5 Armadura a cortante	**R7.7.5 Armadura a cortante**
Cuando se requiera armadura a cortante, la armadura transversal debe detallarse de acuerdo con 9.7.6.2.	*(Sin comentarios)*
7.7.6 Armadura de retracción y temperatura	**R7.7.6 Armadura de retracción y temperatura**
7.7.6.1 La armadura de retracción y temperatura de acuerdo con 7.6.4 debe colocarse en forma perpendicular a la armadura a flexión.	*(Sin comentarios)*
7.7.6.2 Armadura no pretensada El espaciamiento de la armadura corrugada de retracción y temperatura no debe exceder el menor de **3*h*** y 300 mm.	
7.7.6.3 Armadura pretensada	**R7.7.6.3 Armadura pretensada**
7.7.6.3.1. El espaciamiento de los cables de la losa, requeridos por 7.6.4.2, y la distancia entre la cara de la viga o muro al cable más cercano, no debe exceder 1,8 m.	*(Sin comentarios)*
7.7.6.3.2. Donde el espaciamiento entre los cables de la losa excede 1,4 m se debe colocar armadura corrugada adicional de retracción y temperatura que cumpla con 24.4.3, paralela a los cables; excepto que no se necesita cumplir con 24.4.3.4. Para calcular esta armadura adicional de retracción y temperatura, se permite tomar la sección bruta de hormigón en la Tabla 24.4.3.2 como el área de la losa entre las caras de las vigas. Esta armadura de retracción y temperatura debe extenderse desde los bordes de la losa por una distancia mayor o igual a la separación entre cables de la losa.	**R7.7.6.3.2** Un espaciamiento muy amplio entre cables produce tensiones a compresión no uniformes cerca de los bordes de la losa. La armadura adicional se coloca para poder reforzar el área cercana al borde de la losa que puede estar sometida a compresión de manera inadecuada. La colocación de esta armadura se ilustra en la Fig. R7.7.6.3.2.

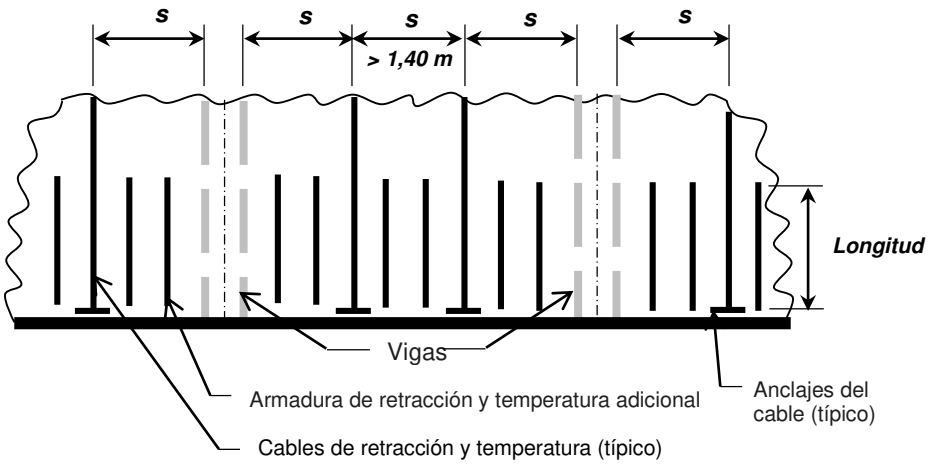


Fig. R7.6.3.2 Vista en planta del borde de la losa mostrando la armadura de retracción y temperatura adicional.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN | **COMENTARIO**

CAPÍTULO 8 — LOSAS EN DOS DIRECCIONES

8.1 ALCANCE

8.1.1 Aplicación

Los requisitos de este capítulo se deben aplicar al diseño de sistemas de losas no pretensadas y pretensadas armadas para flexión en dos direcciones, con o sin vigas entre los apoyos, incluyendo las descritas en a) hasta d):

a) Losas macizas.
b) Losas no compuestas construidas sobre tableros permanentes de acero.
c) Losas compuestas con elementos de hormigón construidos en etapas diferentes pero conectadas de manera que todos los elementos resistan las fuerzas como una unidad.
d) Sistemas de viguetas en dos direcciones de acuerdo con 8.8.

R8.1 ALCANCE

R8.1.1 Aplicación

Los métodos de diseño que se presentan en este capítulo se basan en el análisis de los resultados de una serie amplia de ensayos (Burns and Hemakom 1977; Gamble et al. 1969; Gerber and Burns 1971; Guralnick and LaFraugh 1963; Hatcher et al. 1965, 1969; Hawkins 1981; Jirsa et al. 1966; PTI DC20.8; Smith and Burns 1974; Scordelis et al. 1959; Vanderbilt et al. 1969; Xanthakis and Sozen 1963) y en el historial, bien establecido, del comportamiento de diferentes sistemas de losas. Los principios fundamentales de diseño aplican a todo sistema estructural plano sometido a cargas transversales. Varias de las reglas específicas de diseño, así como los precedentes históricos, limitan los tipos de estructuras a los cuales se aplica este capítulo. Los sistemas de losas que se pueden diseñar de acuerdo con este capítulo incluyen losas planas, placas planas, losas en dos direcciones y losas reticulares. Las losas con cielo rasos de paneles incorporados se consideran sistemas de vigas de banda ancha en dos direcciones.

Se excluyen las losas sobre el terreno que no transmiten cargas verticales provenientes de otras partes de la estructura al suelo.

Para losas con vigas, los procedimientos explícitos de diseño descritos en este capítulo aplican sólo cuando las vigas se encuentran en los bordes del panel y cuando las vigas están apoyadas sobre columnas u otros apoyos, esencialmente rígidos verticalmente, colocados en las esquinas del panel. Las losas en dos direcciones con vigas en una dirección, en donde losa y viga están soportadas por vigas maestras en la otra dirección, se pueden diseñar de acuerdo con los requisitos generales de este capítulo. Dichos diseños se deben basar en análisis compatibles con la posición deformada de las vigas y vigas maestras de apoyo.

En las losas que se apoyan sobre muros, los procedimientos explícitos de diseño de este capítulo consideran al muro como una viga infinitamente rígida. Por lo tanto, cada muro debe soportar la longitud total de un borde del panel (véase 8.4.1.7). Los muros con una longitud menor a la longitud total del panel, pueden tratarse como columnas.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
8.2 GENERALIDADES	**R8.2 — GENERALIDADES**
8.2.1 Diseño	**R8.2.1 Diseño**
Un sistema de losa se puede diseñar mediante cualquier procedimiento que cumpla con las condiciones de equilibrio y compatibilidad geométrica, siempre que la resistencia de diseño en cada sección sea al menos igual a la resistencia requerida, y que se cumplan todos los requisitos de funcionamiento. Se permite el método de diseño directo del artículo 8.10 ó el método del pórtico equivalente de 8.11, donde sean aplicables.	Este artículo permite el diseño basado directamente en los principios fundamentales de la mecánica estructural, siempre que se pueda demostrar de manera explícita que se satisfacen todos los criterios de resistencia y funcionamiento. El diseño de la losa se puede lograr mediante el uso combinado de soluciones clásicas basadas en un medio continuo linealmente elástico, soluciones numéricas basadas en elementos discretos o análisis de líneas de fluencia, incluyendo en todos los casos la evaluación de las condiciones de tensión alrededor de los apoyos en relación con cortante y torsión, así como flexión. El diseño de un sistema de losa implica algo más que su análisis, y cualquier variación en las dimensiones físicas de la losa con respecto a la práctica común debe ser justificada con base en el conocimiento de las cargas esperadas y en la confiabilidad de las tensiones y deformaciones calculadas para la estructura. Para el análisis frente a carga gravitacional de sistemas de losas en dos direcciones, se presentan dos métodos en 8.10 y 8.11. Los requisitos específicos de ambos métodos de diseño están limitados en su aplicación a pórticos ortogonales sometidos sólo a cargas gravitacionales. Ambos métodos se aplican a losas en dos direcciones con vigas, así como a losas planas y placas planas. En ambos métodos, la distribución de momentos, a las secciones críticas de la losa reflejan los efectos de la reducción de rigidez de los elementos debido a la fisuración y la geometría del apoyo.
8.2.2 Cargas concentradas y aberturas Se deben considerar en el diseño los efectos de las cargas concentradas y de las aberturas.	**R8.2.2 Cargas concentradas y aberturas** *(Sin comentarios)*
8.2.3 Losas pretensadas Las losas pretensadas con una tensión efectiva promedio a compresión menor a 0,9 MPa deben diseñarse como losas no pretensadas.	**R8.2.3 Losas pretensadas** *(Sin comentarios)*
8.2.4 Ábacos Los ábacos, en losas no pretensadas, usados para reducir el espesor mínimo requerido de acuerdo con 8.3.1.1 ó la cantidad de armadura corrugada para momento negativo sobre un apoyo, de acuerdo con 8.5.2.2, deben cumplir con: *a)* El ábaco debe proyectarse bajo la losa al me-	**R8.2.4** y **R8.2.5** Las dimensiones del ábaco especificadas en 8.2.4 son necesarias cuando se utiliza para reducir la cantidad de armadura de momento negativo de acuerdo con 8.5.2.2 o para satisfacer el espesor mínimo de la losa permitido en 8.3.1.1 en este caso se denomina solo como ábaco, sin ninguna

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
nos una cuarta parte del espesor de la losa adyacente. *b)* El ábaco debe extenderse en cada dirección desde la línea central de apoyo por una distancia no menor a un sexto de la longitud del vano medida centro a centro de los apoyos en esa dirección.	aclaración adicional. Si las dimensiones son menores a las especificadas en 8.2.4, se puede usar la proyección como "ábaco de cortante" para aumentar la resistencia a cortante de la losa, únicamente. Para losas con cambios de espesor (capitel), es necesario verificar la resistencia a cortante en varias secciones (véase 22.6.4.1 b)).
8.2.5 Ábaco de cortante Cuando se use un ábaco de cortante para aumentar la sección crítica para cortante en un nudo losa-columna, el ábaco de cortante debe proyectarse bajo la superficie inferior de la losa y extenderse una distancia horizontal medida desde la cara de la columna que sea al menos igual al espesor de la proyección bajo la superficie inferior de la losa.	
8.2.6 Materiales **8.2.6.1** Las propiedades de diseño para el hormigón deben seleccionarse de acuerdo con el Capítulo 19. **8.2.6.2** Las propiedades de diseño para el acero de las armaduras deben seleccionarse de acuerdo con el Capítulo 20. **8.2.6.3** Los materiales, diseño y detallado de insertos embebidos en el hormigón deben cumplir con 20.7	**R8.2.6 Materiales** *(Sin comentarios)*
8.2.7 Conexiones a otros elementos Las conexiones viga-columna y losa-columna deben cumplir con los requisitos del Capítulo 15.	**R8.2.7 Conexiones a otros elementos** La seguridad de un sistema de losa requiere que se tenga en cuenta la transmisión de la carga desde la losa a las columnas por flexión, torsión y cortante.
8.3 LÍMITES DE DISEÑO	**R8.3 LÍMITES DE DISEÑO**
8.3.1 Espesor mínimo de la losa	**R8.3.1 Espesor mínimo de la losa** Los espesores mínimos de losa de 8.3.1.1 y 8.3.1.2 son independientes de la carga y del módulo de elasticidad del hormigón, los cuales tienen una influencia importante en las deflexiones. Estos espesores mínimos no son aplicables a losas con cargas permanentes inusualmente altas o construidas con hormigón que tenga un módulo de elasticidad significativamente menor que el de hormigón común de peso normal. En estas situaciones se deben calcular las deflexiones.
8.3.1.1 Para las losas no pretensadas sin vigas interiores que se extiendan entre los apoyos en todos los lados y que tengan una relación entre los lados no mayor de 2, el espesor total de la losa ***h*** no debe ser menor que los valores dados en la Tabla 8.3.1.1 y no debe ser menor al valor dado en a)	**R8.3.1.1** Los espesores mínimos dados en la Tabla 8.3.1.1 corresponden a aquellos que se han desarrollado a través de los años.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN **COMENTARIO**

o b), a menos que se cumplan los límites de deflexiones calculadas según 8.3.2.

a) Losas sin ábacos como se definen en 8.2.4 ..... 150 mm

b) Losas con ábacos como se definen en 8.2.4 ..... 100 mm

Tabla 8.3.1.1 — Espesor mínimo de losas no pretensadas en dos direcciones sin vigas interiores (mm) [1]

f_y MPa [2]	Sin ábacos [3]			Con ábacos [3]		
	Paneles exteriores		Paneles interiores	Paneles exteriores		Paneles interiores
	Sin vigas de borde	Con vigas de borde [4]		Sin vigas de borde	Con vigas de borde [4]	
280	$\frac{l_n}{33}$	$\frac{l_n}{36}$	$\frac{l_n}{36}$	$\frac{l_n}{36}$	$\frac{l_n}{40}$	$\frac{l_n}{40}$
420	$\frac{l_n}{30}$	$\frac{l_n}{33}$	$\frac{l_n}{33}$	$\frac{l_n}{33}$	$\frac{l_n}{36}$	$\frac{l_n}{36}$
500	$\frac{l_n}{28}$	$\frac{l_n}{31}$	$\frac{l_n}{31}$	$\frac{l_n}{31}$	$\frac{l_n}{34}$	$\frac{l_n}{34}$

[1] l_n es la luz libre en la dirección larga, medida entre caras de los apoyos (mm).

[2] Para f_y entre los valores dados en la tabla, el espesor mínimo debe obtenerse por interpolación lineal. Todos los aceros de la tabla son corrugados

[3] Ábaco, como se define en 8.2.4.

[4] Losas con vigas entre columnas a lo largo de los bordes exteriores. El valor de α_f para la viga de borde debe calcularse de acuerdo con 8.10.2.7.
Los paneles exteriores se deben considerar como sin viga de borde si $\alpha_f \leq 0{,}8$.

8.3.1.2 Para losas no pretensadas con vigas entre apoyos en todos los lados, el espesor total de la losa ***h*** debe cumplir con los límites dados en la Tabla 8.3.1.2 a menos que la deflexión calculada cumpla con los límites dados en 8.3.2.

R8.3.1.2 Para paneles que tengan una relación entre la luz larga y la luz corta mayor que 2, el uso de las ecuaciones b) y d) de la Tabla 8.3.1.2, que indican el espesor mínimo como una fracción de la luz larga, pueden conducir a resultados no razonables. Para dichas losas deben usarse las reglas para losas en una dirección de 7.3.1.

Tabla 8.3.1.2 — Espesor mínimo de las losas de dos direcciones con vigas entre los apoyos en todos los lados

α_{fm} [1]	**Espesor mínimo, h, mm**	
$\alpha_{fm} \leq 0{,}2$	**Se aplica 8.3.1.1**	(a)
$0{,}2 < \alpha_{fm} \leq 2{,}0$	$h \geq \frac{l_n\left(0{,}8 + \frac{f_y}{1380}\right)}{36 + 5\beta\left(\alpha_{fm} - 0{,}20\right)}$	(b) [2] [3]
	$h \geq 150$	(c)
$\alpha_{fm} > 2{,}0$	$h \geq \frac{l_n\left(0{,}8 + \frac{f_y}{1380}\right)}{36 + 9\beta}$	(d) [2] [3
	$h \geq 100$	(e)

[1] α_{fm} es el valor promedio de α_f para todas las vigas en el borde de un panel y α_f se calcula de acuerdo con 8.10.2.7.

[2] l_n corresponde a la luz libre en la dirección larga, medida entre caras de las vigas (mm).

[3] El término β es la relación de la luz libre en la dirección larga a la luz libre en la dirección corta de la losa.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO

8.3.1.2.1 En bordes discontinuos de losas que cumplen con 8.3.1.2, debe disponerse una viga de borde con un $\alpha_f \leq 0{,}80$, o bien se debe aumentar el espesor mínimo requerido por b) o d) de la Tabla 8.3.1.2, por lo menos un 10 % en el panel que tenga un borde discontinuo.

8.3.1.3 Se permite incluir en ***h*** el espesor del afinado de piso de hormigón siempre y cuando sea construido monolíticamente con la losa, o el acabado se diseñe como elemento compuesto de la losa de piso, de acuerdo con 16.4.

R8.3.1.3 La Norma no especifica un espesor adicional para superficies de desgaste sometidas a condiciones poco usuales de desgaste. Se deja a discreción del diseñador estructural el aumentar el espesor para condiciones poco usuales.

Un afinado de piso de hormigón sólo puede considerarse para propósitos de resistencia si está construido monolíticamente con la losa. Se permite incluir un afinado de piso separado en la altura estructural si se asegura la acción compuesta de acuerdo con 16.4.

8.3.1.4 Si se emplean estribos de una o varias ramas como armadura de cortante, la losa debe tener el espesor suficiente para satisfacer los requisitos para ***d*** dados en 22.6.7.1.

8.3.2 Límites para la deflexión calculada

R8.3.2 Límites para la deflexión calculada

8.3.2.1 Las deflexiones inmediatas y a largo plazo deben calcularse de acuerdo con 24.2 y no deben exceder los límites establecidos en 24.2.2 para las losas en dos direcciones definidas en a) hasta c):

a) Losas no pretensadas que no cumplen con 8.3.1.
b) Losas no pretensadas sin vigas interiores entre apoyos en todos los lados y que tienen una relación entre los lados largo y lado corto mayor de 2,0.
c) Losas pretensadas.

R8.3.2.1 En losas planas pretensadas continuas con dos o más vanos en cada dirección, la relación luz-espesor generalmente no debe exceder 42 para entrepisos y 48 para cubiertas. Estos límites pueden incrementarse a 48 y 52, respectivamente, cuando los cálculos indican que la deflexión tanto a corto como a largo plazo, la convexidad, así como la frecuencia natural de vibración y su amplitud, no sean objetables.

La deflexión a corto y a largo plazo y la convexidad deben calcularse y confrontarse con los requisitos de funcionamiento de la estructura.

8.3.2.2 Para las losas de hormigón compuestas no pretensadas que cumplan con 8.3.1.1 u 8.3.1.2, no es necesario calcular la deflexión que ocurre después de que el elemento se vuelve compuesto. Las deflexiones que ocurren antes de que el elemento se vuelva compuesto se deben investigar, a menos que el espesor antes de la acción compuesta también cumpla con 8.3.1.1 u 8.3.1.2

R8.3.2.2 Si cualquier parte de un elemento compuesto es pretensado, o si el elemento se pretensa después de que se han construido los componentes, las disposiciones de 8.3.2.1 aplican y deben calcularse las deflexiones. Para elementos compuestos no pretensados las deflexiones deben calcularse y compararse con los valores exigidos por la Tabla 24.2.2, sólo cuando la altura del elemento o de la parte prefabricada del elemento sea menor que la altura mínima dada en la Tabla 8.3.1.1. En construcción sin apuntalar, la altura correspondiente depende de si la deflexión se considera antes o después de lograr una acción compuesta afectiva.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
8.3.3 Límite de la deformación unitaria de la armadura en losas no pretensadas	**R8.3.3 Límite de la deformación unitaria de la armadura en losas no pretensadas**
8.3.3.1 Para las losas no pretensadas, debe ser $\varepsilon_t \geq 0{,}004$.	**R8.3.3.1** El objetivo de esta limitación es restringir la cuantía de armadura en losas no pretensadas para mitigar la fragilidad en el comportamiento a flexión en caso de una sobrecarga. Esta limitación no aplica a losas pretensadas.
8.3.4 Límites de las tensiones en losas pretensadas	**R8.3.4 Límites de las tensiones en losas pretensadas**
Las losas pretensadas deben clasificarse como Clase U con $\boldsymbol{f_t \geq 0{,}50\sqrt{f'_c}}$. Las tensiones en losas pretensadas inmediatamente después de la transferencia y bajo cargas de servicio no deben exceder las tensiones permitidos en 24.5.3 y 24.5.4.	*(Sin comentarios)*
8.4 RESISTENCIA REQUERIDA	**R8.4 RESISTENCIA REQUERIDA**
8.4.1 Generalidades	**R8.4.1 Generalidades**
8.4.1.1 La resistencia requerida se debe calcular de acuerdo con las combinaciones de mayoración de cargas definidas en el Capítulo 5.	
8.4.1.2 La resistencia requerida se debe calcular de acuerdo con los procedimientos de análisis definidos en el Capítulo 6. Alternativamente, se permite utilizar los requisitos de 8.10 del método de diseño directo en el análisis de losas no pretensadas y los requisitos de 8.11 del método de pórtico equivalente para el análisis de las losas pretensadas y no pretensadas, excepto que 8.11.6.5 y 8.11.6.6 no aplican a las losas pretensadas.	**R8.4.1.2** En sistemas de losas pretensadas se requiere el empleo del método de análisis del pórtico equivalente (véase 8.11) o de procedimientos numéricos de análisis, para determinar los momentos y cortantes, tanto de servicio como mayorados. El método de análisis del pórtico equivalente ha demostrado en ensayos de modelos estructurales de escala apreciable que predice satisfactoriamente los momentos y cortantes mayorados en sistemas de losas pretensadas (Smith and Burns 1974; Burns and Hemakom 1977; Hawkins 1981; PTI DC20.8; Gerber and Burns 1971; Scordelis et al. 1959). Las investigaciones referidas también demuestran que un análisis que emplea secciones prismáticas u otras aproximaciones de la rigidez, puede producir resultados erróneos e inseguros. Se excluye la aplicación de 8.11.6.5 a sistemas de losas pretensadas. Sin embargo, se permite la redistribución de momentos para losas pretensadas de acuerdo con 6.6.5. Se excluye la aplicación de 8.11.6.6 a sistemas de losas pretensadas porque la distribución de momentos entre franjas de columna y franjas centrales requeridas por 8.11.6.6 se basa en ensayos de losas de hormigón no pretensadas. Los métodos simplificados que emplean coeficientes promedio no se aplican a sistemas de losas de hormigón pretensado. El documento PTI DC20.8 da guías para el diseño de sistemas de losas de hormigón pretensadas.
8.4.1.3 En losas pretensadas, los efectos de las reacciones inducidas por la pretensión deben tenerse en cuenta de acuerdo con 5.3.11.	

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN | **COMENTARIO**

8.4.1.4 En un sistema de losa apoyado sobre columnas o muros, las dimensiones c_1 , c_2 y l_n deben basarse en un área de apoyo efectiva. El área de apoyo efectiva está definida por la intersección de la superficie inferior de la losa, o del ábaco o ábaco de cortante si lo hubiera, con el mayor cono circular recto, pirámide recta, o volumen en forma de cuña, cuyas superficies estén localizadas dentro de la columna y el capitel o cartela, y que estén orientadas a un ángulo no mayor de 45 º con respecto al eje de la columna.

8.4.1.5 Una franja de columna es una franja de diseño con un ancho a cada lado del eje de la columna igual a **0,25** l_2 o **0,25** l_1 , el que sea menor. Las franjas de columna deben incluir las vigas dentro de la franja, si las hay.

8.4.1.6 Una franja central es una franja de diseño limitada por dos franjas de columna.

8.4.1.7 Un panel de losa está circunscrito por los ejes de las columnas, vigas o muros que existan en sus bordes.

R8.4.1.7 Un panel de losa incluye todos los elementos a flexión comprendidos entre los ejes de las columnas. Por lo tanto, la franja de columnas incluye las vigas, si las hay.

8.4.1.8 Para construcción monolítica o totalmente compuesta que soporte losas en dos direcciones, una viga incluye la parte de la losa que está situada a cada lado de la viga, por una distancia igual a la proyección de la viga hacia arriba o hacia abajo de la losa, la que sea mayor, pero no mayor que 4 veces el espesor de la losa.

R8.4.1.8 Para sistemas monolíticos o totalmente compuestos, las vigas incluyen porciones de losa como si fueran alas. En la Figura R8.4.1.8 se presentan dos ejemplos de la regla de este artículo.

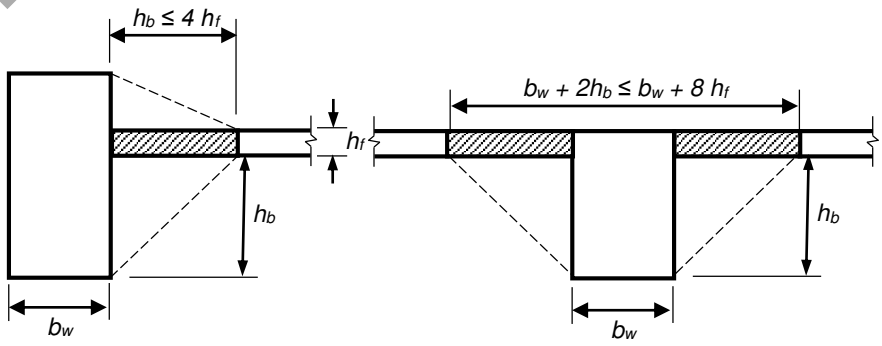


Figura R8.4.1.8 *– Porción de losa que debe incluirse con la viga, según 8.4.1.8.*

8.4.1.9 Se permite combinar los resultados del análisis de cargas gravitacionales con los resultados de un análisis de cargas laterales.

8.4.2 Momento mayorado

8.4.2.1 Para losas construidas integralmente con sus apoyos, se permite calcular M_u en los apoyos, en la cara del apoyo, excepto cuando se analice de acuerdo con 8.4.2.2.

R8.4.2 Momento mayorado

(Sin comentarios)

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO

8.4.2.2 Para las losas analizadas empleando el método de diseño directo o el método de pórtico equivalente, M_u en el apoyo se debe localizar de acuerdo con 8.10 ó 8.11, respectivamente.

8.4.2.3 Momento mayorado resistido por la columna

R8.4.2.3 Momento mayorado resistido por la columna

8.4.2.3.1 Si la carga gravitacional, de viento, sismo u otros efectos causan transferencia de momento entre la losa y la columna, una fracción de M_{sc}, el momento mayorado de la losa resistido por la columna en un nudo, debe ser transferida por flexión, de acuerdo con 8.4.2.3.2 hasta 8.4.2.3.5.

R8.4.2.3.1 Este artículo es principalmente referente a los sistemas de losas sin vigas.

8.4.2.3.2 La fracción del momento mayorado de la losa resistida por una columna, $\gamma_f M_{sc}$, se debe considerar transmitida por flexión y γ_f se calcula por medio de:

$$\gamma_f = \frac{1}{1 + \frac{2}{3}\sqrt{\frac{b_1}{b_2}}} \qquad (8.4.2.3.2)$$

8.4.2.3.3 El ancho efectivo de la losa b_{slab} para resistir $\gamma_f M_{sc}$debe ser el ancho de la columna o capitel más **1,5***h* de la losa o del ábaco a cada lado de la columna o capitel.

R8.4.2.3.3 Ensayos y la experiencia han indicado que a menos que se adopten medidas para resistir las tensiones torsionales y de cortante, toda la armadura que resista la parte del momento que se transfiere a la columna por flexión debe colocarse dentro de líneas localizadas a una distancia igual a una y media veces el espesor de la losa o ábaco, **1,5** h , a cada lado de la columna.

8.4.2.3.4 Para losas no pretensadas, donde se satisfacen las limitaciones de v_{ug} y ε_t de la Tabla 8.4.2.3.4, se permite aumentar γ_f a los valores máximos modificados dados en la Tabla 8.4.2.3.4, donde v_c se calcula de acuerdo con 22.6.5 y v_{ug} es la tensión cortante mayorada en la sección crítica de la losa para acción en dos direcciones debida a cargas gravitacionales sin incluir la transferencia de momento.

R8.4.2.3.4 Los ensayos indican que es posible cierta flexibilidad en la distribución del M_{sc} transferido por cortante y flexión, tanto en columnas exteriores como interiores. Las columnas interiores, exteriores y de esquina se refieren a conexiones losa-columna para las cuales el perímetro crítico de columnas rectangulares tiene cuatro, tres o dos lados, respectivamente.

En columnas exteriores, en el caso de M_{sc} alrededor de un eje paralelo al borde, la porción del momento transmitida por excentricidad de cortante $\gamma_v M_{sc}$ puede reducirse, siempre y cuando el cortante mayorado en la columna (excluyendo el cortante producido por la transferencia de momento) no exceda el 75 % de la resistencia a cortante ϕv_c , como se define en 22.6.5.1, para columnas de borde o 50 % para columnas de esquina. Los ensayos (Moehle 1988; ACI 352.1R) indican que no hay una interacción significativa entre el cortante y M_{sc} en las columnas exteriores en estos casos. Es evidente que a medida que $\gamma_v M_{sc}$ decrece $\gamma_f M_{sc}$ aumenta.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN **COMENTARIO**

Tabla 8.4.2.3.4 — Valores máximos modificados de γ_f para losas de dos direcciones no pretensadas.

Localización de la columna	Dirección de la luz	v_{ug}	ε_t (dentro de b_{slab})	γ_f máximo modificado
Columna de esquina	Ambas direcciones	$\leq 0{,}50\,\phi v_c$	$\geq 0{,}004$	1,0
Columna de borde	Perpendicular al borde	$\leq 0{,}75\,\phi v_c$	$\geq 0{,}004$	1,0
	Paralelo al borde	$\leq 0{,}40\,\phi v_c$	$\geq 0{,}001$	$\dfrac{1}{1+\frac{2}{3}\sqrt{\frac{b_1}{b_2}}} \leq 1{,}0$
Columna interior	Ambas direcciones	$\leq 0{,}40\,\phi v_c$	$\geq 0{,}001$	$\dfrac{1}{1+\frac{2}{3}\sqrt{\frac{b_1}{b_2}}} \leq 1{,}0$

La evaluación de ensayos de columnas interiores indica que es posible cierta flexibilidad en la distribución entre cortante y flexión de M_{sc} , pero con limitaciones más severas que en el caso de columnas exteriores. Para columnas interiores, se permite que M_{sc} transmitido por flexión se incremente hasta en un 25 %, siempre y cuando el cortante mayorado (excluyendo el cortante producido por el momento transferido) en la columna interior no exceda 40 % de la resistencia a cortante ϕv_c , como se define en 22.6.5.1.

Cuando el cortante mayorado para una conexión losa-columna es grande, la unión losa-columna no siempre puede desarrollar toda la armadura proporcionada en el ancho efectivo. Las modificaciones para conexiones columna-losa interiores, especificadas en este requisito se permiten sólo cuando la armadura requerida para desarrollar $\gamma_f M_{sc}$dentro del ancho efectivo tiene una deformación unitaria neta en tracción $\varepsilon_t \geq 0{,}010$. El uso de la ecuación (8.4.2.3.2), sin las modificaciones permitidas en este requisito es indicativo generalmente de condiciones de sobretensión en el nudo. Este requisito pretende mejorar el comportamiento dúctil del nudo losa-columna. Cuando se produce una inversión de momento en las caras opuestas de una columna interior, tanto la armadura superior como la inferior deben concentrarse dentro del ancho efectivo. Se ha observado que una relación entre la armadura superior y la inferior de aproximadamente 2 es la adecuada.

8.4.2.3.5 La armadura sobre la columna debe concentrarse utilizando un espaciamiento menor o por medio de armadura adicional para resistir el momento en el ancho efectivo de la losa definida en 8.4.2.3.2 y 8.4.2.3.3.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO

8.4.2.3.6 La fracción de M_{sc} que no se resiste por flexión debe suponerse que se transmite por excentricidad de cortante, de acuerdo con 8.4.4.2.

8.4.3 Cortante mayorado en una dirección

R8.4.3 Cortante mayorado en una dirección

(Sin comentarios)

8.4.3.1 Para losas construidas integralmente con los apoyos, se permite que V_u en el apoyo se calcule en la cara del apoyo.

8.4.3.2 Las secciones localizadas entre la cara del apoyo y una sección crítica ubicadas a una distancia ***d ,*** medida desde la cara del apoyo para losas no pretensadas y a una distancia ***h/2*** medida desde la cara del apoyo en losas pretensadas, pueden diseñarse para el V_u en la sección crítica siempre que se cumplan las condiciones a) hasta c).

a) La reacción en el apoyo en dirección del cortante aplicado introduce compresión en las zonas del extremo de la losa.
b) Las cargas son aplicadas en o cerca de la cara superior de la losa.
c) No hay carga concentrada alguna aplicada entre la cara del apoyo y la sección crítica.

8.4.4 Cortante mayorado en dos direcciones.

R8.4.4 Cortante mayorado en dos direcciones

8.4.4.1 Sección crítica

Las losas deben ser evaluadas para cortante en dos direcciones en la proximidad de columnas, de cargas concentradas y de zonas de reacción en las secciones críticas de acuerdo con 22.6.4.

Las tensiones de cortantes calculados en la losa alrededor de la columna deben cumplir con los requisitos de 22.6.

8.4.4.1.1 Las losas armadas con estribos o pernos con cabeza para armadura de cortante se deben evaluar para cortante en dos direcciones en las secciones críticas de acuerdo con 22.6.4.2.

8.4.4.1.2 Las losas armadas con cabezas de cortante se deben evaluar para cortante de dos direcciones en las secciones críticas de acuerdo con 22.6.9.8.

8.4.4.2 Tensión cortante mayorada en dos direcciones debido al cortante y momento mayorados de la losa resistidos por la columna.

R8.4.4.2 Tensión cortante mayorada en dos direcciones debido al cortante y momento mayorados de la losa resistidos por la columna.

8.4.4.2.1 Para cortante en dos direcciones con momento mayorado de la losa resistido por la columna, la tensión v_u se debe calcular en las secciones críticas definidas en 8.4.4.1. La tensión cortante mayorada v_u corresponde a una combinación de v_{ug} y de la tensión cortante producida por $\gamma_v M_{sc}$, donde γ_v se define en 8.4.4.2.2 y M_{sc} se

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN | **COMENTARIO**

define en 8.4.2.3.1.

8.4.4.2.2 La fracción de M_{sc} transferida por excentricidad de cortante, $\gamma_v M_{sc}$, debe aplicarse en el baricentro de la sección crítica definida en 8.4.4.1, y

$$\gamma_v = 1 - \gamma_f \qquad (8.4.4.2.2.)$$

R8.4.4.2.2 Hanson and Hanson (1968) encontraron que cuando el momento se transfiere entre la columna y la losa, el 60 % del momento debe considerarse transmitido por flexión a través del perímetro de la sección crítica definida en 22.6.4.1, y el 40 % por excentricidad del cortante respecto al baricentro de la sección crítica. Para columnas rectangulares, la porción del momento transferido por flexión aumenta a medida que el ancho de la cara de la sección crítica que resiste el momento aumenta, como se indica en la ecuación (8.4.2.3.2).

La mayoría de los datos utilizados por Hanson and Hanson (1968) se obtuvieron de ensayos hechos con columnas cuadradas. Se dispone de poca información para columnas circulares. No obstante, éstas pueden ser aproximadas como columnas cuadradas como se indica en 8.10.1.3.

8.4.4.2.3 La tensión cortante mayorada resultante de $\gamma_v M_{sc}$ debe suponerse que varía linealmente alrededor del baricentro de la sección crítica definida en 8.4.4.1

R8.4.4.2.3 La distribución de tensiones se supone tal como se ilustra en la figura R8.4.4.2.3 para una columna interior o exterior. El perímetro de la sección crítica, ***ABCD***, se determina de acuerdo con 22.6.4.1. La tensión cortante v_{ug} y el momento mayorado de la losa resistido por la columna M_{sc} se determinan en el eje baricéntrico ***c-c*** de la sección crítica. La tensión cortante mayorada máxima puede calcularse a partir de:

$$v_{u(AB)} = v_{ug} + \frac{\gamma_v M_{sc} c_{AB}}{J_c}$$

o

$$v_{u(CD)} = v_{ug} + \frac{\gamma_v M_{sc} c_{CD}}{J_c}$$

Donde γ_v está dado por la ecuación (8.4.4.2.2).

Para una columna interior, J_c puede calcularse por:

J_c = propiedad de la sección crítica supuesta análoga al momento polar de inercia.

$$J_c = \frac{d\,(c_1 + d)^3}{6} + \frac{(c_1 + d)\,d^3}{6} + \frac{d\,(c_2 + d)\,(c_1 + d)^2}{2}$$

Se pueden desarrollar ecuaciones similares a J_c para las columnas localizadas en el borde o esquina de una losa.

De acuerdo con 8.4.2.3, la fracción de M_{sc} no transferida por excentricidad de cortante debe transferirse por flexión. Un método conservador asigna la fracción transmitida por flexión al ancho efectivo de losa definido en 8.4.2.3.3. En muchas ocasiones se concentra la armadura de la franja

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN **COMENTARIO**

de columna cerca a la columna, para resistir M_{sc} . Los datos disponibles de ensayos (Hanson and Hanson 1968) parecen indicar que esta práctica no aumenta la resistencia a cortante, pero puede ser útil para aumentar la rigidez del nudo losa-columna.

Datos de ensayos (Hawkins 1981) indican que la resistencia para transferencia de momento de una conexión losa-columna pretensada puede calcularse utilizando los procedimientos de 8.4.2.3 y 8.4.4.2.

Donde se ha utilizado armadura de cortante, la sección crítica más allá de la armadura de cortante en general tiene una forma poligonal (Figura R8.7.6(d) y (e)). Ecuaciones para calcular la tensión cortante en ese tipo de secciones se encuentran en ACI 421.1R.

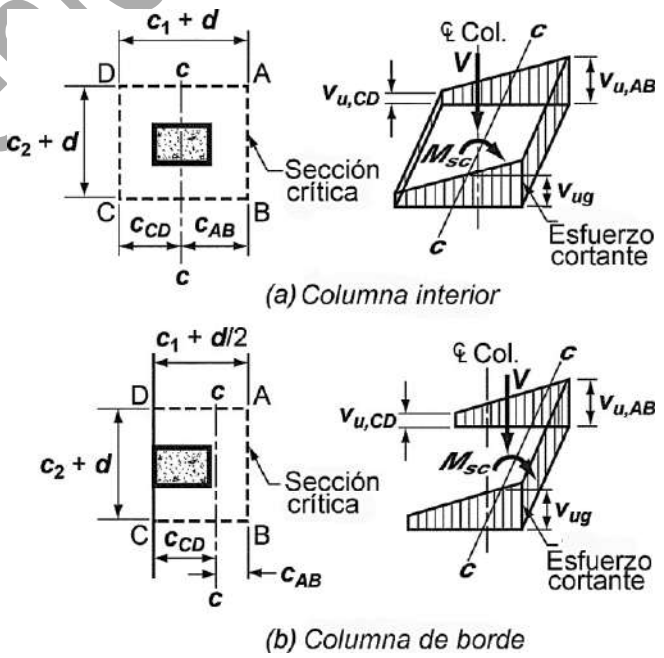


Figura R8.4.4.2.3 - Distribución supuesta de las tensiones de corte.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO

8.5 RESISTENCIA DE DISEÑO

8.5.1 Generalidades

8.5.1.1 Para cada combinación de mayoración de carga aplicable, la resistencia de diseño debe cumplir $\phi S_n \geq U$ incluyendo a) hasta d). Debe tenerse en cuenta la interacción entre efectos de carga.

a) $\phi M_n \geq M_u$ en todas las secciones del vano en cada dirección.

b) $\phi M_n \geq \gamma_v M_{sc}$ dentro de b_{slab} como se define en 8.4.2.3.3.

c) $\phi V_n \geq V_u$ para cortante de una dirección en todas las secciones del vano en cada dirección.

d) $\phi v_n \geq v_u$ para cortante de dos direcciones en las secciones críticas definidas en 8.4.4.1.

8.5.1.2 El valor de ϕ debe estar de acuerdo con 21.2.

8.5.1.3 Cuando se utilizan cabezas de cortante, se debe cumplir con 22.6.9 y 8.5.1.1 a) en la cercanía de la columna. Más allá del brazo de la cabeza de cortante, se debe cumplir con 8.5.1.1 a) hasta d).

8.5.2 Momento

8.5.2.1 M_n se debe calcular de acuerdo con 22.3.

8.5.2.2 Al calcular M_n en losas no pretensadas con ábacos, el espesor del ábaco bajo la losa no debe ser mayor a un cuarto de la distancia medida desde el borde del ábaco a la cara de la columna o capitel.

8.5.2.3 Al calcular M_n en losas pretensadas, los cables externos deben considerarse como cables no adheridos a menos que los cables externos estén efectivamente adheridos a la losa en toda su longitud.

8.5.3 Cortante

8.5.3.1 La resistencia de diseño a cortante de losas en la cercanía de columnas, de cargas concentradas o zonas de reacción está regida por la más severa de las condiciones de 8.5.3.1.1 y 8.5.3.1.2.

8.5.3.1.1 Para cortante de una dirección, en donde cada una de las secciones críticas que deben investigarse se extienden en un plano a través del ancho total, V_n debe calcularse de acuerdo con 22.5.

R8.5 RESISTENCIA DE DISEÑO

R8.5.1 Generalidades

R8.5.1.1 Véase R9.5.1.1.

R8.5.2 Momento

(Sin comentarios)

R8.5.3 Cortante

R8.5.3.1 Es necesario diferenciar entre una losa larga y angosta que actúa como una viga, y una losa que actúa en dos direcciones en la cual la falla puede ocurrir por punzonamiento en una superficie de cono truncado o pirámide alrededor de una carga concentrada o zona de reacción.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN | **COMENTARIO**

8.5.3.1.2 Para cortante en dos direcciones, v_n debe calcularse de acuerdo con 22.6.

8.5.3.2 Para losas compuestas de hormigón, la resistencia a cortante horizontal, V_{nh} debe calcularse de acuerdo con 16.4.

8.5.4 Aberturas en los sistemas de losas

8.5.4.1 Se permite dejar aberturas de cualquier tamaño en los sistemas de losas si se demuestra por medio de análisis que se cumplen todos los requisitos de resistencia y condiciones de funcionamiento, incluyendo los límites especificados para las deflexiones.

8.5.4.2 Como alternativa a 8.5.4.1, en los sistemas de losas sin vigas se permite dejar aberturas de acuerdo con a) hasta d).

a) Se permite dejar aberturas de cualquier tamaño en la zona común a dos franjas centrales que se intersecten, siempre que se mantenga como mínimo la cantidad total de armadura requerida para la losa sin aberturas.

b) Donde dos franjas de columna se intersecten esta área no debe perforarse con aberturas de más de un octavo del ancho de la franja de columna de cualquiera de los dos vanos. En los lados de la abertura, debe añadirse una cantidad de armadura equivalente a la interrumpida por la abertura.

c) En la zona común a una franja de columna y una franja central no más de un cuarto de la armadura en cada franja puede interrumpirse por aberturas. Una cantidad de armadura equivalente a la interrumpida por la abertura debe añadirse en los lados de ésta.

d) Cuando las aberturas están situadas dentro de las franjas de columna o a una distancia menor a **10** h de una carga concentrada o zona de reacción, se debe cumplir con 22.6.4.3 en losas sin cabezas de cortante o con 22.6.9.9 en losas con cabezas de cortante.

R8.5.4 Aberturas en los sistemas de losas

(Sin comentarios)

8.6 LÍMITES DE LA ARMADURA

8.6.1 Armadura mínima a flexión en losas no pretensadas

8.6.1.1 Se debe colocar un área mínima de armadura a flexión, $A_{s,min}$ cerca de la cara en tracción en la dirección de la luz bajo consideración de acuerdo con la Tabla 8.6.1.1.

R8.6 — LÍMITES DE LA ARMADURA

R8.6.1 Armadura mínima a flexión en losas no pretensadas

R8.6.1.1 El área requerida de armadura corrugada o de alambre electrosoldado usados como armadura mínima a flexión es la misma para retracción y temperatura de 24.4.3.2. Aun cuando

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN

Tabla 8.6.1.1 — $A_{s,min}$ para losas de dos direcciones no pretensadas

Tipo de armadura	f_y, MPa	$A_{s,min}$ mm²	
Armadura corrugada	< 420	$0{,}0020\ A_g$	
Barras corrugadas o armadura de alambre electrosoldada	≥ 420	Mayor de:	$\frac{0{,}0018 \cdot 420}{f_y} A_g$
			$0{,}0014\ A_g$

COMENTARIO

se permite distribuir la armadura de retracción y temperatura entre las dos caras de la losa según se considere adecuado para las condiciones específicas, la armadura mínima a flexión debe colocarse lo más cerca posible de la cara de hormigón en tracción debida a las cargas aplicadas.

La Figura R8.6.1.1 ilustra la disposición de la armadura mínima requerida cerca de la cara superior de una losa en dos direcciones, sometida a carga gravitacional uniformemente distribuida. Los puntos de suspensión de las barras están basados en los requisitos mostrados en la Figura 8.7.4.1.3(a).

Para mejorar el control de fisuración y para intersectar las fisuras de cortante por punzonamiento con armadura a tracción, el diseñista estructural para diseñar debe considerar especificar armadura continua en cada dirección cerca a ambas caras en losas gruesas en dos direcciones tales como losas de transferencia, losas de podios y losas de fundaciones. Véase también R8.7.4.1.3.

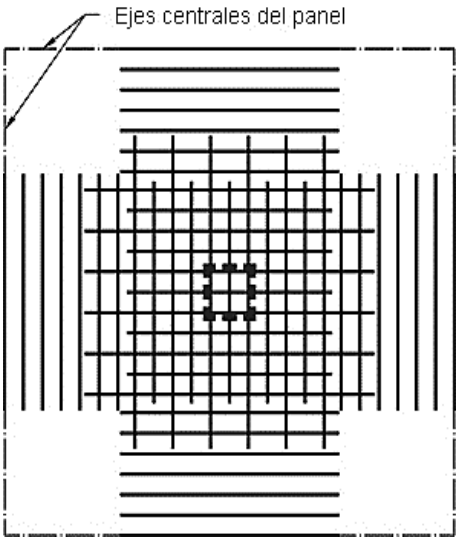


Figura R8.6.1.1 - Disposición de la armadura mínima cerca de la superficie superior de una losa en dos direcciones

8.6.2 Armadura mínima a flexión en losas pretensadas

8.6.2.1 Para losas pretensadas, la fuerza de pretensado efectiva $A_{ps}\ f_{se}$ debe proveer un tensión de compresión promedio mínimo de 0,9 MPa sobre la sección tributaria de losa al cable o grupo de cables. Para losas con sección transversal variable a lo largo del vano de las losas ya sea en la dirección paralela o en la perpendicular al cable o grupo de cables, se requiere un pretensado promedio mínimo efectivo de 0,9 MPa en cada sección transversal tributaria de losa al cable o grupo de cables a lo largo del vano.

R8.6.2 Armadura mínima a flexión en losas pretensadas

R8.6.2.2 El pretensado promedio mínimo efectivo de 0,9 MPa fue utilizado en ensayos sobre paneles en dos direcciones a comienzos de la década de 1970 para prevenir fallas a cortante por punzonamiento en losas poco armadas. Por esta razón, el pretensado mínimo efectivo se requiere en toda sección transversal.

Si el espesor de la losa varía a lo largo del vano de una losa o perpendicularmente a él, produciendo una sección transversal variable, se requiere cumplir con el pretensado mínimo efectivo

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
	de 0,9 MPa y el espaciamiento máximo de los cables en toda sección transversal tributaria de losa al cable o grupo de cables a lo largo del vano, considerando las secciones más gruesas o más delgadas de la losa. Debe tenerse en cuenta que esto puede llevar a un f_{pc} mayor que el mínimo en las secciones transversales más delgadas o cuando se usan cables con separaciones menores que el máximo en secciones más gruesas a lo largo de un vano con sección variable, debido a los aspectos prácticos de la colocación de los cables en obra.
8.6.2.2 Para losas con armadura pretensada adherida, la cantidad total de A_s y A_{ps} debe ser la adecuada para desarrollar una carga mayorada de al menos 1,2 veces la carga de fisuración, calculada con base en f_r definido en 19.2.3.	**R8.6.2.2** Este requisito constituye una precaución frente a fallas abruptas a flexión inmediatamente después de la fisuración. Un elemento a flexión, diseñado de acuerdo con los requisitos de la Norma, requiere una carga adicional considerable más allá de la de fisuración para alcanzar su resistencia a flexión. Por esta razón, una deflexión considerable advierte que el elemento se está aproximando a su límite de resistencia. Si la resistencia a la flexión se alcanzara poco después de la fisuración, esta deflexión de advertencia podría no ocurrir. La transferencia de fuerza entre el hormigón y el acero de pretensado, y una falla abrupta a flexión inmediatamente después de la fisuración, no ocurren cuando el acero de pretensado no está adherido (ACI 423.3R); por lo tanto, este requisito no aplica a elementos con cables no adheridos.
8.6.2.2.1 En losas con resistencia de diseño a flexión y cortante de al menos el doble de la resistencia requerida se permite omitir el cumplimiento de 8.6.2.2.	
8.6.2.3 En losas pretensadas, se debe colocar un área mínima de armadura longitudinal corrugada adherida, $A_{s,min}$ en la zona de tracción precomprimida en la dirección de la luz bajo consideración de acuerdo con la Tabla 8.6.2.3.	**R8.6.2.3** La Norma requiere que se coloque alguna armadura adherida en losas pretensadas con el fin de limitar el ancho y separación de las fisuras para cargas de servicio cuando las tensiones de tracción exceden el módulo de ruptura y, para losas con cables no adheridos, para garantizar un comportamiento a flexión para resistencia nominal y no un comportamiento como arco atirantado.

Tabla 8.6.2.3 — Área mínima de la armadura longitudinal corrugada adherida, $A_{s,min}$, en losas en dos direcciones con cables adheridos y no adheridos.

Zona	f_t calculado después de considerar todas las pérdidas, MPa	$A_{s,min}$ mm²	
Momento positivo	$f_t \leq \frac{\sqrt{f'_c}}{6}$	No se requiere	*a)*
	$\frac{\sqrt{f'_c}}{6} < f_t \leq \frac{\sqrt{f'_c}}{2}$	$\frac{N_c}{0{,}5\, f_y}$	*b)* [1], [2], [4]
Momento negativo en la columna	$f_t \leq \frac{\sqrt{f'_c}}{2}$	$0{,}00075\, A_{cf}$	*c)* [3], [4]

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN

[1] El valor de f_y ≤ 420 MPa

[2] N_c es la fuerza de tracción resultante que actúa sobre la porción de la sección transversal de hormigón que se encuentra sometida a las tensiones de tracción debido a los efectos combinados de las cargas de servicio y el pretensado efectivo.

[3] A_{cf} es la mayor área de la sección transversal bruta de las franjas viga-losa en los dos pórticos equivalentes ortogonales que se intersectan en una columna en una losa en dos direcciones.

[4] Para losas con cables adheridos, se puede reducir $A_{s,min}$ en una cantidad igual al área de armadura pretensado adherida localizada dentro del área utilizada para calcular N_c para momento positivo, o dentro del ancho de losa definido en 8.7.5.3(a) para momento negativo.

COMENTARIO

La colocación de una armadura mínima adherida, tal como se especifica en este requisito, ayuda a garantizar un comportamiento adecuado.

La cantidad mínima de armadura adherida para losas planas en dos direcciones está basada en los informes del Joint ACI-ASCE Committee 423 (1958) y ACI 423.3R. Las limitadas investigaciones disponibles para losas planas en dos direcciones con ábacos (Odello and Mehta 1967) indican que el comportamiento de estos sistemas, en particular, es semejante al comportamiento de placas planas.

Para cargas y luces usuales, los ensayos de placas planas resumidos en Joint ACI-ASCE Committee 423 (1958) y la experiencia acumulada desde que se adoptó la Norma de 1963, indican un comportamiento satisfactorio en zonas de momentos positivo sin armadura adherida donde $f_t \leq 0{,}166\sqrt{f'_c}$. En zonas de momento positivo, donde $0{,}166\sqrt{f'_c} < f_t \leq 0{,}5\sqrt{f'_c}$, se requiere un área mínima de armadura adherida capaz de resistir N_c de acuerdo con la ecuación (8.6.2.3(b)). La fuerza de tracción N_c se calcula al nivel de cargas de servicio con base en una sección homogénea no fisurada.

Las investigaciones sobre losas planas en dos direcciones, pos-tesadas con cables no adheridos (Joint ACI-ASCE Committee 423 1958, 1974; ACI 423.3R; Odello and Mehta 1967) muestran que la armadura adherida en las regiones de momento negativo, diseñado con base en una cuantía de 0,075 % calculada sobre la sección transversal de la franja losa-viga, proporciona suficiente ductilidad y reduce la separación y ancho de fisuras. La misma área de armadura adherida se requiere en losas tanto con cables adheridos como no adheridos. El área mínima de armadura adherida requerida por la ecuación (8.6.2.3(c)) corresponde a un área mínima independiente del grado del acero o de la resistencia a la fluencia de diseño. Para tener en cuenta vanos tributarios adyacentes diferentes, la ecuación se incluye con base en un pórtico equivalente como se define en 8.11.2 y se muestra en la Figura R8.11.2. Para paneles de losa rectangulares, esta ecuación es conservadora por estar basada en la mayor sección transversal de la franja losa-viga perteneciente a uno de los dos pórticos equivalentes que se intersectan en la columna. Esto asegura que la cuantía mínima de acero recomendada por las investigaciones se coloque en las dos direccio-

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN | **COMENTARIO**

nes. Es importante la concentración de esta armadura en la parte superior de la losa, directamente sobre la columna e inmediatamente adyacente a ella. Las investigaciones demuestran de igual manera, que donde se presentan tensiones bajas de tracción al nivel de cargas de servicio, se logra también, un comportamiento satisfactorio al nivel de cargas mayoradas sin armadura adherida. Sin embargo, la Norma requiere una cantidad mínima de armadura adherida independientemente de los niveles de tensión para las cargas de servicio con el fin de ayudar a mejorar la continuidad y ductilidad en flexión, y para limitar el ancho de las fisuras y su separación debido a sobrecargas, variación de temperatura o retracción. Investigaciones sobre conexiones entre placas planas pos-tesadas y columnas se presentan en Smith and Burns (1974), Burns and Hemakom (1977), Hawkins (1981).

Las investigaciones han demostrado que los elementos pos-tesados con cables no adheridos no proporcionan de manera inherente gran capacidad para disipar energía bajo cargas sísmicas severas, debido a que la respuesta del elemento es primordialmente elástica. Por esta razón, debe suponerse que los elementos estructurales postesados con cables no adheridos, reforzados de acuerdo con los requisitos de este artículo, únicamente resisten cargas verticales y actúan como diafragmas horizontales entre elementos con capacidad de disipación de energía ante fuerzas sísmicas de la magnitud definida en 18.2.1.

Documento en estudio

8.7 DETALLADO DE LA ARMADURA

R8.7 — DETALLADO DE LA ARMADURA

8.7.1 Generalidades

R8.7.1 Generalidades

8.7.1.1 El recubrimiento de hormigón para la armadura debe cumplir con 20.6.1.

(Sin comentarios)

8.7.1.2 Las longitudes de anclaje de la armadura corrugada y pretensada deben cumplir con 25.4.

8.7.1.3 Las longitudes de empalme de la armadura corrugada deben cumplir 25.5.

8.7.1.4 Los paquetes de barras se deben detallar de acuerdo con 25.6.

8.7.2 Espaciamiento de la armadura para flexión

R8.7.2 Espaciamiento de la armadura para flexión

8.7.2.1 El espaciamiento mínimo ***s*** debe cumplir con 25.2.

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
8.7.2.2 Para losas macizas no pretensadas, el espaciamiento máximo ***s*** de la armadura longitudinal corrugada debe ser el menor de entre **2*h*** y 300 mm en las secciones críticas, y el menor entre **3*h*** y 300 mm en las otras secciones.	**R8.7.2.2** El requisito de que el espaciamiento medido centro a centro de la armadura no sea mayor que dos veces el espesor de la losa se aplica únicamente a la armadura de losas macizas, y no a viguetas o losas nervadas o reticulares. Esta limitación pretende asegurar la acción de losa, reducir la fisuración y tener en cuenta la posible existencia de cargas concentradas en áreas pequeñas de la losa. Véase también R24.3.
8.7.2.3 Para losas pretensadas con cargas uniformemente distribuidas, el espaciamiento máximo ***s*** de los cables o grupos de cables en al menos una dirección debe ser el menor de entre **8*h*** y 1,5 m.	**R8.7.2.3** Este artículo proporciona guías específicas respecto a la distribución de cables, la cual permite el empleo de una distribución en banda de los cables en una dirección. Mediante investigaciones estructurales (Burns and Hemakom 1977) se ha demostrado que este método de distribución de cables tiene comportamiento satisfactorio.
8.7.2.4 Se deben considerar las cargas concentradas y las aberturas en las losas al determinar el espaciamiento de los cables.	
8.7.3 Restricciones en las esquinas de las losas	**R8.7.3 Restricciones en las esquinas de las losas**
8.7.3.1 En las esquinas exteriores de las losas apoyadas sobre muros en el borde o donde una o más vigas de borde tengan un valor de α_f mayor de 1,0, debe colocarse armadura, tanto en la parte inferior como en la superior de la losa para resistir un M_u por unidad de ancho igual al momento positivo máximo M_u por unidad de ancho del panel de la losa.	**R8.7.3.1** Las esquinas no restringidas de losas de dos direcciones tienden a levantarse al ser cargadas. Si esta tendencia a levantarse es restringida por muros o vigas de borde, se producen momentos de flexión en la losa. Este artículo requiere la colocación de una armadura para resistir estos momentos y controlar la fisuración. Para satisfacer estos requisitos, se puede usar la armadura a flexión de las direcciones principales. Véase Figura R8.7.3.1.
8.7.3.1.1 Debe suponerse que el momento mayorado debido a los efectos de esquina, M_u , actúa alrededor de un eje perpendicular a la diagonal que parte de la esquina en la parte superior, y alrededor de un eje paralelo a la diagonal que parte de la esquina en la parte inferior de la losa.	
8.7.3.1.2 La armadura debe colocarse a partir de la esquina por una distancia en cada dirección igual a un quinto de la longitud de la luz más grande.	
8.7.3.1.3 La armadura debe colocarse paralelamente a la diagonal en la parte superior de la losa, y perpendicularmente a la diagonal en la parte inferior de la losa. Alternativamente, la armadura debe colocarse en dos capas paralelas a los bordes de la losa tanto en la parte superior como en la parte inferior de la losa.	

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN **COMENTARIO**

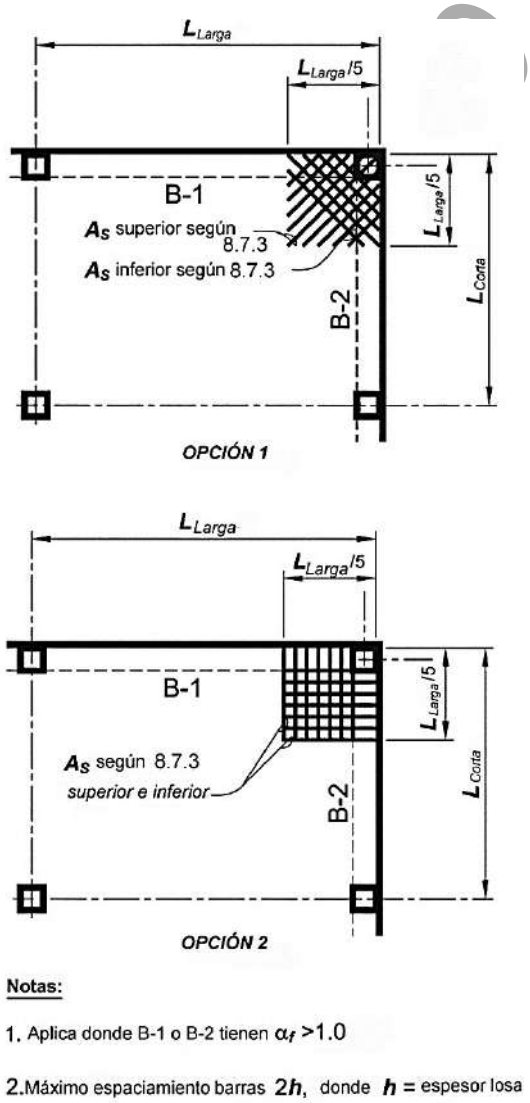


Figura R8.7.3.1 — Armadura de esquina en la losa

Documento

8.7.4 Armadura para flexión en losas no pretensadas

8.7.4.1 Terminación de la armadura

8.7.4.1.1 Donde la losa esté apoyada sobre vigas dintel, columnas o muros perimetrales, el anclaje de la armadura perpendicular al borde discontinuo debe cumplir con a) y b).

a) La armadura para momento positivo debe prolongarse hasta el borde de la losa y tener una longitud embebida recta o en gancho, de por lo menos 150 mm en las vigas dintel, columnas o muros perimetrales.

b) La armadura para momento negativo debe doblarse, formar ganchos o anclarse en las vigas dintel, muros perimetrales o columnas, para que desarrolle su capacidad a tracción en la cara del apoyo.

R8.7.4 Armadura para flexión en losas no pretensadas

R8.7.4.1 Terminación de la armadura

R8.7.4.1.1 y R.8.7.4.1.2 Los momentos de flexión de las losas en la unión con las vigas dintel pueden variar significativamente. Si las vigas dintel se construyen monolíticamente con muros, la losa está prácticamente empotrada. Si no existe un muro construido monolíticamente, la losa se asemeja a estar simplemente apoyada, dependiendo de la rigidez a torsión de la viga dintel o del borde de la losa. Estos requisitos prevén condiciones desconocidas que pueden ocurrir normalmente en una estructura.

ESPECIFICACIÓN | **COMENTARIO**

8.7.4.1.2 Cuando la losa no esté apoyada en una viga dintel o muro en un borde discontinuo, o cuando la losa se prolongue en voladizo más allá del apoyo, se permite el anclaje de la armadura dentro de la losa.

8.7.4.1.3 Para losas sin vigas, las extensiones de la armadura deben cumplir con a) hasta c).

a) Las longitudes de la armadura deben tener las extensiones mínimas prescritas en la Figura 8.7.4.1.3(a), y si la losa actúa como elemento principal para resistir las fuerzas laterales, las longitudes de la armadura deben ser al menos aquellas requeridas por el análisis.

b) Cuando las luces adyacentes no sean iguales, la prolongación de la armadura para momento negativo más allá de la cara de apoyo, como se prescribe en la Figura 8.7.4.1.3(a), debe basarse en la luz mayor.

c) Se permiten barras dobladas únicamente cuando la relación entre la altura y la luz permita el uso de dobleces de 45 º o menos.

R.8.7.4.1.3 Las longitudes y extensiones mínimas de barras de la Figura 8.7.4.1.3(a) se desarrollaron para losas de dimensiones normales que resisten cargas gravitacionales. Estas longitudes y extensiones mínimas pueden ser insuficientes para losas en dos direcciones gruesas como pueden ser las losas de transferencia, losas de podios, y losas de fundaciones. Tal como se ilustra en la Figura R8.7.4.1.3(b), las fisuras de cortante por punzonamiento que pueden desarrollarse con ángulos tan bajos como aproximadamente 20 º, pueden no ser interceptadas por la armadura a tracción, reduciendo substancialmente la resistencia a cortante por punzonamiento.

Documento en Estudio

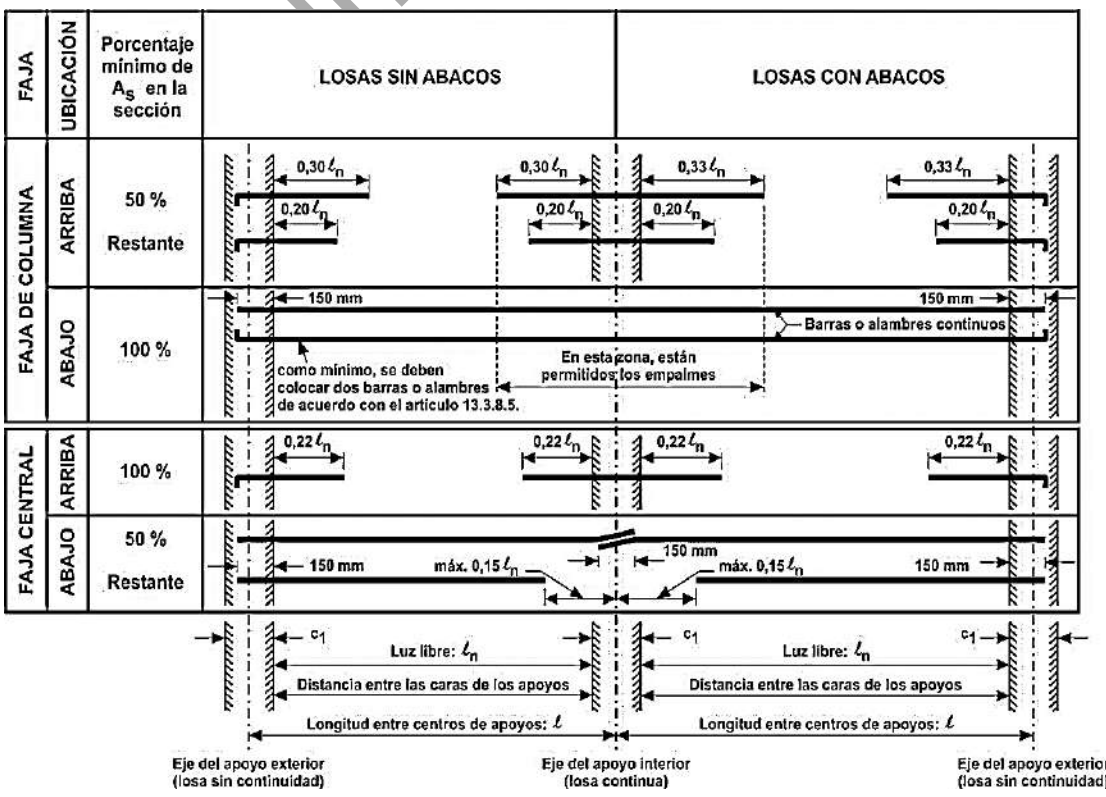


Figura R8.7.4.1.3 a) — Extensiones mínimas de la armadura corrugada en losas en dos direcciones sin vigas

ESPECIFICACIÓN **COMENTARIO**

En losas con relaciones l_n/h menores de aproximadamente 15, debe considerarse la colocación de la armadura continua o el aumento de las longitudes mínimas dadas en la Figura 8.7.4.1.3(a). También, para los momentos resultantes de la combinación de cargas laterales y gravitacionales, las longitudes y extensiones mínimas para las barras de la Figura 8.7.4.1.3(a) pueden resultar insuficientes.

Rara vez se usan las barras dobladas porque son difíciles de colocar apropiadamente. Se permiten, sin embargo, barras dobladas si cumplen con 8.7.4.1.3(c). Guías adicionales sobre el uso de sistemas de barras dobladas se pueden encontrar en 13.4.8 de la ACI 318 de 1983.

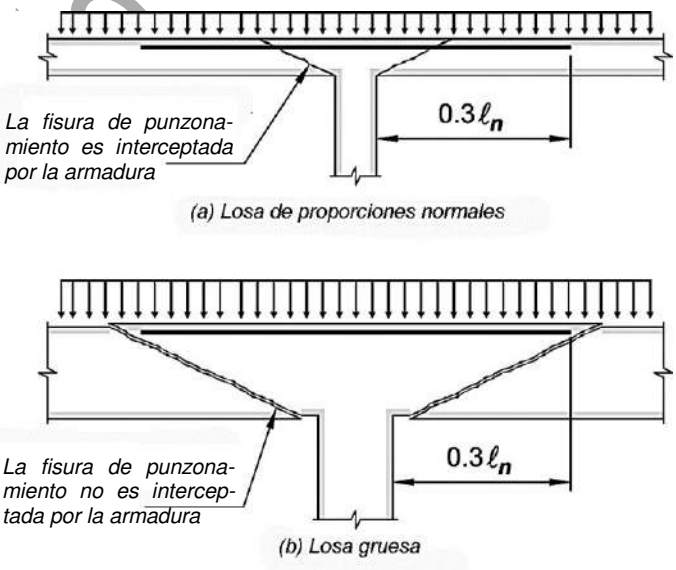


Figura R8.7.4.1.3(b) — Fisuras de cortante por punzonamiento en losas con extensiones de la armadura consistentes con la Figura 8.7.4.1(a)

8.7.4.2 Integridad estructural

8.7.4.2.1 Todas las barras corrugadas o alambres corrugados inferiores dentro de la franja de columna, en cada dirección, deben ser continuos o estar empalmados con empalmes mecánicos completos, soldados completos, o con empalmes a tracción por traslapo Clase B. Los empalmes deben ubicarse como lo muestra la Figura 8.7.4.1.3 a).

8.7.4.2.2 Al menos dos barras o alambres inferiores de la franja de columna, en cada dirección, deben pasar a través de la región circunscrita por la armadura longitudinal de la columna y deben anclarse en los apoyos exteriores.

R8.7.4.2 Integridad estructural

R8.7.4.2.1 y R8.7.4.2.2 La armadura inferior continua de la franja de columna, proporciona a la losa cierta capacidad residual de quedar suspendida de los apoyos adyacentes si un apoyo se daña. Las dos barras o alambres inferiores continuos de la franja de columna pueden denominarse “armadura de integridad”, y se colocan para dar a la losa alguna capacidad residual después de una falla local de cortante por punzonamiento de un apoyo (Mitchell and Cook 1984). El Comité Conjunto ACI-ASCE 352 (ACI 352.1R) desarrolló pautas adicionales de diseño de la armadura de integridad para conexiones losa-columna. En 8.7.5.6 se presentan requisitos análogos para las losas con cables no adheridos.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN

8.7.4.2.3 En losas con cabezas de cortante donde no sea práctico pasar las barras inferiores a través de la columna como lo indica 8.7.4.2.2, al menos dos barras o alambres, en cada dirección, deben pasar a través de las cabezas de cortante tan cerca de la columna como sea posible y deben ser continuos o empalmarse con empalmes mecánicos completos, o soldados completos, o con empalmes por traslapo a tracción Clase B. En columnas exteriores, las barras o alambres deben anclarse en las cabezas de cortante.

COMENTARIO

R8.7.4.2.3 Este requisito requiere la misma armadura de integridad que para otras losas en dos direcciones sin vigas, para el caso de una falla de cortante por punzonamiento en el apoyo.

En algunos casos, existe suficiente espacio libre de manera que las barras inferiores adheridas puedan pasar debajo de las cabezas de cortante y a través de la columna. Cuando el espacio libre bajo las cabezas de cortante es inadecuado, las barras inferiores deben pasar a través de perforaciones en los brazos de las cabezas de cortante o en el perímetro de los collares de izado. Las cabezas de cortante deben mantenerse lo más abajo posible en la losa para aumentar su efectividad.

8.7.5 Armadura a flexión en losas pretensadas

8.7.5.1 Los cables externos deben conectarse a la losa de manera tal que se mantenga la excentricidad especificada entre los cables y el baricentro del hormigón para todo el rango de deflexiones previstas del elemento.

R8.7.5 Armadura a flexión en losas pretensadas

(Sin comentarios)

8.7.5.2 Cuando se requiera armadura longitudinal corrugada para cumplir los requisitos de resistencia a flexión o las condiciones de tensión de tracción, de acuerdo con la ecuación (8.6.2.3 b)), se deben cumplir los requisitos de detallado de 7.7.3.

R8.7.5.2 La armadura adherida debe estar adecuadamente anclada para que desarrolle las cargas mayoradas. Los requisitos de 7.7.3 llevan a que la armadura adherida que se requiere para resistencia a flexión bajo cargas mayoradas de acuerdo con 22.3.2, o para condiciones de tensión de tracción a nivel de cargas de servicio, de acuerdo con la ecuación (8.6.2.3(b)), esté anclado de manera adecuada con el fin de desarrollar las fuerzas de tracción o de compresión.

8.7.5.3 La armadura longitudinal corrugada adherida requerida por la ecuación (8.6.2.3(c)) debe colocarse en la parte superior de la losa y debe cumplir con a), b) y c):

a) La armadura debe distribuirse entre líneas que están **1,5 *h*** afuera de las caras opuestas de la columna de apoyo.

b) Deben colocarse por lo menos cuatro barras corrugadas o alambres corrugados en cada dirección.

c) El espaciamiento máximo ***s*** entre las barras corrugadas o alambres corrugados no debe exceder 300 mm.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
8.7.5.4 Terminación de la armadura pretensada	**R8.7.5.4 Terminación de la armadura pretensada**
8.7.5.4.1 Las zonas de anclajes de pos-tesado deben diseñarse y detallarse de acuerdo con 25.9.	
8.7.5.4.2 Los anclajes y conectores de pos-tesado deben diseñarse y detallarse de acuerdo con 25.8.	
8.7.5.5 Terminación de la armadura corrugada en losas con cables no adheridos	**R8.7.5.5. Terminación de la armadura corrugada en losas con cables no adheridos**
8.7.5.5.1 La longitud de la armadura corrugada requerida en 8.6.2.3 debe ser la indicada en a) y b). *a)* En zonas de momento positivo, la longitud de la armadura debe ser al menos $l_n/3$ y estar centrada en aquellas zonas. *b)* En zonas de momento negativo, la armadura debe prolongarse al menos $l_n/6$ a cada lado de la cara de apoyo.	**R8.7.5.5.1** Las longitudes mínimas aplican para la armadura corrugada requerida por 8.6.2.3, pero no aplican para resistencia a flexión de acuerdo con 22.3.2. Investigación (Odello and Mehta 1967) sobre luces continuas muestra que estas longitudes mínimas conducen a un comportamiento adecuado bajo cargas de servicio y condiciones de carga mayorada.
8.7.5.6 Integridad estructural **8.7.5.6.1** Excepto lo permitido en 8.7.5.6.3, se deben colocar, como mínimo, 2 cables de torón de 12,7 mm de diámetro o más sobre las columnas, en cada dirección de acuerdo con a) o b). *a)* Los cables deben pasar a través de la región circunscrita por la armadura longitudinal de la columna. *b)* Los cables deben anclarse dentro de la región circunscrita por la armadura longitudinal de la columna y el anclaje debe colocarse más allá del baricentro de la columna y lejos del vano anclado.	**R8.7.5.6 Integridad estructural** **R8.7.5.6.1** Los cables de pretensado que pasan a través del nudo losa-columna en cualquier ubicación dentro del espesor de la losa permiten que la losa se cuelgue después de la falla de cortante por punzonamiento, siempre que los cables sean continuos o se encuentren anclados dentro de la región circunscrita por la armadura longitudinal de la columna y se haya evitado que produzcan un estallido de la superficie superior de la losa (ACI 352.1R).
8.7.5.6.2 Por fuera de la columna o las caras exteriores del ábaco de cortante, los dos cables de integridad estructural requeridos por 8.7.5.6.1 deben pasar bajo cualquier cable ortogonal en vanos adyacentes.	**R8.7.5.6.2** Dentro de la columna o las caras del ábaco de cortante, los cables de integridad estructural deben pasar debajo de los cables ortogonales de los vanos adyacentes de manera que los movimientos verticales de los cables de integridad sean restringidos por los cables ortogonales. Cuando los cables se encuentran distribuidos en una dirección y distribuidos en banda en la dirección ortogonal, se puede cumplir este requisito colocando primero los cables de integridad para la dirección distribuida de los cables y luego colocando los cables distribuidos en banda. Donde los cables se distribuyen en ambas direcciones, es necesario entrelazar los cables y puede ser más fácil usar los criterios de 8.7.5.6.3.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN

8.7.5.6.3 Se permiten losas con cables que no cumplan con 8.7.5.6.1 siempre que se coloque la armadura corrugada inferior adherida en cada dirección, de acuerdo con 8.7.5.6.3.1 hasta 8.7.5.6.3.3.

8.7.5.6.3.1 La armadura corrugada mínima en la parte inferior de la losa, A_s, en cada dirección, debe cumplir:

$$A_{s,min} = \frac{0{,}37\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d \qquad (8.7.5.6.3.1a)$$

Donde b_w es el ancho de la cara de la columna a través de la cual pasa la armadura.

8.7.5.6.3.2 La armadura corrugada inferior, calculada en 8.7.5.6.3.1 debe pasar dentro de la zona circunscrita por la armadura longitudinal de la columna y debe anclarse en los apoyos exteriores.

8.7.5.6.3.3 La armadura corrugada inferior debe anclarse para desarrollar f_y más allá de la columna o del ábaco de cortante.

8.7.6 Armadura de cortante – Estribos

8.7.6.1 Estribos de brazo simple, U simple, múltiple U y estribos cerrados se permiten como armaduras de cortante.

8.7.6.2 El anclaje y la geometría deberá estar de acuerdo con 25.7.1

8.7.6.3 Cuando se utilicen estribos, su ubicación y espaciamiento deben cumplir con la Tabla 8.7.6.3.

Tabla 8.7.6.3 — Ubicación del primer estribo y límites del espaciamiento

Dirección de la medición	Descripción de la medición	Distancia o espaciamiento máximo, mm
Perpendicular a la cara de la columna	Distancia desde la cara de la columna al primer estribo	$d/2$
	Espaciamiento entre estribos	$d/2$
Paralelo a la cara de la columna	Espaciamiento entre las ramas verticales de los estribos	$2d$

COMENTARIO

R8.7.5.6.3 En algunas losas pretensadas, las restricciones, al tendido de cables hace difícil colocar los cables de integridad estructural requeridos en 8.7.5.6.1. En estas situaciones, los cables de integridad estructural pueden ser remplazados por barras corrugadas en la parte inferior (ACI 352.1R).

R8.7.6 Armadura de cortante – Estribos

Las investigaciones (Hawkins 1974; Broms 1990; Yamada et al. 1991; Hawkins et al. 1975; ACI 421.1R) han demostrado que la armadura para cortante consistente en barras o alambres anclados apropiadamente o estribos de una o varias ramas, o estribos cerrados, pueden aumentar la resistencia a cortante por punzonamiento de las losas. Los límites de espaciamientos dados en 8.7.6.3 corresponden a los detalles de armaduras para cortante en losas, los cuales han demostrado su efectividad.

El artículo 25.7.1 presenta los requisitos para el anclaje de la armadura para cortante tipo estribo los cuales también deben ser aplicados a las barras o alambres usados como armadura para cortante en losas. Es esencial que esta armadura para cortante esté amarrada a la armadura longitudinal tanto en la parte superior como inferior de la losa, como se aprecia en los detalles típicos de las figuras R8.7.6(a) a (c). De acuerdo con los requisitos de 25.7.1, el anclaje de estribos puede ser difícil en losas de altura menor a 250 mm. Se ha usado exitosamente armadura para cortante consistente en barras verticales mecánicamente ancladas en cada extremo por medio de una platina o cabezal capaz de desarrollar la resistencia

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN **COMENTARIO**

a la fluencia de las barras (ACI 421.1R).

En una conexión losa-columna en la cual la transferencia de momento sea despreciable, la armadura para cortante debe ser simétrica alrededor del baricentro de la sección crítica (Figura R8.7.6(d)). Los límites de espaciamiento definidos en 8.7.6.3 también se pueden ver en las figuras R8.7.6(d) y (e).

En columnas de borde, o en el caso de conexiones interiores donde la transferencia de momento es significativa, se recomiendan estribos cerrados con un patrón lo más simétrico posible. Aunque las tensiones cortantes promedio en las caras *AD* y *BC* de la columna exterior en la FiguraR8.7.6(e) son menores que en la cara *AB*, los estribos cerrados que se extienden desde las caras *AD* y *BC* proporcionan una cierta resistencia torsional a lo largo del borde de la losa.

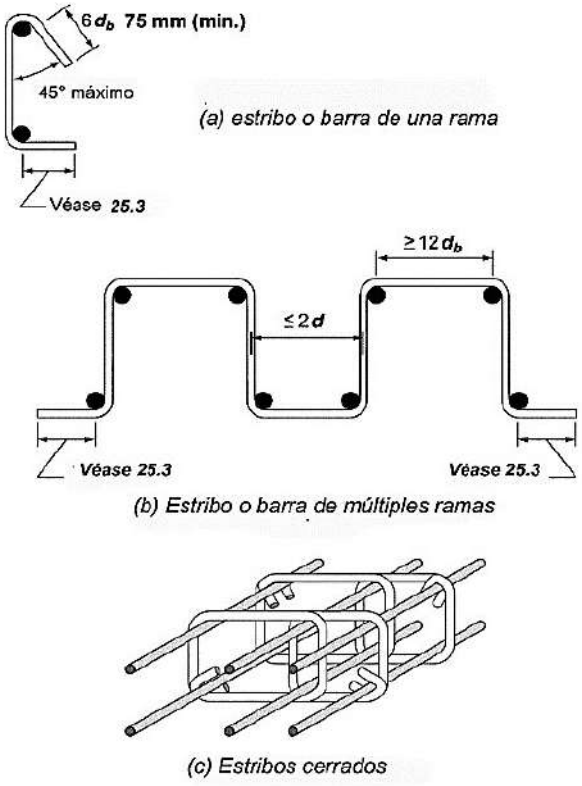


Figura R8.7.6(a)-(c) Estribos de una o varias ramas para armadura de cortante en losas.

Documento en estudio

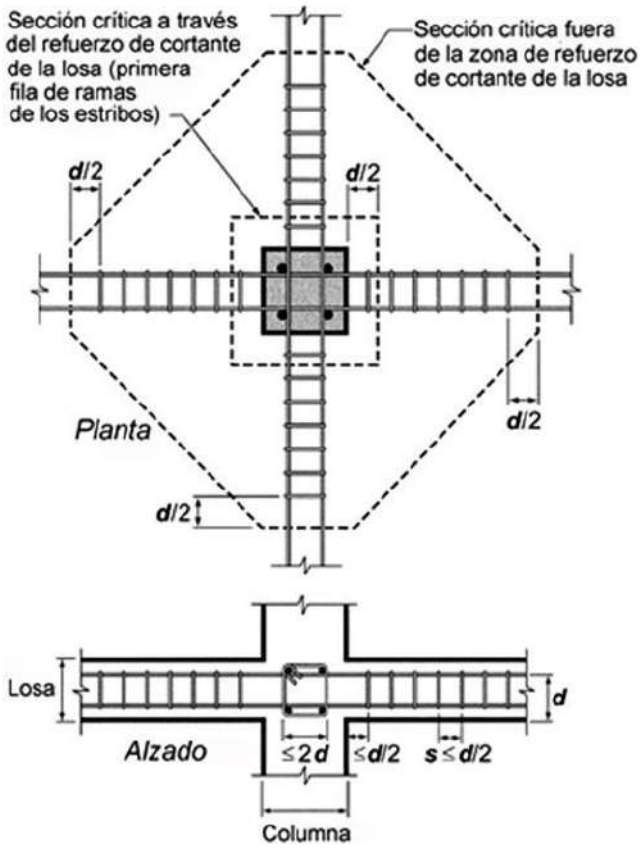


Figura R8.7.6 (d) Disposición de estribos de cortante, columna interior.

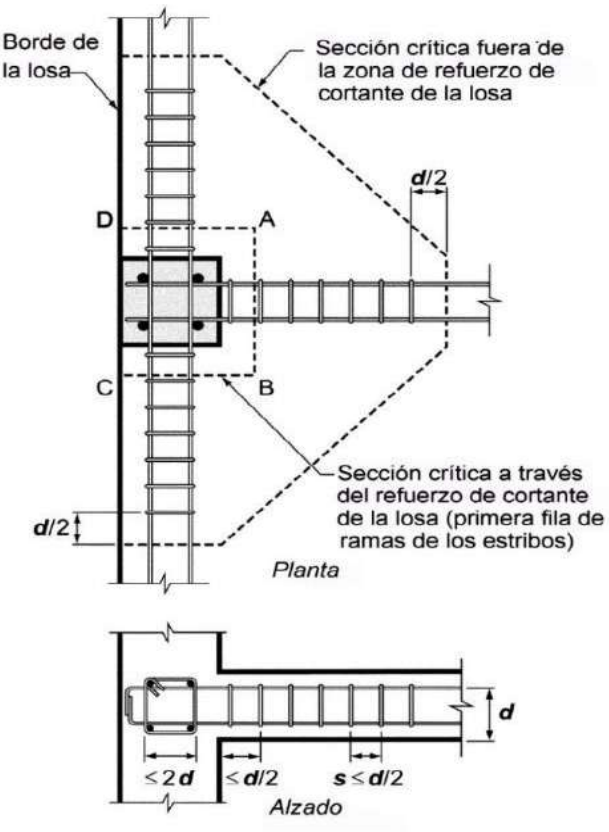


Figura R8.7.6 (e) Disposición de estribos de cortante, borde de columna.

ESPECIFICACIÓN

8.7.7 Armadura de cortante – Pernos con cabeza

8.7.7.1 Se permite colocar pernos con cabeza perpendicularmente al plano de la losa como armadura de cortante.

8.7.7.1.1 La altura total del ensamblaje del perno con cabeza no debe ser menor que el espesor de la losa menos la suma de a) hasta c):

a) El recubrimiento de hormigón de la armadura superior a flexión.

b) El recubrimiento de hormigón en la platina de base.

c) La mitad del diámetro de la barra de la armadura a tracción por flexión.

COMENTARIO

R8.7.7 Armadura de cortante – Pernos con cabeza

Usar ensamblajes para pernos con cabeza como armadura de cortante en losas requiere especificar el diámetro del fuste del perno, el espaciamiento de los pernos y la altura de los ensamblajes para cada aplicación en particular.

Los ensayos (ACI 421.1R) muestran que los pernos verticales anclados mecánicamente lo más cerca posible de la parte superior e inferior de la losa son efectivos para resistir el cortante por punzonamiento. Los límites de toda la altura especificada logran este objetivo y proporcionan a la vez una tolerancia razonable al especificar esa altura como se muestra en la Figura R.20.6.1.3.5. En comparación con la rama de un estribo con dobleces en los extremos, un perno tiene menor deslizamiento, y por lo tanto produce fisuras de cortante más delgadas. Este mejor comportamiento da como resultado mayores límites para la capacidad a cortante y espaciamiento entre las líneas periféricas de los pernos con cabeza. Las distribuciones típicas de los pernos con cabeza se aprecian en la Figura R8.7.7. La sección crítica más allá de la armadura a cortante en general tiene forma poligonal. Las ecuaciones para calcular las tensiones a cortante en cada sección se dan en ACI 421.1R.

Tabla 8.7.7.1.2 — Ubicación de los pernos con cabeza y límites de espaciamiento

Dirección de la medición	Descripción de la medición	Condición		Distancia o espaciamiento máximo, mm
Perpendicular a la cara de la columna	Distancia entre la cara de la columna y la primera línea de pernos con cabeza	Todas		$d/2$
	Espaciamiento constante entre las líneas periféricas de los pernos con cabeza	Losas no pretensadas con:	$v_u \leq \phi\, 0{,}5\sqrt{f'_c}$	$3\,d/4$
		Losas no pretensadas con:	$v_u > \phi\, 0{,}5\sqrt{f'_c}$	$d/2$
		Losas pretensadas que cumplen con 22.6.5.4		$3\,d/4$
Paralelo a la cara de la columna	Espaciamiento entre los pernos con cabeza adyacentes en la línea perimetral más cercana a la cara de la columna	Todas		$2\,d$

8.7.7.1.2 La ubicación y espaciamiento de los pernos con cabeza deben cumplir con la Tabla 8.7.7.1.2.

R8.7.7.1.2 El espaciamiento especificado entre las líneas periféricas de la armadura a cortante está justificado por ensayos (ACI 421.1R). El espacio libre entre las cabezas de los pernos debe ser el adecuado para permitir la colocación de la armadura a flexión.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN **COMENTARIO**

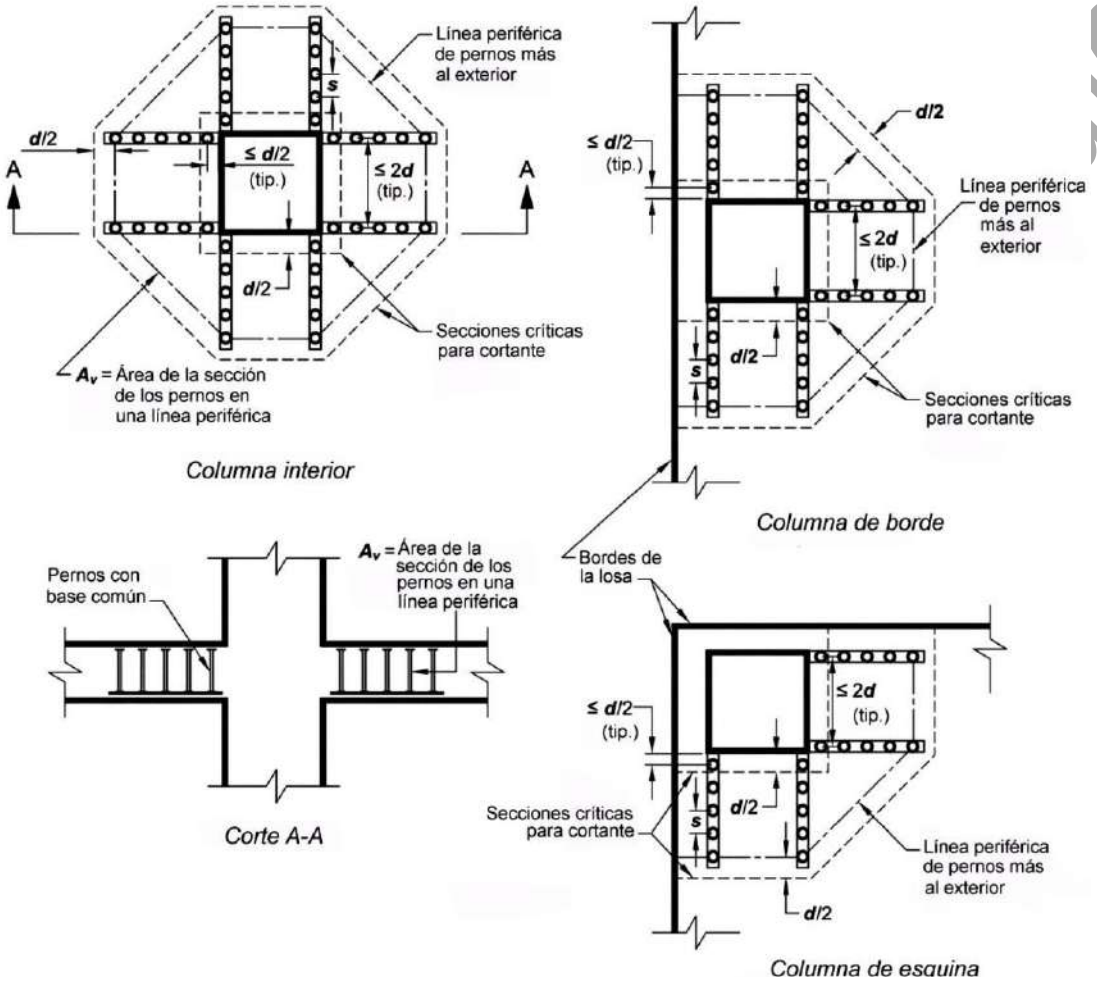


Figura R8.7.7 Secciones críticas y disposiciones típicas de pernos con cabeza para armadura de cortante.

8.8 SISTEMA RETICULAR DE VIGUETAS EN DOS DIRECCIONES NO PRETENSADAS

8.8.1 Generalidades

8.8.1.1 La construcción reticular de viguetas no pretensadas en dos direcciones consiste en una combinación monolítica de nervaduras regularmente espaciadas y una losa colocada en la parte superior, diseñadas para actuar en dos direcciones ortogonales. (Figura 8.8.1)

8.8.1.2 El ancho de las nervaduras no debe ser menor de 100 mm en cualquier ubicación en su altura.

8.8.1.3 La altura total de las nervaduras no debe ser mayor de 3,5 veces su ancho mínimo.

R8.8 — SISTEMA RETICULAR DE VIGUETAS EN DOS DIRECCIONES NO PRETENSADAS

R8.8.1 Generalidades

Las limitaciones empíricas de tamaño y de espaciamiento para la construcción reticular con viguetas en dos direcciones no pretensadas se basan en el comportamiento satisfactorio observado en el pasado usando encofrados estándar para este tipo de construcción. Para construcción pretensada de este sistema, este artículo puede servir de guía.

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO

8.8.1.4 El espaciamiento libre entre las nervaduras no debe exceder de 750 mm.

R8.8.1.4 Se requiere un límite para el espaciamiento máximo de las nervaduras debido a los requisitos que permite mayores resistencias al cortante y un recubrimiento de hormigón menor para la armadura en estos elementos repetitivos relativamente pequeños.

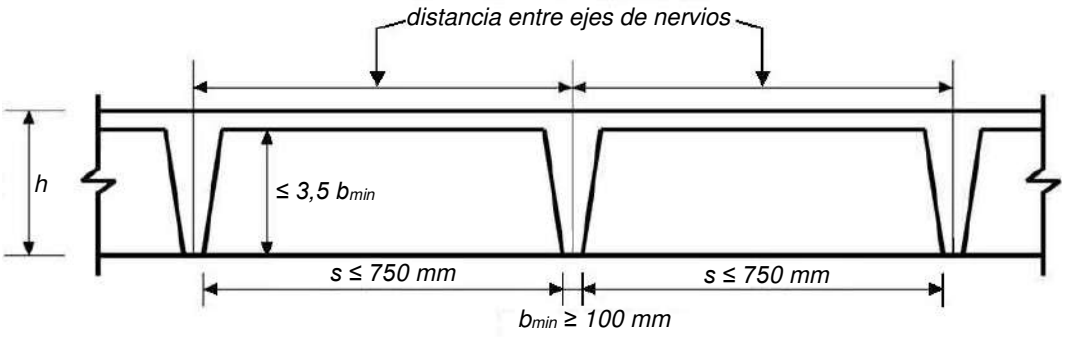


Figura 8.8.1 Limitaciones dimensionales para losas nervadas.

8.8.1.5 Se permite tomar V_c como 1,1 veces los valores calculados en 22.5.

R8.8.1.5 El incremento en la resistencia al cortante se justifica por:

a) el comportamiento satisfactorio de construcciones con losas nervadas diseñadas con resistencias calculadas más altas a cortante especificadas en anteriores ediciones de la Norma, las cuales permitían tensiones cortantes comparables y

b) el potencial de redistribución de las sobrecargas locales a los nervios adyacentes.

8.8.1.6 Para la integridad estructural, al menos una barra de la parte inferior en cada nervadura debe ser continua y debe anclarse para desarrollar f_y en la cara de los apoyos.

8.8.1.7 El área de armadura perpendicular a las viguetas debe cumplir la resistencia requerida por flexión, considerando las concentraciones de carga y debe ser al menos igual a la armadura para retracción y temperatura requerido en 24.4.

8.8.1.8 La construcción de viguetas en dos direcciones que no cumplan con las limitaciones de 8.8.1.1 hasta 8.8.1.4, deben diseñarse como losas y vigas.

8.8.2 Sistema de viguetas con aligeramientos estructurales

R8.8.2 Sistema de viguetas con aligeramientos estructurales

(Sin comentarios)

8.8.2.1 Cuando se empleen aligeramientos permanentes fabricados con arcilla cocida u hormigón, que tengan una resistencia unitaria a la compresión por lo menos igual al f'_c de las viguetas, se debe aplicar 8.8.2.1.1 y 8.8.2.1.2.

Documento de estudio

ESPECIFICACIÓN | **COMENTARIO**

8.8.2.1.1 El espesor de la losa de hormigón sobre los aligeramientos debe cumplir con:

$$h_f \geq \begin{cases} 40\ mm \\ 1/12 \text{ de la distancia libre entre nervios} \end{cases}$$

8.8.2.1.2 Se permite incluir la pared vertical del elemento de aligeramiento que está en contacto con la vigueta en los cálculos de resistencia al cortante y momento negativo. Ninguna otra parte de los aligeramientos debe incluirse en los cálculos de resistencia.

8.8.3 Sistema de viguetas con otros aligeramientos

8.8.3.1 Cuando se utilicen encofrados removibles o aligeramientos que no cumplan con 8.8.2.1, debe cumplir con:

$$h_f \geq \begin{cases} 50\ mm \\ 1/12 \text{ de la distancia libre entre nervios} \end{cases}$$

R8.8.3 Sistema de viguetas con otros aligeramientos

8.9 CONSTRUCCIÓN DE LOSAS IZADAS

8.9.1 Losas izadas

En losas construidas con el método de losas izadas (lift-slab) donde no es práctico pasar los cables, como indica 8.7.5.6.1, o las barras inferiores a través de la columna como lo indica 8.7.4.2 u 8.7.5.6.3, al menos dos cables de pos-tesado o dos barras o alambres adheridos, en cada dirección, deben pasar a través de los collares de izado tan cerca de la columna como sea posible y deben ser continuos o empalmarse con empalmes mecánicos completos, o soldados completos, o con empalmes por traslapo Clase B. En las columnas exteriores, la armadura debe anclarse en los collares de izado.

R8.9 CONSTRUCCIÓN DE LOSAS IZADAS

R8.9.1 Losas izadas

(Sin comentarios)

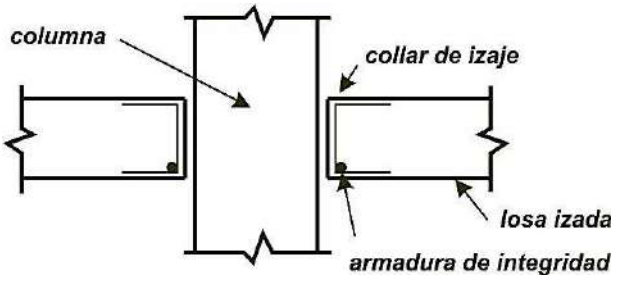


Figura 8.9.1 – Ubicación de las armaduras en los collares de izaje

8.10 MÉTODO DE DISEÑO DIRECTO

R8.10 MÉTODO DE DISEÑO DIRECTO

El Método de Diseño Directo consiste en un conjunto de reglas para la distribución de momentos

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN | **COMENTARIO**

a las secciones de losa y de vigas y simultáneamente cumplir con los requisitos de seguridad y con la mayoría de los requisitos de funcionamiento. Consiste en tres pasos fundamentales, como se muestran a continuación:

1) Determinación del momento estático mayorado total (véase 8.10.3).
2) Distribución del momento estático mayorado total a las secciones de momentos negativos y positivos (véase 8.10.4).
3) Distribución de los momentos mayorados negativos y positivos a las columnas y franjas centrales y a las vigas, si las hay (véase 8.10.5 y 8.10.6). La distribución de momentos a las columnas y franjas centrales se usa también en el método del pórtico equivalente (véase 8.11).

8.10.1 Generalidades

R8.10.1 Generalidades

8.10.1.1 Se permite que los sistemas de losas en dos direcciones que cumplan con las limitaciones de 8.10.2, sean diseñados de acuerdo a este artículo.

R8.10.1.1 El método de diseño directo se desarrolló tomando en cuenta los procedimientos teóricos para la determinación de los momentos en losas sin y con vigas, la necesidad de disponer de procedimientos simples de diseño y construcción y precedentes derivados del comportamiento de los sistemas de losas. En consecuencia, los sistemas de losa que se diseñan con el método de diseño directo deben cumplir con las limitaciones de 8.10.2.

8.10.1.2 Se permiten variaciones de las limitaciones de 8.10.2, siempre que se demuestre por medio de análisis que se cumplen las condiciones de equilibrio y compatibilidad geométrica, si la resistencia de diseño en cada sección es por lo menos igual a la resistencia requerida y si se cumplen todas las condiciones de funcionamiento incluyendo los límites especificados para las deflexiones.

R8.10.1.2 Se puede usar el método de diseño directo aun si la estructura no cumple con las limitaciones de 8.10.2, siempre y cuando se pueda demostrar por medio del análisis que la limitación en particular no aplica a esa estructura. Por ejemplo, en el caso de un sistema de losa que soporta una carga inmóvil (por ejemplo, un depósito de agua, en el cual se espera que la carga sobre todos los paneles sea la misma), no es necesario cumplir con las limitaciones de carga viva de 8.10.2.6

8.10.1.3 Los apoyos circulares o en forma de polígono regular deben tratarse como apoyos cuadrados que tengan la misma área.

R8.10.1.3 Si un elemento de apoyo no tiene una sección transversal rectangular o si los lados del rectángulo no son paralelos a los vanos, debe ser tratado como un apoyo cuadrado que tenga la misma área, como se ilustra en la Figura R8.10.1.3.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN **COMENTARIO**

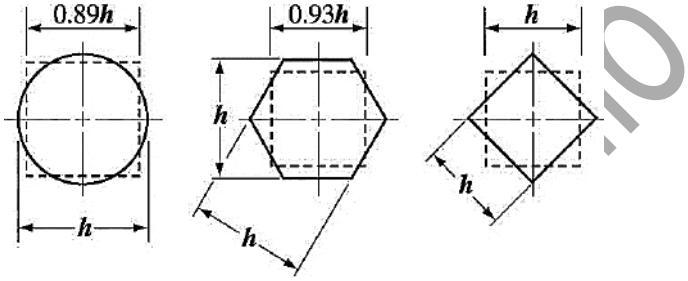


Figura R8.10.1.3 — Ejemplos de sección cuadrada equivalente para elementos de apoyo.

8.10.2 Limitaciones para el uso del método de diseño directo

8.10.2.1 Deben existir un mínimo de tres vanos continuos en cada dirección.

R8.10.2 Limitaciones para el uso del método de diseño directo

R8.10.2.1 La razón fundamental para esta limitación es la magnitud de los momentos negativos en el apoyo interior en una estructura que tenga sólo dos vanos continuos. Las reglas que se proporcionan para el método de diseño directo suponen implícitamente que el sistema de losas en la primera sección interior de momento negativo no está restringido contra la rotación ni es discontinuo.

8.10.2.2 Las longitudes de luces contiguas medidas centro a centro de los apoyos en cada dirección no deben diferir en más de un tercio de la luz mayor.

R8.10.2.2 La limitación se relaciona con la posibilidad de desarrollar momentos negativos más allá del punto en el cual termina la armadura para momento negativo, tal como se especifica la Figura 8.7.4.1.3 a).

8.10.2.3 Los paneles de las losas deben ser rectangulares, con una relación entre la luz mayor y menor, medidas centro a centro de los apoyos del panel, no mayor de 2.

R8.10.2.3 Si la relación de las dos luces (luz larga/luz corta) de un panel excede de 2, la losa resiste el momento en el vano más corto esencialmente como una losa en una dirección.

8.10.2.4 Las columnas pueden estar desalineadas hasta un 10 por ciento de la luz (medido en la dirección del desalineamiento) con respecto a cualquier eje que pase por el centro de columnas sucesivas.

R8.10.2.4 Las columnas se pueden desalinear, dentro de ciertos límites especificados, de un patrón rectangular normal. Un desalineamiento acumulativo total de 20 % de la luz del vano se establece como límite superior.

8.10.2.5 Todas las cargas deben ser únicamente gravitacionales y estar uniformemente distribuidas en todo el panel.

R8.10.2.5 El Método de Diseño Directo se basa en ensayos (Jirsa et al. 1969) realizados con cargas gravitacionales uniformes y en las reacciones resultantes en las columnas determinadas por estática. Las cargas laterales tales como viento, o aquellas inducidas por un sismo, requieren un análisis estructural. Las losas invertidas de cimentación, diseñadas como losas en dos direcciones (véase 13.3.4), requieren la aplicación de cargas de columna conocidas. Por lo tanto, aún si se supone que la reacción del suelo es uniforme, se requiere un análisis estructural.

Documento en

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
8.10.2.6 La carga viva no mayorada no debe exceder de dos veces la carga muerta no mayorada.	**R8.10.2.6** En la mayoría de los sistemas de losas, la relación entre la carga viva y la carga muerta es menor que 2 y no es necesario verificar los efectos de la disposición de la carga viva.
8.10.2.7 Para un panel con vigas entre los apoyos en todos los lados, debe satisfacerse la ecuación (8.10.2.7a) para las dos direcciones perpendiculares.	**R8.10.2.7** La distribución elástica de los momentos se aparta significativamente de lo descrito por el método de diseño directo, a menos que se cumpla con los requisitos que se proporcionan para la rigidez.
$0{,}2 \leq \frac{\alpha_{f1}\,\ell_2^2}{\alpha_{f2}\,\ell_1^2} \leq 5{,}0$ (8.10.2.7a)	
Donde α_{f1} y α_{f2} se calculan de acuerdo con:	
$\alpha_f = \frac{E_{cb}\,I_b}{E_{cs}\,I_s}$ (8.10.2.7b)	
8.10.3 Momento estático mayorado total del vano	**R8.10.3 Momento estático mayorado total del vano**
8.10.3.1 El momento estático mayorado total, M_0, para un vano debe determinarse en una franja limitada lateralmente por el eje central de los paneles adyacentes al eje que une los apoyos.	*(Sin comentarios)*
8.10.3.2 La suma absoluta del momento positivo y el promedio de los momentos negativos, en cada dirección, no debe ser menor que:	**R8.10.3.2** La ecuación (8.10.3.2) proviene directamente de la deducción de Nichols (Nichols 1914) con la suposición simplificadora que las reacciones están concentradas a lo largo de las caras del apoyo perpendicular al vano considerado. En general, resulta conveniente calcular los momentos estáticos para dos mitades adyacentes de panel incluyendo una franja de columnas y media franja central a cada lado
$M_0 = \frac{q_u\,\ell_2\,\ell_n^2}{8}$ (8.10.3.2)	
8.10.3.2.1 En la ecuación (8.10.3.2), ℓ_n es la longitud de la luz libre en la dirección en que deben considerarse los momentos, que se extiende desde la cara de las columnas, capiteles, cartelas o muros, y no debe ser menor que **0,65** ℓ_1	
8.10.3.2.2 En la ecuación (8.10.3.2), cuando no se tenga la misma luz transversal en los paneles a ambos lados del eje central de los apoyos, ℓ_2 se debe tomar como el promedio de las luces transversales adyacentes.	
8.10.3.2.3 En la ecuación (8.10.3.2), cuando se considere el vano adyacente y paralelo a un borde, la distancia del borde al eje central del panel debe sustituir a ℓ_2	

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN | **COMENTARIO**

8.10.4 Distribución del momento estático total mayorado

8.10.4.1 En un vano interior, M_0 debe distribuirse como se indica a continuación:

Momento negativo mayorado $0,65\ M_0$
Momento positivo mayorado $0,35\ M_0$

R8.10.4 Distribución del momento estático total mayorado

(Sin comentarios)

8.10.4.2 En un vano final, M_0 debe distribuirse como se indica en la tabla 8.10.4.2

R8.10.4.2 Los coeficientes de momento para un vano final están basados en las expresiones para la rigidez de la columna equivalente tomadas de Corley et al. (1961); Jirsa et al. (1963); Corley and Jirsa (1970).

Tabla 8.10.4.2 — Coeficientes de distribución en un vano final

Momento mayorado M_0	Borde exterior articulado	Losas con vigas entre todos los apoyos	Losas sin vigas entre apoyos interiores		Borde exterior empotrado
			Sin viga de borde	Con viga de borde	
Negativo interior	0,75	0,70	0,70	0,70	0,65
Positivo	0,63	0,57	0,52	0,50	0,35
Negativo exterior	0,00	0,16	0,26	0,30	0,65

Los coeficientes para un borde no restringido se emplean, por ejemplo, cuando la losa esté simplemente apoyada sobre un muro de albañilería o de hormigón. Los coeficientes correspondientes a un borde restringido son aplicables cuando la losa se construye integralmente con un muro de hormigón con una rigidez a la flexión tan grande, en comparación con la de la losa, que presenta poca rotación en la unión losa-muro.

Para bordes diferentes a los no restringidos o completamente restringidos, los coeficientes en la tabla se seleccionaron de manera que estuvieran cerca del límite superior del rango para momentos positivos y momentos negativos interiores. Como resultado, los momentos negativos exteriores usualmente están más cerca del límite inferior. La capacidad a momento negativo exterior, en la mayoría de los sistemas de losas, está regida por la armadura mínima para controlar la fisuración. Los coeficientes de la tabla se han ajustado para que la suma absoluta de los momentos positivos y el promedio de los momentos negativos sea igual a M_0.

En el código ACI 318 de 1977 se empleaban factores de distribución que eran función de la relación de rigidez del apoyo exterior equivalente para distribuir el momento estático total M_0 en un vano extremo. Este enfoque puede ser usado en vez de los valores de estos requisitos.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN

8.10.4.3 Se permite que los momentos mayorados positivos y negativos sean modificados hasta en un 10 %, siempre que el momento estático mayorado total para un panel, M_0, en la dirección considerada, no sea menor que el requerido en la ecuación (8.10.3.2). La redistribución de momentos de acuerdo con 6.6.5, no se permite.

8.10.4.4 La sección crítica para M_u negativo está localizada en la cara de los apoyos rectangulares.

8.10.4.5 El M_u negativo debe ser el mayor de los dos M_u negativos interiores, determinados para los vanos que llegan a un apoyo común, a menos que se haga un análisis para distribuir el momento no balanceado de acuerdo con las rigideces de los elementos concurrentes.

8.10.4.6 Las vigas de borde o los bordes de la losa deben ser diseñados para resistir por torsión la parte de los momentos exteriores negativos M_u que les corresponde.

8.10.5 Momentos mayorados en las franjas de columnas

8.10.5.1 Las franjas de columna deben resistir las fracciones del momento negativo interior M_u señaladas en la Tabla 8.10.5.1.

Tabla 8.10.5.1— Fracción del momento negativo interior M_u en una franja de columna

$\frac{\alpha_{f1}\, l_2}{l_1}$	l_2/l_1		
	0,5	**1,0**	**2,0**
0	75,0	75,0	75,0
≥ 1,0	90,0	75,0	45,0

Nota: Debe interpolarse linealmente entre los valores dados.

8.10.5.2 Las franjas de columnas deben resistir las fracciones del momento negativo exterior M_u señaladas en la Tabla 8.10.5.2.

COMENTARIO

R8.10.4.3 Este artículo permite una reducción del 10 % en los momentos negativos y positivos mayorados, calculados según 8.10.4, siempre y cuando el momento estático total para un panel en la dirección considerada no sea menor que el M_0 exigido por la ecuación (8.10.3.2). Esta es una manera de reconocer que puede ocurrir una cantidad limitada de comportamiento inelástico y una redistribución de momento en las losas que fueron analizadas con el método de diseño directo. La redistribución de momentos permitida por 6.6.5 no se aplica donde se utilicen valores aproximados para los momentos.

R8.10.4.5 En el diseño del apoyo debe tenerse en cuenta la diferencia de momentos en la losa a cada lado de la columna u otro tipo de apoyo. Si se hace un análisis para distribuir los momentos no balanceados, la rigidez a la flexión se puede obtener con base en la sección bruta de hormigón de los elementos involucrados.

R8.10.4.6 Los momentos perpendiculares al borde de la estructura de la losa en el borde de ésta, deben ser transmitidos a las columnas o muros de apoyo. Se deben investigar los tensiones torsionales provocados por el momento asignado a la losa.

R8.10.5 Momentos mayorados en las franjas de columnas

Las reglas dadas para asignar momentos a las franjas de columnas, vigas y franjas centrales se basan en estudios de los momentos en losas linealmente elásticas, con diferente rigidez en las vigas (Gamble 1972) ajustadas por coeficientes de momento que se han usado con éxito en el pasado.

Con el propósito de establecer los momentos en la mitad de la franja de columna adyacente a un borde apoyado en un muro, se puede suponer que l_n en la ecuación (8.10.3.2) es igual a l_n del vano paralelo adyacente entre columnas, y el muro se puede considerar como una viga que tiene un momento de inercia I_b igual a infinito.

R8.10.5.2 El propósito del parámetro β_t de rigidez a la torsión, es asignar todo el momento negativo exterior mayorado a la franja de columna, y nada a la franja central, a menos que la rigidez

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN

Tabla 8.10.5.2 — Fracción del momento negativo exterior M_u en una franja de columna

$\frac{\alpha_{f1}\, l_2}{l_1}$	β_t	l_2/l_1		
		0, 5	**1,0**	**2,0**
0	***0,0***	1,0	1,0	1,0
	≥ 2,5	0,75	75,0	75,0
≥ 1,0	***0,0***	1,0	1,0	1,0
	2,5	0,90	75,0	0.45

Nota: Deben hacerse interpolaciones lineales entre los valores dados, donde β_t se calcula usando la ecuación (8.10.5.2a) y *C* se calcula usando la ecuación (8.10.5.2b).

$$\beta_t = \frac{E_{cb}\, C}{2\, E_{cs}\, I_s} \qquad (8.10.5.2a)$$

$$C = \sum \left(1 - 0{,}63\, \frac{x}{y}\right) \frac{x^3\, y}{3} \qquad (8.10.5.2b)$$

8.10.5.3 La constante ***C*** para secciones en forma de T o L puede evaluarse con la ecuación (8.10.5.2b) dividiendo la sección en sectores rectangulares, como se define en 8.4.1.8, y sumando los valores de ***C*** de cada porción.

8.10.5.4 Cuando el ancho de las columnas o muros sea igual o mayor a $3\, l_2/4$ **,** los momentos negativos M_u deben considerarse uniformemente distribuidos a lo largo de l_2.

8.10.5.5 Las franjas de columnas deben resistir las fracciones de los momentos positivos M_u dados en la Tabla 8.10.5.5.

Tabla 8.10.5.5 — Fracción del momento positivo M_u en una franja de columna

$\frac{\alpha_{f1}\, l_2}{l_1}$	l_2/l_1		
	0,5	**1,0**	**2,0**
0	60	60	60
≥ 1,0	90	75	45

Nota: Debe interpolarse linealmente entre los valores dados.

8.10.5.6 Para losas con vigas entre los apoyos, la porción de la losa localizada en la franja de columnas debe ser diseñada para resistir la porción de los momentos de la franja de columna que no sean resistidos por las vigas.

COMENTARIO

a la torsión de la viga, en relación con la rigidez a la flexión de la losa apoyada sea alta. En la definición de β_t el módulo de cortante se ha tomado como $E_{cb}/2$.

Cuando se usen muros como apoyos a lo largo de ejes de columnas, éstos se pueden considerar como vigas muy rígidas con un valor de $\alpha_{f1}\, l_2/l_1$ mayor que la unidad. Cuando el apoyo exterior consista en un muro perpendicular a la dirección en la que se determinen los momentos, β_t se puede considerar igual a cero si el muro es de albañilería sin resistencia a la torsión, y β_t se puede tomar como 2,5 para un muro de hormigón con alta resistencia torsional y que es monolítico con la losa.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN

COMENTARIO

8.10.5.7 Momentos mayorados en vigas

8.10.5.7.1 Las vigas entre los apoyos deben diseñarse para resistir la porción de los momentos de la franja de columna M_u de acuerdo con Tabla 8.10.5.7.1.

Tabla 8.10.5.7.1 — Fracción de M_u de una franja de columna asignable a las vigas

$\frac{\alpha_{f1}\, l_2}{l_1}$	Coeficiente de distribución
0	0
≥ *1,0*	0,85

Nota: Debe interpolarse linealmente entre los valores dados.

R8.10.5.7 Momentos mayorados en vigas

Las cargas asignadas directamente a las vigas son adicionales a la carga muerta uniforme de la losa, a las cargas permanente uniformes sobrepuestas, tales como cielos rasos, acabado de piso, o cargas equivalentes de muros divisorios, así como cargas vivas uniformes; todas las cuales normalmente están incluidas dentro de q_u en la ecuación (8.10.3.2). Las cargas aplicadas directamente a las vigas incluyen cargas lineales como muros divisorios sobre o a lo largo de los ejes centrales de las vigas, cargas concentradas como postes arriba de las vigas o tensores debajo de ellas, más cargas permanentes adicionales del alma sobresaliente de la viga. Con el propósito de asignar cargas aplicadas directamente a las vigas, sólo deben considerarse las situadas dentro del ancho del alma de la viga. El ancho efectivo de viga como se define en 8.4.1.8 es sólo para cálculos de resistencia y rigidez relativa. Las cargas lineales y cargas concentradas sobre la losa, lejos del alma de la viga, requieren consideración especial para determinar su distribución entre losa y vigas.

8.10.5.7.2 Además de los momentos calculados de acuerdo con 8.10.5.7.1, las vigas deben ser diseñadas para resistir los momentos causados por cargas mayoradas aplicadas directamente sobre ellas, incluyendo el peso del alma que se proyecta por encima o por debajo de la losa.

8.10.6 Momentos mayorados en las franjas centrales

8.10.6.1 La fracción de los momentos mayorados positivo y negativo no resistida por las franjas de columnas debe asignarse proporcionalmente a cada mitad de las franjas centrales correspondientes.

R8.10.6 Momentos mayorados en las franjas centrales

(Sin comentarios)

8.10.6.2 Cada franja central debe ser diseñada para resistir la suma de los momentos asignados a sus dos mitades de franja central.

8.10.6.3 Una franja central adyacente y paralela a un borde apoyado en un muro, debe ser diseñada para resistir el doble del momento asignado a la mitad de la franja central correspondiente al primer eje de apoyos interiores.

8.10.7 Momentos mayorados en columnas y muros

8.10.7.1 Las columnas y los muros construidos monolíticamente con un sistema de losas deben resistir los momentos producidos por las cargas

R8.10.7 Momentos mayorados en columnas y muros

El diseño y detallado de la armadura que transfiere el momento desde la losa a una columna de borde es crítico, tanto para el comportamiento

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN

mayoradas que actúan sobre el sistema de losas.

8.10.7.2 En un apoyo interior, las columnas o muros arriba y abajo de la losa deben resistir el momento mayorado especificado por la ecuación (8.10.7.2) en proporción directa a sus rigideces, a menos que se realice un análisis general.

$$M_{sc} = 0{,}07\left[\left(q_{Du} + 0{,}5\, q_{Lu}\right) \ell_2\, \ell_n^2 - q'_{Du}\, \ell'_2\, \ell'^2_n\right] \quad (8.10.7.2)$$

Donde q'_{Du} , ℓ'_2 y ℓ'_n se refieren a la luz corta.

8.10.7.3 El momento para carga gravitacional a ser transmitido entre la losa y una columna de borde por excentricidad del cortante de acuerdo con 8.4.2.3 no debe ser menor que **0,3 M_0** .

8.10.8 Cortante mayorado en sistemas de losas con vigas

8.10.8.1 Las vigas entre los apoyos deben ser diseñadas para resistir la fracción del cortante dado en la Tabla 8.10.8.1 producido por las cargas mayoradas en las áreas tributarias que muestra la figura 8.10.8.1.

Tabla 8.10.8.1— Fracción del cortante resistido por una viga

$\frac{\alpha_{f1}\, l_2}{l_1}$	Coeficiente de distribución
0	0
≥ 1,0	1,0

Nota: Debe interpolarse linealmente entre los valores dados.

COMENTARIO

como para la seguridad de las losas planas o placas planas sin viga de borde o para losas en voladizo. Es importante que en los documentos de construcción se muestren los detalles completos, tales como concentración de armadura sobre la columna mediante un menor espaciamiento o armadura adicional.

R8.10.7.2 La ecuación (8.10.7.2) se refiere a dos vanos adyacentes, uno de ellos mayor que el otro, con la carga muerta completa más un medio de la carga viva aplicada en el vano mayor, y únicamente carga muerta en el vano menor.

R8.10.7.3 Los análisis de los sistemas de losas indican que la rigidez relativa de la losa, vigas y columnas influye sobre la cantidad de momento transferido al apoyo bajo condiciones de carga gravitacional, pero sólo en un rango estrecho. Para las configuraciones de losas normales, un límite superior realista entre los valores dados en la Tabla 8.10.4.2 para condiciones de borde no restringido y totalmente restringido es **0,3 M_0** .

R8.10.8 Cortante mayorado en sistemas de losas con vigas

El área tributaria para calcular el cortante en una viga interior aparece sombreada en la Figura 8.10.8.1. Si la rigidez de la viga $\alpha_{f1}\, l_2/l_1$ es menor que 1,0, el cortante en la viga se puede obtener por interpolación lineal. Para tales casos, las vigas que llegan a las columnas no toman toda la fuerza cortante aplicada a la columna. La fuerza restante produce tensiones cortantes en la losa alrededor de la columna los cuales deben verificarse de la misma manera que para losas planas, como se requiere en 8.10.8.3. Los artículos 8.10.8.1 y 8.10.8.2 no se aplican al cálculo de los momentos torsionales en las vigas. Estos momentos deben basarse en los momentos de flexión calculados que actúan en las caras de la viga.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN **COMENTARIO**

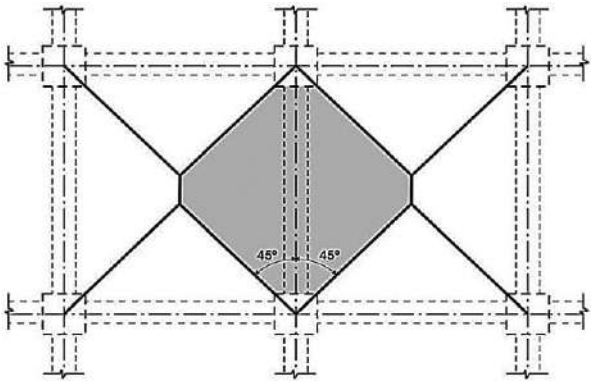


Figura 8.10.8.1 — Área aferente para cortante en una viga

8.10.8.2 Además de los cortantes calculados de acuerdo con 8.10.8.1 las vigas deben diseñarse para resistir los cortantes producidos por las cargas mayoradas aplicadas directamente sobre ellas, incluido el peso del alma de la viga sobre y bajo la losa.

8.10.8.3 Se permite calcular la resistencia a cortante de la losa suponiendo que la carga se distribuye a las vigas de apoyo de acuerdo con 8.10.8.1. Debe proporcionarse resistencia al V_u total que se presente en el panel.

8.11 MÉTODO DEL PÓRTICO EQUIVALENTE

R8.11 MÉTODO DEL PÓRTICO EQUIVALENTE

El método del pórtico equivalente es una representación del sistema tridimensional de losa en una serie de pórticos planos que se analizan para las cargas que actúan en el plano del pórtico. Los momentos negativos y positivos determinados en las secciones críticas para diseño del pórtico se distribuyen a las secciones de losa de acuerdo con 8.10.5 (franjas de columnas), 8.10.5.7 (vigas), y 8.10.6 (franjas centrales). El método del pórtico equivalente está basado en los estudios descritos en Corley et al. (1961); Jirsa et al. (1963); Corley and Jirsa (1970). El Artículo R13.7 del Comentario de la Norma de 1989 contiene una descripción más detallada del método del pórtico equivalente.

8.11.1 Generalidades

8.11.1.1 Todas las secciones de losas y elementos de apoyo en un sistema de losa en dos direcciones diseñado por método del pórtico equivalente deben diseñarse para resistir los momentos y cortantes obtenidos mediante un análisis realizado de acuerdo con los requisitos de 8.11.2 hasta 8.11.6.

R8.11.1 Generalidades

(Sin comentarios)

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN

8.11.1.2 Las cargas vivas deberán ser distribuidas de acuerdo con 6.4.3.

8.11.1.3 Cuando se utilicen capiteles metálicos en las columnas, se puede tener en cuenta su contribución a la rigidez, en la resistencia a flexión y en la resistencia a cortante.

8.11.1.4 Se permite despreciar las deformaciones axiales en las columnas y losas debidas a tensiones directas, y las deformaciones por cortante.

8.11.2 Pórtico equivalente

8.11.2.1 El modelo de la estructura está constituido por pórticos equivalentes localizados a lo largo de los ejes de columnas tanto longitudinales y como transversales en toda la estructura.

8.11.2.2 Cada pórtico debe consistir en una fila de columnas o apoyos y franjas de viga-losa limitadas lateralmente por el eje central del panel a cada lado del eje de columnas o apoyos.

8.11.2.3 Los pórticos adyacentes y paralelos a un borde deben estar limitados por dicho borde y el eje central del panel adyacente.

8.11.2.4 Debe suponerse que las columnas o apoyos están unidos a las franjas de viga-losa mediante elementos torsionales transversales a la dirección del vano para el cual se están determinando los momentos, que se extienden hasta los ejes centrales de los paneles adyacentes a cada lado de la columna.

8.11.2.5 Cada pórtico equivalente puede analizarse como un todo. Alternativamente, para cargas gravitacionales, se permite un análisis independiente de cada piso o cubierta con los extremos lejanos de las columnas, considerados como empotrados.

8.11.2.6 Si las vigas-losa se analizan separadamente, el momento en un apoyo dado se puede determinar suponiendo que la viga-losa está empotrada en cualquier apoyo distante dos o más vanos del considerado, siempre y cuando la losa continúe más allá de dicho punto.

COMENTARIO

R8.11.2 Pórtico equivalente

La aplicación del pórtico equivalente a una estructura regular se ilustra en la Figura R8.11.2. El sistema tridimensional se divide en una serie de pórticos planos (pórticos equivalentes), localizados en los ejes de las columnas o de los apoyos, y cada pórtico con la altura total de la estructura. El ancho de cada pórtico equivalente está limitado por los ejes centrales de los paneles adyacentes. El análisis completo del sistema de losa de un edificio consiste en analizar una serie de pórticos equivalentes (interiores y exteriores) que se extienden longitudinal y transversalmente a través de toda la estructura.

El pórtico equivalente consta de tres partes:

1) la franja horizontal de losa, incluyendo cualquier viga que se actúe en la dirección del pórtico,
2) las columnas u otros elementos de apoyo que se extiendan por arriba y por debajo de la losa y
3) los elementos de la estructura que transmiten momentos entre los elementos horizontales y verticales.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN **COMENTARIO**

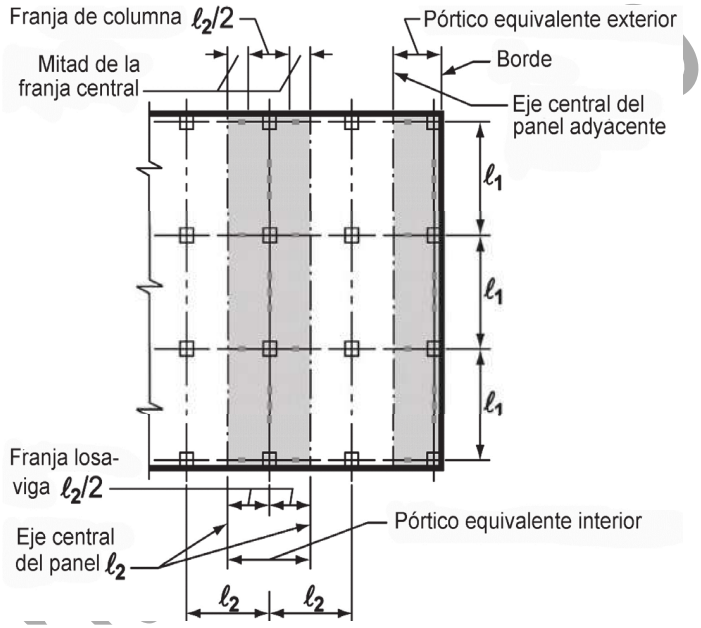


Figura R8.11.2 – Definición de pórtico equivalente.

8.11.3 Vigas-losa

8.11.3.1 El momento de inercia de vigas-losa desde el centro de la columna hasta la cara de la columna, cartela o capitel, debe suponerse igual al momento de inercia del sistema de vigas-losa en la cara de la columna, cartela o capitel, dividido por $(1 - c_2/l_2)^2$, donde c_2 y l_2 se miden transversalmente a la dirección del vano para el cual se determinan los momentos.

8.11.3.2 Debe tenerse en cuenta la variación del momento de inercia a lo largo de los ejes de los sistemas de vigas-losa.

8.11.3.3 El momento de inercia de las vigas-losa en cualquier sección transversal fuera del nudo o capitel de la columna puede determinarse usando el área bruta de hormigón.

R8.11.3 Vigas-losa

R8.11.3.1 Un apoyo se define como una columna, capitel, cartela o muro. Nótese que una viga no se considera como elemento de apoyo del pórtico equivalente.

8.11.4 Columnas

8.11.4.1 El momento de inercia de las columnas en el nudo, desde la parte superior a la parte inferior del sistema viga-losa, debe suponerse infinito.

8.11.4.2 Debe tenerse en cuenta la variación del momento de inercia a lo largo de los ejes de las columnas.

8.11.4.3 Se permite determinar el momento de inercia de las columnas en cualquier sección transversal fuera de nudos o capiteles de columnas, usando el área bruta de hormigón.

R8.11.4 Columnas

La rigidez de las columnas está basada en la longitud de éstas medida desde la mitad del espesor de la losa superior hasta la mitad del espesor de la losa inferior. El momento de inercia de la columna se calcula con base en su sección transversal, tomado en cuenta el incremento de la rigidez proporcionado por el capitel, cuando lo hay.

Cuando las vigas-losa se analizan por separado para cargas gravitacionales, se usa el concepto de una columna equivalente, que combina en un elemento compuesto la rigidez de la viga-losa y

ESPECIFICACIÓN | **COMENTARIO**

la del elemento torsional. La flexibilidad de la columna se modifica para tomar en cuenta la flexibilidad torsional de la conexión losa-columna, lo cual reduce su eficiencia para la transmisión de momentos. La columna equivalente consiste en la columna real sobre y bajo la viga-losa más elementos torsionales adheridos a cada lado de la columna que se extienden hasta el eje central del panel adyacente, como se muestra en la Figura R8.11.4.

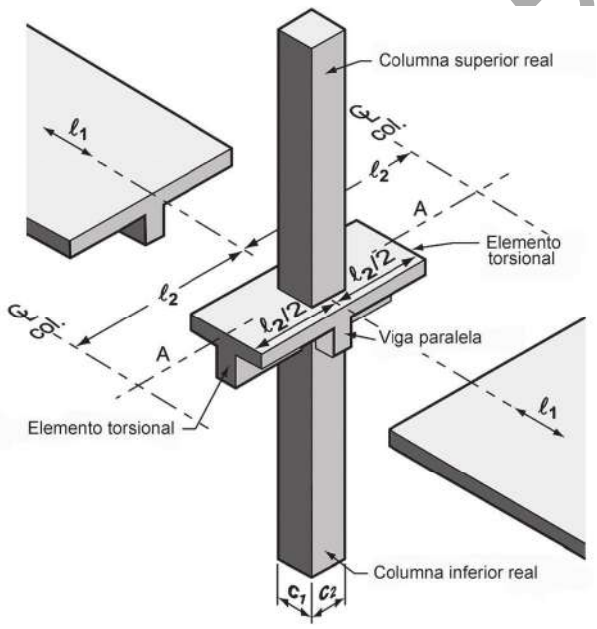


***Figura** R8.11.4 — Columna equivalente (columnas más elementos torsionales).*

8.11.5 Elementos torsionales

8.11.5.1 Deben suponerse elementos torsionales con una sección transversal constante en toda su longitud, que consiste en la mayor de a) hasta c):

a) Una porción de losa que tiene un ancho igual al de la columna, cartela o capitel, en la dirección del vano para el cual se determinan los momentos.

b) Para sistemas monolíticos o totalmente compuestos, la porción de losa especificada en (a) más la parte de la viga transversal arriba y abajo de la losa.

c) La viga transversal, como se define en 8.4.1.8.

8.11.5.2 Donde las vigas se unen a las columnas en la dirección del vano para el cual se determinan los momentos, la rigidez torsional debe multiplicarse por la relación entre el momento de inercia

R8.11.5 Elementos torsionales

El cálculo de la rigidez de los elementos torsionales requiere varias suposiciones simplificadoras. Si no existen vigas que formen pórtico con la columna, se supone como elemento torsional la porción de la losa igual al ancho de la columna o capitel. Si existen vigas que aportiquen con la columna, se supone un comportamiento de viga T o viga L, con alas que se extienden a cada lado de la viga una distancia igual a la proyección de la viga hacia arriba o hacia abajo de la losa, pero no mayor de cuatro veces el espesor de la losa, véase 8.4.1.8. Además, se supone que no ocurre ninguna rotación por torsión en la viga dentro del ancho del apoyo.

Las secciones de los elementos a usarse en el cálculo de la rigidez torsional están definidas en 8.11.5.1.

Estudios de análisis tridimensionales de diversas configuraciones de losa sugieren que se puede obtener un valor razonable de la rigidez a torsión

ESPECIFICACIÓN

de la losa con la viga y el momento de inercia de la losa sin la viga.

COMENTARIO

suponiendo una distribución de momento a lo largo del elemento sometido a torsión que varía linealmente desde un máximo al centro de la columna, hasta cero a la mitad del panel. La distribución supuesta del momento unitario de torsión a lo largo de la línea de eje de columna se muestra en la figura R8.11.5.

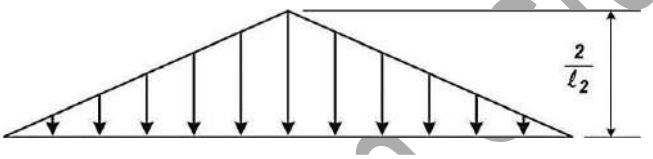


Figura R8.11.5 – Distribución del momento torsional unitario a lo largo del eje de columna AA mostrado en la figura R8.11.4

Una expresión aproximada para la rigidez del elemento torsional, basada en los resultados de análisis tridimensionales de varias configuraciones de losas (Corley et al. 1961; Jirsa et al. 1963; Corley and Jirsa 1970) es:

$$K_t = \sum \frac{9\,E_{cs}\,C}{l_2\left(1-\frac{c_2}{l_2}\right)^3}$$

8.11.6 Momentos mayorados

8.11.6.1 En apoyos interiores, la sección crítica para el momento negativo M_u tanto en la franja de columna como en las franjas centrales se debe tomar en el borde de los apoyos rectilíneos, pero a no más de **0,175** l_1 del centro de la columna.

8.11.6.2 En apoyos exteriores, desprovistos de cartelas o capiteles, la sección crítica para el momento negativo M_u en el vano perpendicular a un borde debe tomarse en la cara del elemento de apoyo.

8.11.6.3 En los apoyos exteriores provistos de cartelas o capiteles, la sección crítica para el momento negativo M_u en el vano perpendicular a un borde, debe considerarse situada a una distancia del borde del elemento de apoyo no mayor de la mitad de la proyección de la cartela o capitel más allá de la cara del elemento de apoyo.

8.11.6.4 Los apoyos circulares o en forma de polígono regular deben tratarse como apoyos cuadrados que tengan la misma área, con el objeto de localizar la sección crítica para el momento negativo de diseño.

R8.11.6 Momentos mayorados

R8.11.6.1 a R8.11.6.4 —Estos artículos de la Norma ajustan los momentos negativos mayorados a la cara de los apoyos. La corrección se modifica en un apoyo exterior con el fin de que no se presenten reducciones indebidas en el momento negativo exterior. La figura R8.10.1.3 ilustra varios apoyos rectangulares equivalentes para ser utilizados al definir las caras de los apoyos en el diseño con apoyos no rectangulares.

Documento de estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
8.11.6.5 Cuando se analicen sistemas de losas que cumplan con las limitaciones de 8.10.2 por medio del método del pórtico equivalente, se puede reducir los momentos calculados resultantes en una proporción tal que la suma absoluta de los momentos positivos y el promedio de los momentos negativos utilizados para el diseño no excedan del valor obtenido con la ecuación (8.10.3.2).	**R8.11.6.5** Este artículo se basa en el principio de que, si se prescriben dos métodos diferentes para obtener una respuesta en particular, la Norma no debe requerir un valor mayor que el menor valor aceptable. Debido a la gran experiencia satisfactoria en diseños con momentos estáticos mayorados que no exceden los obtenidos por medio de la ecuación (8.10.3.2) se considera que estos valores son satisfactorios para diseño, cuando se cumplen las limitaciones aplicables.
8.11.6.6 Se permite distribuir los momentos en las secciones críticas de las franjas de columna, vigas y franjas centrales de acuerdo con lo establecido por el método de diseño directo presentado en 8.10 siempre y cuando se cumpla con la ecuación (8.10.2.7a).	

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN | **COMENTARIO**

CAPÍTULO 9 — VIGAS

9.1 ALCANCE

R9.1 ALCANCE

9.1.1 Aplicación

R9.1.1 Aplicación

Este Capítulo debe aplicarse al diseño de vigas no pretensadas y pretensadas, incluyendo:

a) Vigas de elementos compuestos de hormigón construidos en etapas diferentes, pero interconectados de manera que respondan a las cargas como una sola unidad

b) Sistemas de viguetas en una dirección de acuerdo con 9.8

c) Vigas de gran altura de acuerdo con 9.9.

Las vigas estructurales compuestas de hormigón y acero no están cubiertas por este capítulo. Los requisitos de diseño para esas vigas compuestas se encuentran en AISC 360.

9.2 GENERALIDADES

R9.2 GENERALIDADES

9.2.1 Materiales

R9.2.1 Materiales

9.2.1.1 Las propiedades de diseño para el hormigón deben cumplir con los requisitos del Capítulo 19.

(Sin comentarios)

9.2.1.2 Las propiedades de diseño para el acero de armadura deben cumplir con los requisitos del Capítulo 20.

9.2.1.3 El material, diseño y detallado de insertos embebidos en el hormigón deben cumplir con 20.7.

9.2.2 Conexión a otros elementos

R9.2.2 Conexión a otros miembros

9.2.2.1 Para el hormigón construido en obra, los nudos viga-columna y losa-columna deben cumplir con los requisitos del Capítulo 15.

(Sin comentarios)

9.2.2.2 Para hormigón prefabricado, las conexiones deben cumplir con los requisitos de transferencia de fuerza de 16.2.

9.2.3 Estabilidad

R9.2.3 Estabilidad

9.2.3.1 Cuando una viga no se encuentra arriostrada lateralmente de manera continua, se deben cumplir con a) y b):

a) la separación entre los apoyos laterales no debe exceder 50 veces el menor ancho del ala o cara de compresión.

b) la separación entre los apoyos laterales debe tener en cuenta los efectos de cargas excéntricas.

R9.2.3.1 Ensayos (Hansell and Winter 1959; Sant and Bletzacker 1961) han demostrado que las vigas de hormigón armado sin arriostramientos laterales, aun cuando sean muy altas y delgadas, no fallan prematuramente por pandeo lateral, siempre y cuando las vigas se carguen sin excentricidad lateral que cause torsión.

Las vigas sin arriostramientos laterales con frecuencia se cargan excéntricamente o con una ligera inclinación. Las tensiones y las deformaciones producidas por estas cargas son perjudiciales en vigas delgadas y altas con distancia apreciable

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
	entre apoyos laterales. Pueden necesitarse apoyos laterales con espaciamientos menores de **50** ***b*** debido a estas condiciones de carga.
9.2.3.2 En vigas pretensadas, debe considerarse la posibilidad de pandeo de almas y alas delgadas. Si hay contacto intermitente entre la armadura pretensada y un ducto de mayor tamaño del necesario, debe considerarse la posibilidad de que ocurra pandeo del miembro entre puntos de contacto.	**R9.2.3.2** En elementos pos-tesados donde el acero de pretensado está intermitentemente en contacto con un ducto de mayor tamaño del necesario, el elemento puede deflectarse lateralmente debido a las fuerzas axiales del pretensado, ya que el elemento puede deflectarse lateralmente mientras que la armadura pretensada no lo hace. Si el acero de pretensado está en contacto continuo con el miembro que se está siendo pretensado, o si es parte de un cable no adherido en el cual el tamaño de la envoltura no es mucho mayor que la armadura pretensada, no es posible que la fuerza de pretensado haga fallar el miembro por pandeo.
9.2.4 Sistema de vigas T	**R9.2.4 Sistema de vigas T**
9.2.4.1 En la construcción de vigas T, el ala y el alma de hormigón deben construirse monolíticamente o deben estar efectivamente unidas entre sí de acuerdo con 16.4.	**R9.2.4.1** Para sistemas monolíticos o totalmente compuestos, las vigas incluyen porciones de losa actuando como alas.
9.2.4.2 El ancho efectivo del ala debe cumplir con 6.3.2.	
9.2.4.3 En las alas de vigas T donde la armadura principal a flexión de la losa es paralela al eje longitudinal de la viga, la armadura de las alas perpendicular al eje longitudinal de la viga debe cumplir con 7.5.2.3.	**R9.2.4.3** Véase R7.5.2.3.
9.2.4.4 Para el diseño a torsión de acuerdo con 22.7, el ancho sobresaliente del ala utilizado para calcular $\boldsymbol{A_{cp}}$, $\boldsymbol{A_g}$ y $\boldsymbol{p_{cp}}$ deben cumplir con a) y b): *a)* El ancho sobresaliente del ala debe incluir la parte de la losa que está situada a cada lado de la viga hasta una distancia igual a la proyección de la viga por encima y por debajo de la losa, la que sea mayor, pero no debe ser mayor que cuatro veces el espesor de la losa. *b)* El ancho sobresaliente del ala puede despreciarse cuando el parámetro $\boldsymbol{A_{cp}^2/p_{cp}}$ para las secciones macizas o $\boldsymbol{A_g^2/p_{cp}}$ para las secciones huecas, calculado para una viga con alas, es menor al calculado para la misma para la misma viga ignorando las alas.	**R9.2.4.4** La Figura R9.2.4.4 muestra dos ejemplos de la porción de losa que debe ser considerada en el diseño a torsión.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN **COMENTARIO**

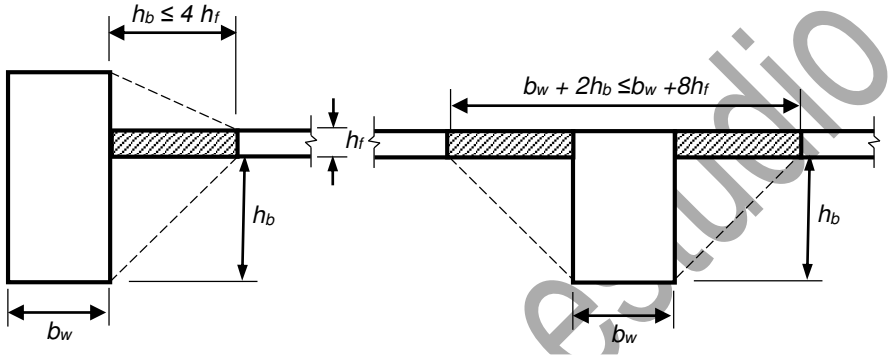


Figura R9.2.4.4 *— Ejemplos de la porción de losa que debe incluirse en el diseño para torsión.*

9.3 LÍMITES DE DISEÑO

R9.3 — LÍMITES DE DISEÑO

9.3.1 Altura mínima de la viga

R9.3.1 Altura mínima de la viga

9.3.1.1 Para las vigas no pretensadas que no soporten ni estén ligadas a particiones u otro tipo de elementos susceptibles de dañarse debido a deflexiones grandes, la altura total de la viga, ***h*** , no debe ser menor que los límites dados en la Tabla 9.3.1.1, a menos que se cumplan los límites de las deflexiones calculadas en 9.3.2.

R9.3.1.1 Para la aplicación de estos requisitos a vigas de hormigón compuestas, véase R9.3.2.2.

Tabla 9.3.1.1 — Altura mínima de vigas no pretensadas

Condición de apoyo	*h* mínimo (1)
Simplemente apoyadas	ℓ/16
Un extremo continuo	ℓ/18,5
Ambos extremos continuos	ℓ/21
En voladizo	ℓ/8

(1) Relaciones aplicables para hormigón de peso normal y f_y = 420 MPa.
Para otros casos, el *h* mínimo debe modificarse de acuerdo con 9.3.1.1.1 a 9.3.1.1.3, según corresponda.

9.3.1.1.1. Para f_y distinto de 420 MPa, los valores de la Tabla 9.3.1.1 deben multiplicarse por

$$(\mathbf{0,4 + f_y/700})$$

R9.3.1.1.1 La modificación para $\boldsymbol{f_y}$ es aproximada, no obstante, debe conducir a resultados conservadores para las cuantías típicas de armadura para valores de f_y entre 280 y 550 MPa.

9.3.1.1.2. Para vigas no pretensadas construidas con hormigón liviano con densidad $\boldsymbol{w_c}$dentro del intervalo entre 1440 y 1840 kg/m^3, los valores de la Tabla 9.3.1.1 deben multiplicarse por el mayor entre a) y b):

a) 1,65 – 0,0003w_c
b) 1,09

R9.3.1.1.2 La modificación para el hormigón liviano se basa en los resultados y discusiones de ACI 213R. No se dan correcciones para hormigón con $\boldsymbol{w_c}$ mayor de 1840 kg/m^3 debido a que el factor de corrección es cercano a la unidad en este intervalo.

9.3.1.1.3. Para vigas compuestas no pretensadas construidas con una combinación de hormigón liviano y hormigón de peso normal, apuntaladas durante su construcción y donde el hormigón liviano se

Documento de estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO

encuentra en compresión, se debe aplicar el modificador de 9.3.1.1.2.

9.3.1.2 Se puede incluir el espesor del acabado de piso de hormigón en la altura ***h*** siempre y cuando se construya monolíticamente con la viga o cuando el acabado del piso se diseñe como compuesto con la viga, de acuerdo con 16.4.

9.3.2 Límites de las deflexiones calculadas

R9.3.2 Límites de las deflexiones calculadas

(Sin comentarios)

9.3.2.1 Para las vigas no pretensadas que no cumplen con 9.3.1 y para vigas pretensadas, las deflexiones inmediatas y a largo plazo se deben calcular de acuerdo con 24.2 y no deben exceder los límites de 24.2.2.

9.3.2.2 Para vigas de hormigón compuestas no pretensadas que cumplen con 9.3.1, no se necesita calcular las deflexiones que ocurren después de que el elemento se vuelve compuesto. Las deflexiones que ocurren antes que el elemento se vuelva compuesto deben investigarse, excepto si la altura del elemento antes de la acción compuesta también cumple con 9.3.1.

R9.3.2.2. Los límites de la Tabla 9.3.1.1 se aplican a toda la altura de las vigas compuestas no pretensadas apuntaladas durante la construcción cuando, después de retirar los apoyos temporales la carga muerta es resistida por toda la sección compuesta. En construcción no apuntalada, la altura de la viga bajo estudio depende de si la deflexión se considera antes o después de lograr una acción compuesta efectiva.

Se deben considerar las deflexiones adicionales debidas a flujo plástico y retracción excesivos debido a que se carguen prematuramente. Esto es especialmente importante a edades tempranas cuando el contenido de humedad es alto y la resistencia es baja.

La transferencia del cortante horizontal por adherencia directa es importante cuando se deben evitar las deflexiones excesivas por deslizamiento. Las llaves de cortante son un medio para transferir el cortante, pero no actúan hasta que el deslizamiento ocurre.

9.3.3 Límite de la deformación unitaria de la armadura en vigas no pretensadas

R9.3.3 *Límite de la deformación unitaria de la armadura en vigas no pretensadas*

9.3.3.1 Para vigas no pretensadas, con:

$$P_u \leq 0{,}10 f'_c A_g$$

entonces $\varepsilon_t \geq 0{,}004$

R9.3.3.1 El efecto de esta limitación es restringir la cuantía de armadura en vigas no pretensadas para mitigar el comportamiento frágil a flexión en caso de ocurrir una sobrecarga. Esta limitación no aplica a vigas pretensadas.

9.3.4 Límites de las tensiones en vigas pretensadas

R9.3.4 Límites de las tensiones en vigas pretensadas

9.3.4.1 Las vigas pretensadas se deben clasificar como Clase U, T o C de acuerdo con 24.5.2.

(Sin comentarios)

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO

9.3.4.2 Las tensiones en las vigas pretensadas inmediatamente después de transferencia y bajo cargas de servicio no deben exceder las tensiones admisibles de 24.5.3 y 24.5.4.

9.4 RESISTENCIA REQUERIDA

R9.4 RESISTENCIA REQUERIDA

9.4.1 Generalidades

R9.4.1 Generalidades

9.4.1.1 La resistencia requerida se debe calcular de acuerdo con las combinaciones de mayoración de carga del Capítulo 5.

(Sin comentarios)

9.4.1.2 La resistencia requerida se debe calcular de acuerdo con los procedimientos de análisis del Capítulo 6.

9.4.1.3 Para vigas pretensadas, los efectos de las reacciones inducidas por el pretensado deben tenerse en cuenta de acuerdo con 5.3.11.

9.4.2 Momento mayorado

R9.4.2 Momento mayorado

9.4.2.1 En vigas construidas integralmente con sus apoyos, se puede calcular M_u en los apoyos, en la cara de ellos.

(Sin comentarios)

9.4.3 Cortante mayorado

R9.4.3 Cortante mayorado

9.4.3.1 En vigas construidas integralmente con sus apoyos, V_u puede calcularse en la cara del apoyo.

(Sin comentarios)

9.4.3.2 Las secciones ubicadas entre la cara de apoyo y una sección crítica localizada a d de la cara del apoyo en vigas no pretensadas y a $h/2$ de la cara del apoyo en vigas pretensadas, se pueden diseñar para el V_u en la sección crítica si se cumplen todas las condiciones de a) hasta c):

a) La reacción del apoyo en dirección del cortante aplicado introduce compresión en la zona extrema de la viga.

b) Las cargas se aplican sobre, o cerca, de la cara superior de la viga.

c) No se aplica ninguna carga concentrada entre la cara del apoyo y la sección crítica.

R9.4.3.2 La fisura inclinada más cercana al apoyo de la viga en la Figura R9.4.3.2a) se extiende hacia arriba desde la cara del apoyo y alcanza la zona de compresión a una distancia de aproximadamente d medida desde la cara del apoyo. Si las cargas se aplican en la parte superior de la viga, los estribos que atraviesan esta fisura solo deben resistir la fuerza cortante debida a las cargas que actúan más allá de d (cuerpo libre a la derecha en la Figura R9.4.3.2a)). Las cargas aplicadas a la viga entre la cara del apoyo y el punto a una distancia d medida desde la cara se transfieren directamente al apoyo por compresión en el alma en la zona localizada por encima de la fisura. Consecuentemente, La Norma permite que se diseñe para la fuerza máxima de cortante V_u a una distancia d del apoyo para elementos no pretensados, y a una distancia $h/2$ para elementos pretensados.

En la Figura R9.4.3.2b) se muestran cargas que actúan cerca de la cara inferior de la viga. En este caso, la sección crítica está en la cara del apoyo. Las cargas que actúan cerca del apoyo deben transferirse a través de la fisura inclinada que se

Documento en estudio

extiende hacia arriba desde la cara del apoyo. La fuerza cortante que actúa en la sección crítica debe incluir todas las cargas aplicadas por debajo de la fisura inclinada potencial.

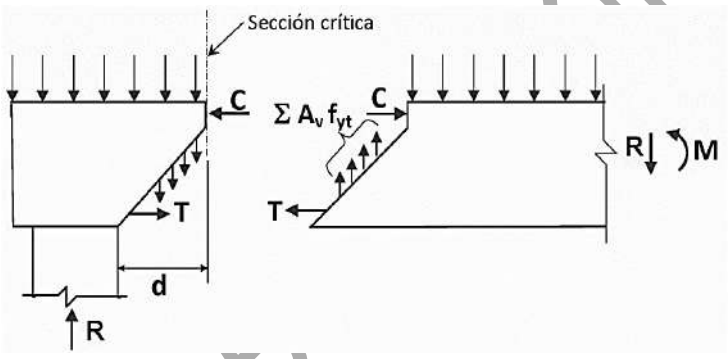


Figura R9.4.3.2a) *— Diagramas de cuerpo libre en el extremo de la viga.*

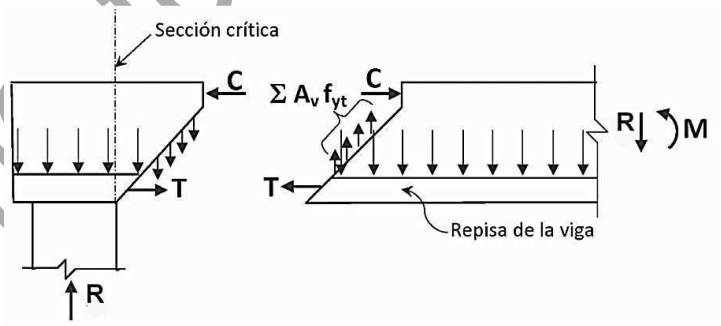


Figura R9.4.3.2b) *— Ubicación de la sección crítica de cortante en un elemento cargado cerca de su cara inferior.*

Las condiciones típicas de apoyo donde se puede utilizar la fuerza cortante a una distancia ***d*** del apoyo incluyen:

a) Vigas sostenidas por apoyo en la base de la viga, tales como la que se muestra en la Figura R9.4.3.2(c).

b) Vigas unidas monolíticamente a columnas, como se muestra en la Figura R9.4.3.2d).

Las condiciones típicas de apoyo donde la sección crítica se localiza en la cara de apoyo incluyen:

a) Vigas unidas a un miembro de apoyo en tracción, tales como se ilustra en la Figura R9.4.3.2e) También debe investigarse el cortante dentro de la conexión y colocarse armadura especial en las esquinas.

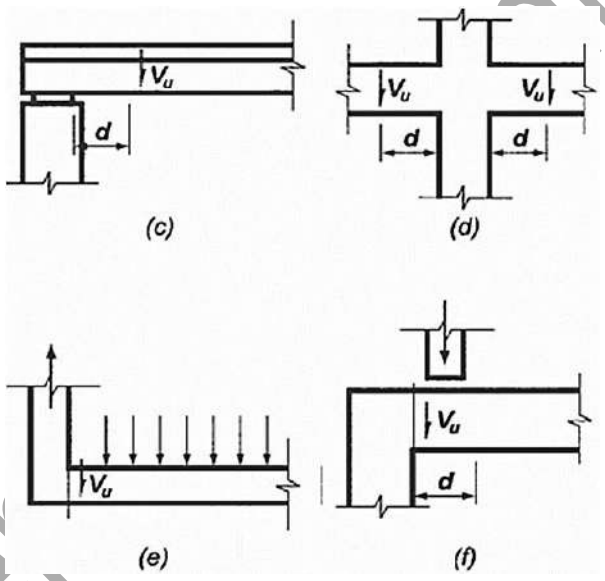
b) Vigas en las cuales las cargas no están aplicadas sobre o cerca de la cara superior del miembro como se discutió previamente e ilustró en la Figura R9.4.3.2b)

c) Vigas cargadas de tal manera que el cortante en las secciones entre el apoyo y una distancia ***d*** difieren radicalmente del cortante a una distancia ***d***. Esto se presenta comúnmente en

Documento de

ESPECIFICACIÓN | **COMENTARIO**

ménsulas y en vigas en las cuales hay una carga concentrada cerca del apoyo, tal como se muestra en la Figura R9.4.3.2f).



FiguraR9.4.3.2 (c), (d), (e)y (f)*— Condiciones típicasdel apoyo para localizarlafuerza cortantemayorada* V_u

9.4.4 Torsión mayorada

9.4.4.1 A menos que se determine por medio de un análisis más exacto, se permite tomar las cargas torsionales provenientes de una losa como uniformemente distribuidas a lo largo de la viga.

9.4.4.2 En vigas construidas monolíticamente con sus apoyos, se permite calcular T_u en la cara de apoyo.

9.4.4.3 Las secciones ubicadas entre la cara de apoyo y una sección crítica ubicada a d de la cara del apoyo en vigas no pretensadas, y a $h/2$ de la cara del apoyo en vigas pretensadas, se pueden diseñar para T_u en esa sección crítica a menos que ocurra un torque concentrado dentro de esa distancia. En tal caso, la sección crítica de diseño debe ser la cara del apoyo.

9.4.4.4 Se permite reducir T_u de acuerdo con 22.7.3.

R9.4.4 Torsión mayorada

(Sin comentarios)

R9.4.4.3 Es frecuente el caso de vigas que se unen a un lado de vigas maestras cerca del apoyo de éstas. En este caso, una fuerza de corte y un torque concentrados son aplicados a la viga maestra.

9.5 RESISTENCIA DE DISEÑO

9.5.1 Generalidades

9.5.1.1 Para cada combinación de mayoración de carga aplicable, la resistencia de diseño en todas las secciones debe cumplir con $\phi S_n \geq U$ incluyendo desde a) hasta d). Debe tenerse en cuenta la interacción entre los efectos de las cargas.

R9.5 RESISTENCIA DE DISEÑO

R9.5.1 Generalidades

R9.5.1.1 Las condiciones de diseño de 9.5.1.1(a) hasta (d) indican las fuerzas y momentos típicos que deben considerarse. No obstante, el requisito general $\phi S_n \geq U$ indica que todas las fuerzas y momentos que sean relevantes para una estructura dada deben tenerse en cuenta.

Documento

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO

a) $\phi P_n \geq P_u$

b) $\phi M_n \geq M_u$

c) $\phi V_n \geq V_u$

d) $\phi T_n \geq T_u$

9.5.1.2 El valor de ϕ debe ser el dado en 21.2.

9.5.2 Momento

R9.5.2 Momento

9.5.2.1 Cuando $P_u < 0{,}10 f'_c A_g$ se debe calcular ϕM_n de acuerdo con 22.3.

(Sin comentarios)

9.5.2.2 Cuando $P_u \geq 0{,}10 f'_c A_g$ se debe calcular ϕM_n de acuerdo con 22.4.

R9.5.2.2 En las vigas que resistan fuerzas axiales significativas se requiere considerar los efectos combinados de fuerzas axiales y momentos. No es necesario que estas vigas cumplan con los requisitos del Capítulo 10, pero deben cumplir con los requisitos adicionales para estribos y espirales definidos en la Tabla 22.4.2.1. Para vigas esbeltas con cargas axiales significativas, se deben considerar los efectos de la esbeltez, como se requiere para las columnas en 6.2.6.

9.5.2.3 En las vigas pretensadas, los cables externos se deben considerar como cables no adheridos para efectos de calcular la resistencia a flexión, a menos que los cables externos estén efectivamente adheridos a la sección de hormigón en toda su longitud.

9.5.3 Cortante

R9.5.3 Cortante

9.5.3.1 V_n debe calcularse de acuerdo con 22.5.

(Sin comentarios)

9.5.3.2 En vigas de hormigón compuestas, la resistencia a cortante horizontal V_n debe calcularse de acuerdo con 16.4.

9.5.4 Torsión

R9.5.4 Torsión

9.5.4.1 Si $T_u < \phi T_{th}$, donde T_{th} está dado en 22.7, se pueden despreciar los efectos de la torsión. En este caso no es necesario cumplir con los requisitos para armadura mínima de 9.7.5 y 9.7.6.3.

(Sin comentarios)

9.5.4.2 T_n debe calcularse de acuerdo con 22.7.

9.5.4.3 La armadura longitudinal y transversal requerida por torsión debe agregarse a la necesaria para V_u, M_u y P_u que actúan en combinación con la torsión.

R9.5.4.3 Los requisitos de armadura para torsión y armadura cortante se suman y se deben colocar estribos, como mínimo en la cantidad total requerida. Dado que el área de armadura A_v para cortante se define en términos de todas las ramas de un estribo dado, mientras que el área de armadura, A_v para torsión se define en términos de una sola rama, la suma del área de armadura transversal se realiza de la siguiente manera:

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
	$Total\left(\frac{A_{v+t}}{s}\right) = \frac{A_v}{s} + 2\frac{A_t}{s}$ (R9.5.4.3) Si un grupo de estribos tiene más de dos ramas para cortante, sólo las ramas adyacentes a los costados de la viga se incluyen en la suma, dado que las ramas interiores no son efectivas para torsión. La armadura longitudinal requerida para torsión se suma en cada sección a la armadura requerida para la flexión que actúa simultáneamente con la torsión. La armadura longitudinal se escoge entonces para esta suma, pero no debe ser menor que la cantidad requerida para el momento flector máximo en esa sección si éste excede el momento que actúa simultáneamente con la torsión. Si el momento flector máximo se produce en una sección, por ejemplo, en el centro de la luz, mientras que la torsión máxima se produce en otra, tal como el apoyo, el acero longitudinal total requerido puede ser menor que el obtenido sumando el máximo acero por flexión más el máximo acero para torsión. En tal caso, el acero longitudinal requerido se evalúa en varias localizaciones.
9.5.4.4 En vigas pretensadas, el área total de la armadura longitudinal, A_s y A_{ps}, en cada sección, debe ser la requerida para resistir el momento M_u en dicha sección más una fuerza concéntrica longitudinal adicional de tracción igual a $A_l f_y$ calculada con base en el valor de T_u en esa sección.	**R9.5.4.4** La torsión produce una fuerza axial de tracción en la armadura longitudinal equilibrada por la fuerza en las bielas diagonales a compresión del hormigón. En vigas no pretensadas, la fuerza de tracción debe ser resistida por la armadura longitudinal que tiene una resistencia axial a tracción de $A_l f_y$. Esta armadura es adicional a la armadura por flexión requerida y se distribuye uniformemente dentro y alrededor del perímetro de la armadura transversal cerrada de manera que la resultante $A_l f_y$ actúe a lo largo del eje del elemento. En una viga pretensada, se puede seguir el mismo procedimiento (colocar barras adicionales de armadura con una resistencia $A_l f_y$), o utilizando la sobre resistencia aportada por el acero de pretensado para resistir parte de la fuerza axial $A_l f_y$. La tensión en el acero pretensado para el estado de resistencia nominal está en el intervalo entre f_{se} y f_{ps}. Una parte de la fuerza $A_l f_y$ puede ser resistida por la fuerza $A_{ps}\,\Delta f_{pt}$ en el acero de pretensado, donde Δf_{pt} es la diferencia entre la tensión que puede ser desarrollado en el torón en la sección bajo consideración y la tensión requerida para resistir el momento de flexión en esa sección, M_u . La tensión requerida para resistir el momento de flexión puede calcularse como

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
	$M_u/(\phi\, 0{,}9\, d_p\, A_{ps})$. Para torones pretensados, la tensión que puede ser desarrollada cerca del extremo libre del torón puede ser calculado usando el procedimiento ilustrado en la Figura R25.4.8.3.
9.5.4.5 Se permite reducir el área de armadura longitudinal para torsión en la zona de compresión en una cantidad igual a $M_u/(\phi\ 0{,}9\, d\, f_y)$, cuando M_u ocurre en esa sección simultáneamente con T_u, pero el área de armadura longitudinal no debe ser menor que el mínimo requerido por 9.6.4.	**R9.5.4.5** La tracción longitudinal debida a torsión se compensa en parte por la compresión en la zona de compresión por flexión, permitiendo una reducción en el acero longitudinal para torsión requerido en la zona de compresión.
9.5.4.6 Para secciones sólidas, con una relación de aspecto, $h/b_t \geq 3$, se puede utilizar otro procedimiento de diseño alternativo, siempre y cuando su bondad se haya demostrado por análisis y concordancia con resultados de ensayos de alcance apropiado. No hay necesidad de cumplir los requisitos de armadura mínima de 9.6.4 pero sí se deben cumplir los requisitos de detallado de 9.7.5 y 9.7.6.3.	**R9.5.4.6** Un ejemplo de una alternativa de diseño que cumple con 9.5.4.6 se encuentra en Zia and Hsu (2004), que ha sido extensa y exitosamente usada en el diseño de vigas dintel prefabricadas pretensadas con $h/b_t \geq 3$ y estribos cerrados. La séptima edición del *PCI DesignHandbook*(PCI MNL-120) describe el procedimiento de Zia and Hsu (2004). Este procedimiento fue verificado experimentalmente por medio de los ensayos descritos en Klein (1986).
9.5.4.7 Para las secciones sólidas prefabricadas con una relación de aspecto, $h/b_t \geq 4{,}5$, se puede utilizar otro procedimiento de diseño alternativo y armadura abierta en el alma, siempre y cuando la bondad del procedimiento y armadura se hayan demostrado por análisis y concordancia con resultados de ensayos experimentales de alcance apropiado. No hay necesidad de cumplir los requisitos de armadura mínima de 9.6.4 ni los requisitos de detallado de 9.7.5 y 9.7.6.3.	**R9.5.4.7** El programa experimental descrito por Lucier et al. (2011a) demuestra que armadura del alma abierta apropiadamente detallada es una alternativa efectiva y segura en lugar de los estribos cerrados tradicionalmente utilizados en vigas dintel con $h/b_t \geq 4{,}5$. Lucier et al. (2011a) presentan un procedimiento de diseño que cumple con los requisitos de la presente sección para vigas dintel esbeltas y describen los límites bajo las cuales el procedimiento es aplicable.
9.6 LÍMITES DE LAS ARMADURAS	**R9.6 — LÍMITES DE LAS ARMADURAS**
9.6.1 Armadura mínima para flexión en vigas no pretensadas	**R9.6.1 Armadura mínima para flexión en vigas no pretensadas**
9.6.1.1 Se debe colocar un área mínima de armadura para flexión $A_{s,min}$ en toda sección donde el análisis requiera armadura a tracción.	**R9.6.1.1** Este requisito tiene la intención de que la resistencia a flexión exceda la resistencia de fisuración con un margen apropiado. El objetivo es producir una viga que sea capaz de sostener carga después del comienzo de la fisuración por flexión, con fisuración y deflexiones visibles, de modo que adviertan de una posible sobrecarga. Las vigas con menor cuantía de armadura pueden sufrir fallas repentinas al comienzo de la fisuración por flexión. En la práctica, este requisito controla solamente el diseño de la armadura para aquellas vigas que, por razones arquitectónicas u otras, tienen sección transversal mayor a la requerida por las consideraciones de resistencia. Cuando la cuantía de

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN

COMENTARIO

armadura en tracción es pequeña, el momento resistente calculado como sección de hormigón armado, usando un análisis de sección fisurada, resulta menor que el correspondiente al de una sección de hormigón simple, calculada a partir de su módulo de rotura. La falla en este caso puede ocurrir con la primera fisuración y ser repentina y sin advertencia. Para evitar dicha falla, se requiere una cantidad mínima de armadura de tracción, tanto en las regiones de momento positivo como negativo.

9.6.1.2 $A_{s,min}$ debe cumplir que:

$$A_{s,min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4f_y} b_w d$$

Excepto en lo dispuesto en 9.6.1.3.

Para una viga estáticamente determinada con el ala en tracción, el valor de b_w debe tomarse como el menor entre b_f y $2\,b_w$.

R9.6.1.2 Cuando el ala de una sección está en tracción, la cantidad de armadura a tracción necesaria para lograr que la resistencia de la sección de hormigón armado sea igual a la de una sección no armada, es alrededor del doble de la correspondiente en una sección rectangular o de la correspondiente en una sección con alas, con el ala en compresión. Una mayor cantidad de armadura de tracción mínima es necesaria particularmente en voladizos y otros elementos estáticamente determinados donde no exista la posibilidad de redistribuir los momentos.

9.6.1.3 Si la A_s colocada en todas las secciones es como mínimo mayor en un tercio que la A_s requerida por el análisis, no es necesario cumplir con los requisitos de 9.6.1.1 y 9.6.1.2.

9.6.2 Armadura mínima para flexión en vigas pretensadas

R9.6.2 Armadura mínima para flexión en vigas pretensadas

9.6.2.1 En vigas con armadura pretensada adherida, la cantidad total de A_s y A_{ps} debe ser la adecuada para resistir una carga mayorada por lo menos 1,2 veces la carga de fisuración, calculada con el f_r definido en 19.2.3.

R9.6.2.1 Por razones similares, se requiere una cantidad mínima de armadura para flexión como en vigas no pretensadas, tal como se discute en R9.6.1.1.

La falla abrupta a flexión que se produce inmediatamente después de la fisuración no ocurre cuando el acero de pretensado no está adherido (ACI 423R); por lo tanto, este requisito no se aplica a los elementos con cables no adheridos.

9.6.2.2 En vigas con resistencia de diseño tanto a flexión como a cortante de al menos el doble de la resistencia requerida, se permite omitir el cumplimiento de 9.6.2.1.

9.6.2.3 En vigas con cables no adheridos, el área mínima de armadura longitudinal corrugada adherida $A_{s,min}$ debe ser:

$$A_{s,min} = 0{,}004\,A_{ct} \qquad (9.6.2.3)$$

R9.6.2.3 La Norma requiere una armadura corrugada adherida mínima en vigas pretensadas con cables no adheridos para garantizar un comportamiento a flexión al nivel de resistencia última de la viga a diferencia de un comportamiento como arco

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN

donde A_{ct} es el área de la porción de la sección transversal localizada entre la cara de tracción en flexión y el baricentro de la sección bruta.

9.6.3 Armadura mínima a cortante

9.6.3.1 Debe colocarse un área mínima de armadura para cortante, $A_{v,min}$, en todas las secciones donde $V_u > 0{,}5\ \phi\ V_c$ excepto en los casos dados en la Tabla 9.6.3.1. Para estos casos se debe proporcionar al menos, $A_{v,min}$, cuando $V_u > \phi\ V_c$

Tabla 9.6.3.1 — Casos donde no se requiere $A_{v,min}$ si $0{,}5\phi\ V_c < V_u \leq \phi\ V_c$

Tipo de viga	Condiciones
De poca altura	$h \leq 250$ mm
Integrales con la losa	$h \leq$ que el mayor de 2,5 t_f ó 0,5b_w y $h \leq 600$ mm
Construidas con hormigón de peso normal armado con fibras de acero, de acuerdo con 26.4.1.5.1a),26.4.2.2d) y 26.12.5.1 a) y con $f'_c \leq 40$ MPa	$h \leq 600$ mm y $V_u \leq \phi \frac{\sqrt{f'_c}}{6} b_w d$
Viguetas en una dirección	De acuerdo con 9.8

COMENTARIO

atirantado, y para limitar el ancho y separación de las fisuras al nivel de cargas de servicio cuando las tensiones de tracción en el hormigón exceden el módulo de ruptura. La colocación de una armadura adherida mínima ayuda a garantizar un comportamiento apropiado en todas las etapas de carga. La cantidad mínima de armadura adherida se basa en investigaciones donde se comparó el comportamiento de vigas pos-tesadas con armadura adherida y no adherida (Mattock et al. 1971). El área de armadura adherida mínima requerida por la ecuación (9.6.2.3) es independiente del f_y de la armadura.

R9.6.3 Armadura mínima a cortante

R9.6.3.1 La armadura a cortante restringe el crecimiento de fisuras inclinadas y, por consiguiente, aumenta la ductilidad de la viga y advierte sobre peligro de falla. Por el contrario, en un alma sin armadura, la formación de la fisuración inclinado puede conducir directamente a una falla sin advertencia.

Esta armadura es muy importante si un elemento es sometido a una fuerza de tracción imprevista o a una sobrecarga. Por lo tanto, se requiere un área mínima de armadura a cortante no menor que la especificada por la Tabla 9.6.3.3 siempre que $V_u > 0{,}5\ \phi\ V_c$ o $V_u > \phi\ V_c$ para los casos señalados en la Tabla 9.6.3.1.

Investigaciones (Angelakos et al. 2001, Lubell et al. 2004, Brown et al. 2006, Becker and Buettner 1985, Anderson 1978) han demostrado que vigas de gran altura con poca armadura, en especial las construidas con hormigón de alta resistencia o con hormigón con agregado grueso de tamaño pequeño, pueden fallar a cortante menor del V_c calculado por medio de 22.5.5. Vigas sometidas a cargas concentradas son más susceptibles de exhibir esta vulnerabilidad. Por esta razón, la exclusión para cierto tipo de vigas en la Tabla 9.6.3.1 está restringida para casos en que $h \leq 600$ mm. Para vigas con $f'_c > 48$ MPa, se deben considerar el uso de armadura mínima a cortante cuando $h >$ 450 mm y $V_u > 0{,}5\ \phi\ V_c$.

La excepción para vigas construidas usando hormigón armado con fibras de acero intenta dar una alternativa de diseño para la armadura a cortante, como se define en 22.5.10.5, para vigas con armadura longitudinal a flexión en las cuales $V_u \leq \phi 0{,}17\sqrt{f'_c}\ b_w\ d$. El Capítulo 26 da información y re-

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN **COMENTARIO**

quisitos de diseño que deben incluirse en los documentos de construcción cuando el hormigón armado con fibras es utilizado para este propósito. Vigas de hormigón armado con fibras de acero con ganchos o plegadas en las cantidades requeridas en 26.4.2.2 d), han sido demostradas a través de ensayos de laboratorio tener una resistencia a cortante mayor que $0,29\sqrt{f'_c}b_w d$(Parra-Montesinos 2006).

No existen datos para el uso de fibras de acero como armadura a cortante en elementos de hormigón expuestos a cloruros provenientes de sales descongelantes, sal, agua salada, agua de mar o salpicaduras de esas fuentes. Por lo tanto, cuando se usen fibras de acero como armadura a cortante en ambientes corrosivos, debe considerarse protección contra la corrosión.

Las viguetas están excluidas de los requisitos mínimos para la armadura a cortante cuando $0,5\phi V_c < V_u \leq V_c$ porque existe la posibilidad de que la carga sea compartida entre las zonas débiles y fuertes.

Aun cuando $V_u < 0,5\ \phi V_c$, es recomendable el empleo de alguna armadura del alma en toda alma delgada de elementos pos-tesados tales como viguetas, losas reticulares, vigas y vigas T, como armadura contra fuerzas de tracción en el alma, resultantes de desviaciones locales en el perfil de diseño del cable y como soporte para mantener los cables dentro del perfil de diseño durante la construcción. Cuando no se proporcionan suficientes soportes, pueden resultar desviaciones locales respecto al perfil uniforme parabólico del cable supuesto en el diseño durante la colocación del hormigón. En estos casos, las desviaciones de los cables tienden a enderezarse cuando se tensionan. Este proceso puede imponer grandes tensiones de tracción en el alma y puede desarrollarse fisuración severa cuando no se proporciona armadura en el alma. Las curvaturas no intencionales de los cables, y las tensiones de tracción resultantes en el alma, pueden minimizarse amarrando firmemente los cables a los estribos que estén rígidamente sostenidos en su sitio por otros elementos de la armadura. El espaciamiento máximo de los estribos utilizados para este fin no debe exceder de **1,5 *h*** ó *1,2* m, lo que sea menor. Cuando apliquen, los requisitos de la armadura para cortante de 9.6.3 y 9.7.6.2.2 requirieren espaciamientos menores de los estribos.

Para cargas repetitivas en vigas, la posibilidad de que formen fisuras inclinadas debidas a la tracción

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN | **COMENTARIO**

diagonal bajo tensiones mucho menores que bajo cargas estáticas debe tenerse en cuenta en el diseño. En estos casos, es prudente utilizar por lo menos la armadura mínima para cortante dado por 9.6.3.3, aún en el caso en que los ensayos y cálculos basados en cargas estáticas muestren que no se requiere armadura para cortante.

9.6.3.2 Se permite ignorar 9.6.3.1 si se demuestra por medio de ensayos que M_n y V_n requeridos pueden desarrollarse. Dichos ensayos deben simular efectos de asentamientos diferenciales, flujo plástico, retracción, y variación de temperatura, con base en una evaluación realista de la ocurrencia de dichos efectos en condiciones de servicio.

R9.6.3.2 Cuando se ensaya una viga para demostrar que sus resistencias a cortante y flexión son adecuadas, se conocen las verdaderas dimensiones de la viga y las resistencias de los materiales. Por lo tanto, las resistencias de ensayo se consideran las resistencias nominales M_n y V_n.

Considerando estas resistencias como nominales se asegura que, si las resistencias reales de los materiales son menores que las especificadas, o que, si las dimensiones del elemento son erradas, de manera que conduzcan a una reducción de resistencia, se mantiene un margen satisfactorio de seguridad debido al factor de reducción de resistencia, ϕ.

9.6.3.3 Cuando se requiera armadura para cortante y 9.5.4.1 permita que los efectos de torsión sean despreciados, $A_{v,min}$ debe cumplir con la Tabla 9.6.3.3.

Tabla 9.6.3.3 — $A_{v,min}$ requerido

Tipo de viga	$A_{v,min}/s$		
No pretensadas y pretensadas con $A_{ps}f_{se} < 0{,}40\left(A_{ps}f_{pu} + A_s f_y\right)$	El mayor de:	$\frac{\sqrt{f'_c}}{16}\frac{b_w}{f_{yt}}$	a)
		$0{,}35\frac{b_w}{f_{yt}}$	b)
pretensadas con $A_{ps}f_{se} \geq 0{,}40\left(A_{ps}f_{pu} + A_s f_y\right)$	El menor de:	El Mayor de: $\frac{\sqrt{f'_c}}{16}\frac{b_w}{f_{yt}}$	c)
		El Mayor de: $0{,}35\frac{b_w}{f_{yt}}$	d)
		$\frac{A_{ps}f_{pu}}{80 f_{yt} d}\sqrt{\frac{d}{b_w}}$	e)

9.6.4 Armadura mínima para torsión

9.6.4.1 Debe colocarse un área mínima de armadura para torsión en todas las secciones donde $T_u > \phi T_{th}$ de acuerdo con 22.7.

R9.6.4 Armadura mínima para torsión

(Sin comentarios)

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO

9.6.4.2 Cuando se requiere armadura a torsión, la armadura transversal mínima $(A_v + 2A_t)_{min}/s$ debe ser el mayor de a) y b).

a) $$\frac{A_v + 2A_t}{s} \geq \frac{\sqrt{f'_c}}{16} \frac{b_w s}{f_{yt}}$$

b) $$\frac{A_v + 2A_t}{s} \geq 0{,}35 \frac{b_w s}{f_{yt}}$$

R9.6.4.2 Deben notarse las diferencias en la definición de A_v y A_t. A_v es el área de dos ramas de un estribo cerrado mientras que A_t es el área de una sola rama de un estribo cerrado. Cuando un grupo de estribos tiene más de dos ramas, sólo se consideran las ramas adyacentes a los lados de la viga, como se discute en R9.5.4.3.

Ensayos (Roller and Russell 1990) de vigas de hormigón de alta resistencia indican la necesidad de incrementar el área mínima de armadura para cortante con el fin de evitar fallas a cortante cuando se presenta fisuración inclinada. Aunque existe un número limitado de ensayos de vigas con hormigón de alta resistencia sometidas a torsión, la ecuación para el área mínima de estribos cerrados transversales se ha hecho congruente con los cálculos requeridos para la armadura mínima para cortante.

9.6.4.3 Cuando se requiere armadura a torsión, la armadura longitudinal mínima $A_{l,min}$ debe ser el menor entre a) y b).

a) $$A_{l,min} \leq \frac{0{,}415\sqrt{f'_c}\,A_{cp}}{f_y} - \frac{A_t}{s} p_h \frac{f_{yt}}{f_y}$$

b) $$A_{l,min} \leq \frac{0{,}415\sqrt{f'_c}\,A_{cp}}{f_y} - \frac{0{,}175 b_w}{s} p_h \frac{f_{yt}}{f_y}$$

R9.6.4.3 En vigas sometidas a cortante y torsión combinados, el momento de fisuración torsional decrece con el cortante aplicado, lo que lleva a una reducción en la armadura a torsión requerida para prevenir una falla frágil inmediatamente después de la fisuración. Vigas de hormigón armado ensayadas a torsión pura con armadura para torsión menor de uno por ciento en volumen de fallaron cuando se presentó la primera fisuración torsional (MacGregor and Ghoneim 1995).

La ecuación 9.6.4.3(a) se basa en una relación 2:1 entre la tensión a torsión y la tensión a cortante, lo cual conduce a una relación volumétrica de aproximadamente 0.5 por ciento (Hsu 1968). Ensayos de vigas de hormigón pretensado demostraron que se requiere una cantidad similar de armadura longitudinal.

9.7 DETALLADO DE LAS ARMADURAS

R9.7 DETALLADO DE LAS ARMADURAS

9.7.1 Generalidades

R9.7.1 Generalidades

9.7.1.1 El recubrimiento de hormigón de la armadura debe cumplir con 20.6.1.

(Sin comentarios)

9.7.1.2 Las longitudes de anclaje de la armadura corrugada y pretensada deben calcularse de acuerdo con 25.4.

9.7.1.3 Los empalmes de la armadura corrugada deben cumplir con 25.5.

9.7.1.4 Los paquetes de barras deben cumplir con 25.6.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO

9.7.2 Espaciamiento de la armadura

R9.7.2 Espaciamiento de la armadura

9.7.2.1 El espaciamiento mínimo ***s*** debe cumplir con 25.2.

(Sin comentarios)

9.7.2.2 En vigas no pretensadas y en vigas pretensadas Clase C, el espaciamiento de la armadura longitudinal adherida más cercana a la cara en tracción no debe ser mayor a ***s*** requerido en 24.3.

9.7.2.3 En vigas no pretensadas y en vigas pretensadas Clase C, con ***h*** ≥ **600 mm,** debe colocarse armadura superficial longitudinal uniformemente distribuida en ambas caras laterales de la viga dentro de una distancia ***h*/2** medida desde la cara en tracción. El espaciamiento de la armadura superficial no debe ser mayor a ***s*** indicado en 24.3.2, donde c_c es el recubrimiento libre medido desde la superficie de la armadura superficial a la cara lateral. Se puede incluir la armadura superficial en el cálculo de la resistencia únicamente si se hace un análisis de compatibilidad de deformaciones.

R9.7.2.3 En vigas relativamente altas debe colocarse alguna armadura longitudinal cerca de las caras verticales en la zona de tracción con el fin de controlar la fisuración en el alma (Frantz and Breen 1980, Frosch 2002) como se aprecia en la Figura R9.7.2.3. Si no se coloca este acero auxiliar, el ancho de las fisuras en el alma puede exceder el ancho de las fisuras al nivel de la armadura de tracción por flexión.

No se especifica el diámetro de la armadura superficial; investigaciones han indicado que el espaciamiento, más que el tamaño de las barras, es de primordial importancia (Frosch 2002). Típicamente se colocan barras desde d_b 6 hasta d_b 16, o armadura electrosoldada de alambre con un área mínima de 200 mm^2 /m de altura.

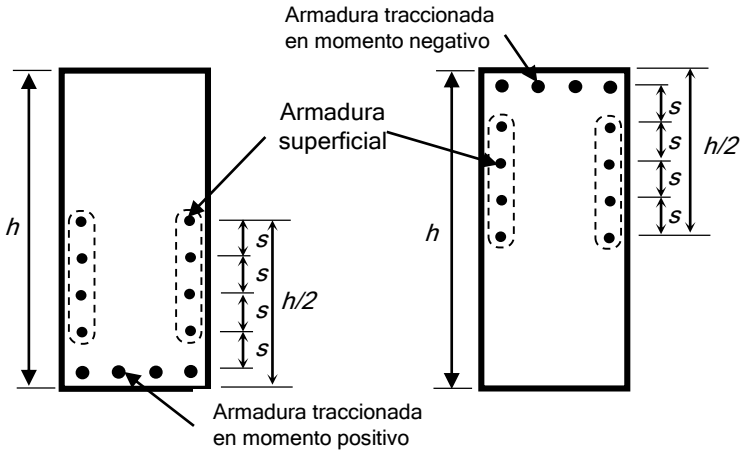


Figura R9.7.2.3 — Armadura superficial para vigas y viguetas con h > 600 mm.

9.7.3 Armadura a flexión en vigas no pretensadas

R9.7.3 Armadura a flexión en vigas no pretensadas

9.7.3.1 La fuerza a tracción o compresión calculada en la armadura en cada sección de la viga debe ser desarrollada hacia cada lado de dicha sección.

(Sin comentarios)

9.7.3.2 Las secciones críticas para el anclaje de la armadura son los puntos donde se presentan tensiones máximas y los puntos dentro del vano donde la

R9.7.3.2 En las Normas anteriores a la presente, una de las secciones críticas, se definían como donde termina o se dobla la armadura adyacente.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
armadura a tracción doblada o terminada ya no es necesario para resistir flexión.	En la Norma presente, esta sección crítica se redefinió como “donde la armadura a tracción doblada o terminada ya no es necesario para resistir flexión”. En la Figura R9.7.3.2, las secciones críticas para una viga continua típica se indican con una “c” en los puntos de tensión máximo o una “x” donde la armadura a tracción doblada o terminada ya no es necesario para resistir flexión. Para carga uniforme, la armadura positiva que se extiende dentro del apoyo es probable que esté controlado por los requisitos de 9.7.3.8.1 ó 9.7.3.8.3 y no por consideraciones de longitud de anclaje medida a partir del punto de momento máximo o del punto de terminación de las barras.

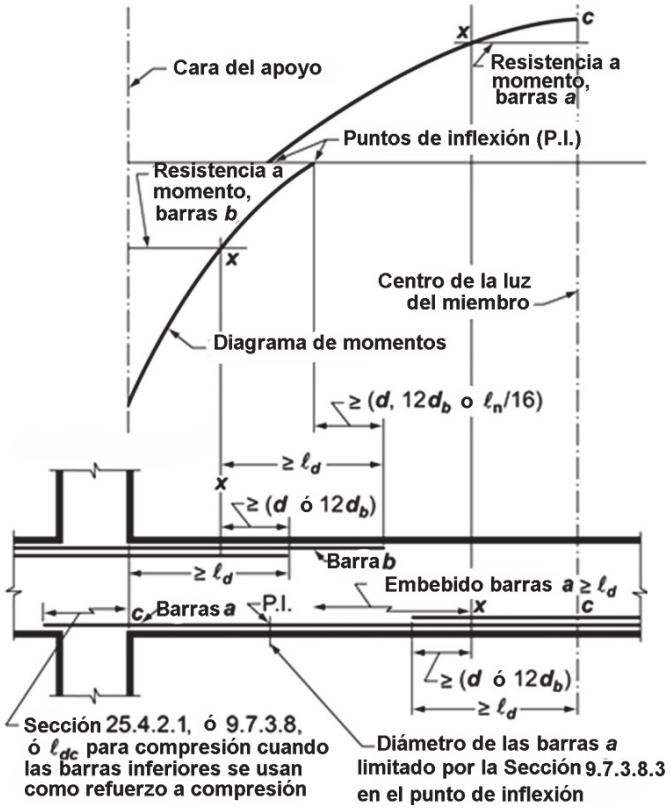


Figura R9.7.3.2 — Longitud de anclaje de la armadura por flexión en una viga continua típica.

9.7.3.3 La armadura se debe extender más allá del punto en el que ya no es necesario para resistir flexión, en una distancia igual al mayor entre ***d*** y **12*d*$_b$**, excepto en los apoyos de vigas simplemente apoyadas y en el extremo libre de voladizos.

R9.7.3.3 Los diagramas de momento que generalmente se utilizan en diseño son aproximados; pueden producirse algunas desviaciones en la ubicación de los momentos máximos debido a cambios en las cargas, asentamientos de los apoyos, cargas laterales u otras causas. Una fisura de tracción diagonal en un elemento a flexión sin estribos puede cambiar la ubicación de la tensión de tracción calculado, aproximadamente una distancia ***d*** , hacia un punto de momento igual a cero.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN | **COMENTARIO**

Cuando se colocan estribos, este efecto es menos severo, aunque en cierta medida sigue estando presente.

Para tener en cuenta las variaciones en la localización de los momentos máximos, La Norma requiere la extensión de la armadura por una distancia d ó $12d_b$ más allá del punto donde se calcula que ya no se requiere para resistir la flexión, excepto en los casos mencionados. En la Figura R9.7.3.2 se ilustran los puntos de terminación de las barras para cumplir con este requisito. Cuando se usan barras de diferentes diámetros, la prolongación debe hacerse de acuerdo con el diámetro de la barra que se esté terminando.

9.7.3.4 La armadura continua en tracción por flexión debe tener una longitud embebida no menor que l_d más allá del punto en donde la armadura doblada o terminada ya no se requiere para resistir la flexión.

R9.7.3.4 Donde se terminan barras adyacentes en zonas en tracción se presentan picos en las tensiones en las barras restantes. En la Figura R9.7.3.2 se usa la letra "x" para indicar los puntos donde la armadura a tracción terminada ya no es necesaria para resistir flexión. Si las barras fueran terminadas en esta ubicación (la ubicación requerida de la terminación está más allá de este punto, según 9.7.3.3), estas tensiones máximas en las barras continuas alcanzarían f_y en el punto "*x*", lo cual requiere una prolongación l_d completa como se indica.

9.7.3.5 La armadura en tracción por flexión no debe terminarse en una zona de tracción, a menos que se cumpla a), b) o c).

a) $V_u \leq (2/3)\phi V_n$ en el punto de terminación;

b) Para barras $d_b \leq 32$ mm, cuando la armadura que continúa proporciona el doble del área requerida por flexión en el punto de terminación y $V_u \leq (3/4)\phi V_n$;

c) Se proporciona un área de estribos o estribos cerrados de confinamiento que excede lo requerido para cortante y torsión a lo largo de cada barra o alambre que termina por una distancia medida a partir del punto de terminación de la armadura igual a **3/4** d . El área de estribos en exceso no debe ser menor que $0.41 b_w s/f_{yt}$. El espaciamiento s no debe exceder $d/(8\beta_b)$.

R9.7.3.5 Se han reportado evidencias de reducción de la resistencia a cortante y de pérdida de ductilidad cuando se terminan las barras en una zona en tracción, como se muestra en la Figura R9.7.3.2. Como resultado, La Norma no permite que la armadura por flexión termine en zonas de tracción, a menos que se cumplan ciertas condiciones adicionales. En zonas de tracción, las fisuras por flexión tienden a abrirse a niveles bajos de carga donde se termina cualquier armadura. Si la tensión en la armadura que continúa y la resistencia al cortante se aproximan ambos a sus valores límites, las fisuras de tracción diagonal tienden a desarrollarse prematuramente a partir de fisuras de flexión. Es poco probable que las fisuras diagonales se formen en donde la tensión a cortante es bajo (véase 9.7.3.5(a)) o donde la tensión de la armadura a flexión es bajo (9.7.3.5b)). Las fisuras diagonales se pueden restringir disminuyendo la separación de los estribos (9.7.3.5(c)). Estos requisitos no se aplican a empalmes a tracción, los cuales están cubiertos por 25.5.

9.7.3.6 Se debe proporcionar un anclaje adecuado para la armadura en tracción en donde la tensión en

Documento en estudio

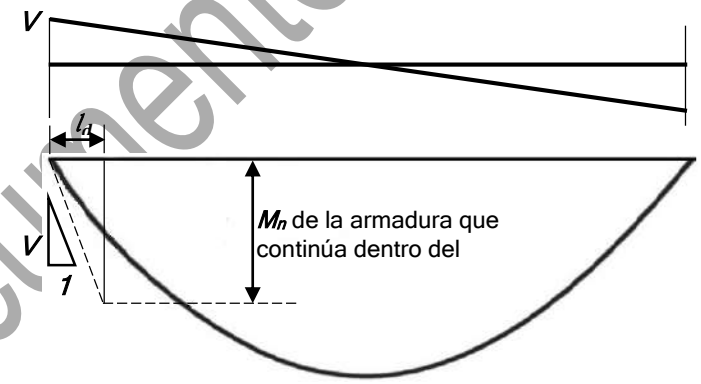
ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
la armadura no es directamente proporcional al momento, como ocurre en vigas inclinadas, escalonadas o de sección variable, o en elementos en los cuales la armadura de tracción no es paralela a la cara de compresión.	
9.7.3.7 Se permite anclar la armadura a tracción doblándola dentro del alma para anclarla o hacerla continua con la armadura de la cara opuesta de la viga.	**R9.7.3.7** Una barra doblada hacia la cara opuesta de la viga para hacerla continua debe ser considerada como efectiva para cumplir con 9.7.3.3 en el punto donde la barra cruza la media altura del elemento
9.7.3.8 Terminación de la armadura	**R9.7.3.8 Terminación de la armadura**
9.7.3.8.1. En los apoyos simples, por lo menos un tercio de la armadura máxima para momento positivo se debe prolongar a lo largo de la cara inferior de la viga dentro del apoyo por lo menos 150 mm, excepto en vigas prefabricadas, en las cuales esta armadura debe extenderse al menos hasta el centro de la longitud del apoyo.	**R9.7.3.8.1** Se requiere que la armadura para momento positivo se prolongue dentro del apoyo, con el fin de tener en cuenta cambios en los momentos debido a variaciones en la carga, asentamiento de los apoyos y cargas laterales. Esto también aumenta la integridad estructural. Para vigas prefabricadas, se deben considerar las tolerancias y el recubrimiento de la armadura para evitar apoyarlas sobre hormigón simple donde la armadura se ha descontinuado.
9.7.3.8.2. En otros apoyos, por lo menos un cuarto de la armadura máxima para momento positivo se debe prolongar a lo largo de la cara inferior de la viga por lo menos 150 mm dentro del apoyo, y si la viga hace parte del sistema principal de resistencia ante cargas laterales, debe anclarse para desarrollar f_y en la cara del apoyo.	**R9.7.3.8.2** Para vigas que sean parte del sistema de resistencia ante cargas laterales, se requiere el anclaje de la armadura para momento positivo para dar ductilidad en el caso de una reversión de momentos.
9.7.3.8.3. En los apoyos simples y en los puntos de inflexión, d_b para la armadura en tracción que resiste momento positivo debe limitarse de manera que l_d para esa armadura cumpla con a) o b). Cuando la armadura termina más allá del centro del apoyo con un gancho estándar o en un anclaje mecánico equivalente al menos a un gancho estándar, no es necesario cumplir con a) o b). *a)* $l_d \leq 1{,}3 M_n / V_u + l_a$ cuando los extremos de la armadura estén confinados por una reacción de compresión. ***b)*** $l_d \leq M_n / V_u + l_a$ cuando los extremos de la armadura no estén confinados por una reacción de compresión. M_n se calcula suponiendo que toda la armadura de la sección está sometido a f_y y V_u se calcula en la sección. En el apoyo, l_a es la longitud embebida más allá del centro del apoyo. En el punto de inflexión, l_a es la longitud embebida más allá del punto de inflexión y está limitada al mayor valor entre d y $12\, d_b$.	**R9.7.3.8.3** El diámetro de la armadura de momento positivo se debe limitar para asegurar que las barras se desarrollen en una distancia lo suficientemente corta de modo que la capacidad del momento positivo sea mayor que el momento aplicado en toda la longitud de la viga. Como se aprecia en la Figura R9.7.3.8.3a), la pendiente del diagrama del momento es V_u mientras que la pendiente de desarrollo del momento es M_n / l_d , donde M_n es la resistencia nominal a flexión de la sección transversal. Al dimensionar la armadura de modo que la pendiente de capacidad M_n / l_d iguale o exceda la pendiente de demanda, V_u, se proporciona el anclaje adecuado. Por lo tanto, M_n / V_u, representa la longitud de anclaje disponible. En condiciones de apoyo favorables, se permite un 30 % de aumento para M_n / V_u cuando los extremos de la armadura estén confinados por una reacción de compresión.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN **COMENTARIO**

La aplicación de este requisito se encuentra ilustrada en la Figura R9.7.3.8.3b) para apoyos simples y en la FiguraR9.7.3.8.3c) para los puntos de inflexión. Por ejemplo, en el apoyo simple de una viga, el diámetro de la barra que se coloque será satisfactorio si l_d , calculado de acuerdo con 25.4.2, no excede $1{,}3M_n/V_u + l_a$.

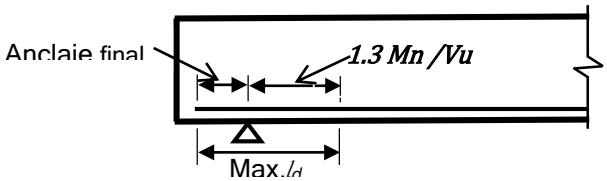
El valor de l_a, que debe usarse en los puntos de inflexión está limitado por la altura efectiva del elemento d , o a $12\,d_b$, el que sea mayor. La limitación l_a se incluye porque no existen datos de ensayos que demuestren que una longitud larga de anclaje en el extremo sea completamente efectiva para anclar una barra donde hay una distancia corta entre un punto de inflexión y un punto de tensión máximo.



Pendiente de capacidad $\left(\frac{M_n}{l_d}\right)$ ≥ Pendiente demanda (V_u)

$l_d \leq \frac{M_n}{V}$

a) Diagrama de M_u positivo

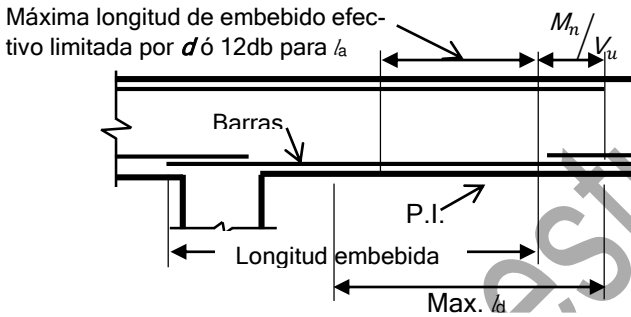


Nota: El factor 1,3 solo es aplicable si la reacción confina los extremos de las armaduras.

b) l_d máximo en un apoyo simple

Documento en Estudio

ESPECIFICACIÓN **COMENTARIO**



c) l_d máximo para barras "a" en el punto de inflexión.

Figura R9.7.3.8.3 — Criterio para determinar el diámetro máximo de la barra de acuerdo con 9.7.3.8.3

9.7.3.8.4. Por lo menos un tercio de la armadura para resistir momento negativo en el apoyo debe tener una longitud embebida más allá del punto de inflexión de al menos el mayor de d, d_b y $l_n/16$.

9.7.4 Armaduras a flexión en vigas pretensadas

9.7.4.1 Los cables externos deben conectarse al elemento de hormigón de manera tal que se mantenga la excentricidad especificada entre los cables y el baricentro del hormigón para todo el rango de deflexiones previstas del elemento.

R9.7.4 Armaduras a flexión en vigas pretensadas

R9.7.4.1 Los cables externos son a menudo acoplados al elemento de hormigón en varios puntos entre los anclajes, tales como a media luz, o a los cuartos o los tercios de ésta, para lograr efectos de balanceo de cargas, alineamiento de cables o para solucionar problemas de vibración de los cables. Debe prestarse atención a los efectos causados por el cambio en el trazado del cable en relación con el baricentro del hormigón a medida que el elemento se deforma bajo los efectos del pos-tesado y de las cargas aplicadas.

9.7.4.2 Cuando se coloca armadura no pretensada para cumplir con requisitos de resistencia a flexión, se deben cumplir los requisitos de 9.7.3.

R9.7.4.2 La armadura no pretensada debe estar convenientemente anclada para que desarrolle las fuerzas de las cargas mayoradas. Los requisitos de 9.7.3 garantizan que la armadura adherida que se requiere para la resistencia a flexión bajo cargas mayoradas esté anclada de manera adecuada para desarrollar las fuerzas de tracción o de compresión.

9.7.4.3 Terminación de la armadura pretensada

9.7.4.3.1. Las zonas de anclajes pos-tesados se deben diseñar y detallar según 25.9.

9.7.4.3.2. Los anclajes y conectores de pos-tesado se deben diseñar y detallar de acuerdo con 25.8.

9.7.4.4 Terminación de la armadura corrugada en vigas con cables no adheridos

R9.7.4.4 Terminación de la armadura corrugada en vigas con cables no adheridos

Documento de estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
9.7.4.4.1. La longitud de la armadura corrugada requerida en 9.6.2.3 debe cumplir con a) y b). *a)* En regiones de momento positivo, la longitud de la armadura debe ser al menos $l_n/3$ y estar centrada en esa zona. *b)* En regiones de momento negativo, la armadura debe prolongarse al menos $l_n/6$ a cada lado de la cara de apoyo.	**R9.7.4.4.1** Se aplican las longitudes mínimas para la armadura adherida requeridas en 9.6.2.3. Investigaciones (Odello and Mehta 1967) sobre vanos continuos demuestran que estas longitudes mínimas proporcionan un comportamiento adecuado bajo cargas de servicio y cargas mayoradas.
9.7.5 Armadura longitudinal a torsión	**R9.7.5 Armadura longitudinal a torsión**
9.7.5.1 Cuando se requiera armadura por torsión, la armadura longitudinal para torsión debe estar distribuida a lo largo del perímetro de estribos cerrados que cumplan con 25.7.1.6, o estribos cerrados con un espaciamiento máximo de 300 mm. La armadura longitudinal debe estar dentro de los estribos o estribos cerrados de confinamiento y debe colocarse al menos una barra longitudinal o cable en cada esquina.	**R9.7.5.1** La armadura longitudinal es necesaria para resistir la suma de las fuerzas de tracción longitudinales debidas a la torsión. Dado que la fuerza actúa a lo largo del eje baricéntrico de la sección, el baricentro de la armadura longitudinal adicional para torsión debe coincidir aproximadamente con el baricentro de la sección. La Norma logra esto al requerir que la armadura longitudinal para torsión sea distribuida alrededor del perímetro de los estribos cerrados. Se requieren barras longitudinales o cables en cada esquina del estribo para proporcionar anclaje a las ramas del estribo. Se ha encontrado que las barras en las esquinas son muy efectivas para desarrollar la resistencia torsional y controlar las fisuras.
9.7.5.2 Las barras longitudinales para torsión deben tener un diámetro de al menos 1/24 veces el espaciamiento de la armadura transversal, pero no menos de 10 mm. Las barras longitudinales para torsión deben tener un diámetro de al menos: $d_s \leq \begin{cases} s/24 \\ 10 \text{ mm} \end{cases}$	
9.7.5.3 La armadura longitudinal para torsión debe extenderse en una distancia de al menos $(b_t + d)$ más allá del punto en que se requiera por análisis.	**R9.7.5.3** La distancia $(b_t + d)$, más allá del punto requerido teóricamente para la armadura torsional, es mayor que la usada para la armadura de cortante y flexión debido a que las fisuras por tracción diagonal debidas a la torsión se desarrollan en un patrón helicoidal. La misma distancia se requiere en 9.7.6.3.2 para la armadura transversal para torsión.
9.7.5.4 La armadura longitudinal para torsión se debe anclar en la cara del apoyo de ambos extremos de la viga.	**R9.7.5.4** La armadura longitudinal de torsión requerida en el apoyo debe anclarse adecuadamente dentro de él. Se debe disponer suficiente longitud de embebido por fuera de la cara interna del apoyo para desarrollar la fuerza de tracción de las barras o cables. Para barras, esto puede requerir el uso de ganchos o barras en forma de U traslapadas con la armadura horizontal de torsión.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN | **COMENTARIO**

9.7.6 Armadura transversal

R9.7.6 Armadura transversal

9.7.6.1 Generalidades

R9.7.6.1 Generalidades

9.7.6.1.1. La armadura transversal debe colocarse de acuerdo con este artículo. Debe cumplirse con el requisito más restrictivo.

(Sin comentarios)

9.7.6.1.2. Los detalles para la armadura transversal deben cumplir con 25.7.

9.7.6.2 Cortante

9.7.6.2.1. Cuando se requiera, la armadura para cortante debe consistir en estribos, estribos cerrados de confinamiento o barras longitudinales dobladas.

9.7.6.2.2. El espaciamiento máximo de la armadura de cortante debe cumplir la Tabla 9.7.6.2.2.

Tabla 9.7.6.2.2 — Espaciamiento para la armadura de cortante

V_s	***s* máximo, mm**		
		Viga no pretensada	Viga pretensada
$\leq \frac{\sqrt{f'_c}\,b_w d}{3}$	El menor de:	$d/2$	$3h/4$
		600 mm	
$> \frac{\sqrt{f'_c}\,b_w d}{3}$	El menor de:	$d/4$	$3h/8$
		300 mm	

9.7.6.2.3. Tanto los estribos inclinados como la armadura longitudinal doblada para actuar como armadura de cortante deben estar espaciados de manera tal que cada línea a 45º que se extienda ***d*/2** hacia la reacción desde la mitad de la altura del elemento, hasta la armadura longitudinal de tracción, debe estar cruzada por lo menos por una línea de armadura de cortante.

9.7.6.2.4. Las barras longitudinales dobladas para trabajar como armadura de cortante, si se extienden dentro de una zona de tracción, deben ser continuas con la armadura longitudinal, y si se extienden dentro de una zona de compresión, deben anclarse ***d*/2** más allá de la mitad de la altura del elemento.

9.7.6.3 Torsión

R9.7.6.3 Torsión

9.7.6.3.1. Cuando se requiera, la armadura transversal para torsión debe consistir en estribos cerrados que cumplan con 25.7.1.6, o estribos cerrados de confinamiento.

(Sin comentarios)

R9.7.6.3.1 Se requieren estribos cerrados debido a que la fisuración inclinada causada por torsión puede producirse en todas las caras del miembro.

En el caso de secciones sometidas primordialmente a torsión, el recubrimiento de hormigón sobre los estribos se descascara con torques altos

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN

COMENTARIO

(Mitchell and Collins 1976). Esto vuelve a los estribos empalmados por traslapo inefectivos, conduciendo a una falla prematura por torsión (Behera and Rajagopalan 1969). Por lo tanto, no deben usarse estribos cerrados hechos con un par de estribos en U empalmados por traslapo entre sí.

9.7.6.3.2. La armadura transversal para torsión debe disponerse por una distancia de al menos $(b_t + d)$ más allá del punto en que se requiera por análisis.

R9.7.6.3.2 La distancia $(b_t + d)$, más allá del punto requerido para la armadura torsional, es mayor que la usada para la armadura de cortante y flexión debido a que las fisuras por tracción diagonal debidas a la torsión se desarrollan en un patrón helicoidal. En 9.7.5.3 se requiere la misma distancia para la armadura longitudinal de torsión.

9.7.6.3.3. El espaciamiento de la armadura transversal para torsión no debe exceder el menor valor entre $p_h / 8$ y 300 mm.

R9.7.6.3.3 El espaciamiento de los estribos transversales para torsión se limita para asegurar el desarrollo de la resistencia torsional última de la viga, prevenir la excesiva pérdida de rigidez torsional después de la fisuración, y controlar los anchos de fisura. Para una sección transversal cuadrada la limitación $p_h / 8$ requiere estribos a una distancia aproximada de $d / 2$, lo cual es congruente con 9.7.6.2.

9.7.6.3.4. En secciones huecas, la distancia desde el eje de la armadura transversal para torsión hasta la cara interior de la pared de la sección hueca debe ser al menos de $0{,}5\, A_{0h} / p_h$.

R9.7.6.3.4 La armadura transversal a torsión en una sección hueca debe estar localizada en la mitad exterior del espesor de la pared efectiva para torsión y el espesor de la pared puede tomarse como A_{0h}/p_h.

9.7.6.4 Soporte lateral de la armadura para compresión

R9.7.6.4 Soporte lateral de la armadura para compresión

9.7.6.4.1. Debe colocarse armadura transversal a lo largo de toda la distancia donde se requiera armadura longitudinal a compresión. Se debe proporcionar soporte lateral a la armadura longitudinal a compresión mediante el uso de estribos cerrados o estribos cerrados de confinamiento de acuerdo con 9.7.6.4.2 hasta 9.7.6.4.4.

R9.7.6.4.1 La armadura a compresión en vigas debe estar circunscrita por armadura transversal para inhibir su pandeo.

9.7.6.4.2. El diámetro de la armadura transversal debe ser al menos:

$$d_{be} \le \begin{cases} d_b / 4 \\ 6 \text{ mm} \end{cases}$$

Se permite el uso de alambre o armadura electrosoldada de alambre con un área equivalente.

9.7.6.4.3. El espaciamiento de la armadura transversal no debe exceder al menor de:

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN | **COMENTARIO**

$$s \leq \begin{cases} \mathbf{12\ d_b} \\ \mathbf{36\ d_{be}} \\ \text{La menor dimensión de la viga} \end{cases}$$

9.7.6.4.4. La armadura longitudinal a compresión debe disponerse de tal forma que cada barra longitudinal de esquina y barra alterna tenga soporte lateral proporcionado por la esquina de un estribo con un ángulo interior no mayor de 135 º, y ninguna barra longitudinal debe estar separada a más de 150 mm libres a cada lado de esa barra soportada lateralmente, medidos a lo largo de la armadura transversal.

9.7.7 Armadura de integridad estructural de vigas construidas en sitio

R9.7.7 Armadura de integridad estructural de vigas construidas en sitio

La experiencia ha demostrado que la integridad total de una estructura puede mejorarse substancialmente haciendo cambios menores en los detalles de la armadura y conexiones. La intención de este artículo de la Norma es mejorar la redundancia y la ductilidad en las estructuras que en el caso de presentarse daño a un elemento de apoyo importante o de un evento de carga anormal, el daño resultante no se extienda y la estructura tenga una mayor probabilidad de mantener su estabilidad general.

Cuando se daña un apoyo y la armadura superior continua sobre el apoyo, no disponga de estribos que lo confinen, éste tiende a desprenderse del hormigón y no proporciona la acción de catenaria necesaria para generar un efecto de puente sobre el apoyo dañado. La acción de catenaria puede lograrse haciendo que parte de la armadura inferior sea continua.

Si la altura de una viga continua cambia en el apoyo, la armadura inferior en el elemento más alto debe terminar con un gancho estándar y la armadura inferior del elemento más bajo debe extenderse y desarrollarse completamente en el elemento más alto.

9.7.7.1 En las vigas localizadas a lo largo del perímetro de la estructura, se debe cumplir con a) hasta c) para efectos de la armadura de integridad estructural:

a) Al menos un cuarto de la armadura de tracción para momento positivo debe ser continua.

b) Al menos un sexto de la armadura de tracción requerida para momento negativo en el apoyo, pero no menos de dos barras, debe ser continua.

R9.7.7.1 El requerir armadura continua arriba y abajo en la sección de las vigas del perímetro o de las vigas dintel, provee un amarre continuo alrededor de la estructura. No es la intención requerir un amarre a tracción con armadura continua del mismo diámetro alrededor de toda la estructura, sino más bien requerir que la mitad de la armadura superior que cumple el requisito de extenderse más allá del punto de inflexión, de acuerdo con

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN

c) La armadura longitudinal de integridad debe estar encerrada por estribos cerrados que cumplan con 25.7.1.6, o estribos cerrados de confinamiento a lo largo de la luz libre de la viga.

COMENTARIO

9.7.3.8.4, se extienda aún más y además se empalme en, o cerca al centro de la luz como lo requiere 9.7.7.5. De igual manera, la armadura en la parte inferior de la sección que según 9.7.3.8.2 debe extenderse dentro del apoyo y debe continuarse o empalmarse con la armadura del vano adyacente.

La Figura R9.7.7.1 muestra un ejemplo de un estribo de dos piezas que cumple con los requisitos de las secciones 9.7.7.1(c) y 9.7.7.2 b). El gancho superior de 90 º está localizado del lado de la losa donde está mejor confinado. Los pares de estribos en forma de U traslapados uno sobre el otro, como se define en 25.7.1.7, no están permitidos en vigas perimetrales o en vigas dintel.

En caso de producirse daño al recubrimiento lateral de hormigón, la armadura longitudinal superior puede tender a desgarrarse hacia afuera del hormigón y no estaría adecuadamente restringido debido al empalme por traslapo del estribo, ahora expuesto. Por lo tanto, la armadura longitudinal superior no proporciona la acción de catenaria necesaria para servir de puente sobre una región dañada. Además, los estribos en U traslapados no son efectivos para torsiones altas como se discute en R9.7.6.3.1.

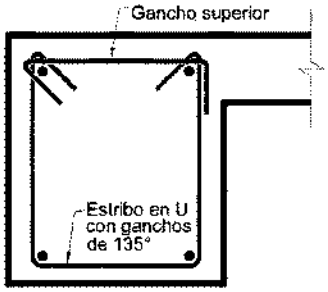


Figura R9.7.7.1 — Ejemplo de estribo de dos piezas que cumple con los requisitos de 9.7.7.1c) y 9.7.7.2b).

9.7.7.2 En vigas distintas a las del perímetro, la armadura para la integridad estructural debe cumplir con a) o b):

a) Al menos un cuarto de la armadura máxima para momento positivo, pero no menos de dos barras o torones, deben ser continuos.

b) La armadura longitudinal debe estar rodeada por estribos cerrados, que cumplan con 25.7.1.6, o estribos cerrados de confinamiento, a lo largo del vano libre de la viga.

R9.7.7.2 En apoyos discontinuos, la armadura longitudinal se ancla según 9.7.7.4.

En R9.7.7.1 se muestra un ejemplo de un estribo de dos piezas que cumple con los requisitos de 9.7.7.2 b).

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN | **COMENTARIO**

9.7.7.3 La armadura longitudinal de integridad estructural debe pasar a través de la región circunscrita por la armadura longitudinal de la columna.

9.7.7.4 La armadura longitudinal para integridad estructural en los apoyos no continuos debe anclarse para desarrollar f_y en la cara del apoyo.

9.7.7.5 Cuando se requieran empalmes de la armadura longitudinal de integridad estructural, la armadura debe empalmarse de acuerdo con a) y b).

a) La armadura para momento positivo debe ser empalmada en el apoyo, o cerca de éste.

b) La armadura para momento negativo debe ser empalmada en la mitad de la luz, o cerca de ésta.

9.7.7.6 Los empalmes deben ser empalmes mecánicos totales, soldados totales, o empalmes a tracción Clase B.

9.8 SISTEMAS DE VIGUETAS EN UNA DIRECCIÓN NO PRETENSADAS

9.8.1 Generalidades

9.8.1.1 La construcción con viguetas no pretensadas consiste en una combinación monolítica de nervaduras regularmente espaciadas y una losa colocada en la parte superior que actúa en una dirección.

9.8.1.2 El ancho de las nervaduras no debe ser menor de 100 mm en toda su altura.

9.8.1.3 La altura total de las nervaduras no debe ser mayor de 3,5 veces su ancho mínimo.

9.8.1.4 El espaciamiento libre entre las nervaduras no debe exceder de 750 mm.

R9.8 SISTEMAS DE VIGUETAS EN UNA DIRECCIÓN NO PRETENSADAS

R9.8.1 Generalidades

Las limitaciones empíricas de tamaño y de espaciamiento para la construcción con viguetas no pretensadas se basan en el comportamiento satisfactorio utilizando sistemas de encofrado estándar para viguetas observado en el pasado. Para la construcción con viguetas pretensadas, este artículo puede ser usado como una guía. Los detalles se muestran en la figura R9.8.1

R9.8.1.4 Se requiere un límite en el espaciamiento máximo de las nervaduras debido a los requisitos que permiten mayores resistencias al cortante y un recubrimiento menor de hormigón para la armadura en estos miembros repetitivos, relativamente pequeños.

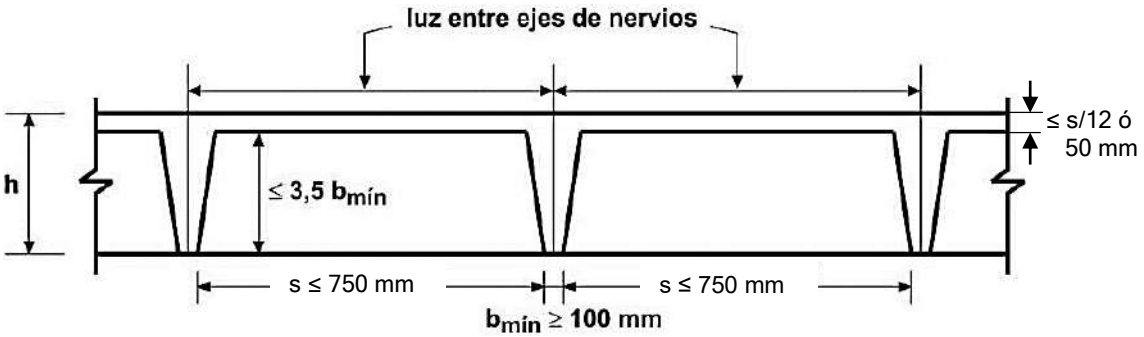


Figura R9.8.1 — Limitaciones dimensionales para las losas nervadas.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
9.8.1.5 Se permite que V_c se tome como 1,1 veces el valor calculado de acuerdo con 22.5.	**R9.8.1.5** Este incremento en la resistencia a cortante se justifica por: *1)* el comportamiento satisfactorio de construcciones con losas nervadas diseñadas con resistencias más altas a cortante especificadas en ediciones anteriores de la Norma, las cuales permitían tensiones cortantes comparables, y *2)* la redistribución de sobrecargas locales a las viguetas adyacentes.
9.8.1.6 Para integridad estructural, al menos una barra de la parte inferior en cada vigueta debe ser continua y debe anclarse para desarrollar f_y en la cara de los apoyos.	
9.8.1.7 La losa debe tener una armadura perpendicular a las viguetas que cumpla lo requerido por flexión, pero no menor a la armadura para retracción y temperatura que se requiere en 24.4 y considerando las concentraciones de carga, en caso que las haya.	
9.8.1.8 Las losas nervadas en una dirección que no cumplan con las limitaciones de 9.8.1.1 hasta 9.8.1.4, deben diseñarse como losas y vigas.	
9.8.1.9 El espesor de la losa de hormigón no debe ser menor a 1/12 de la distancia libre entre viguetas, ni menor que 50 mm	
9.8.2 Sistemas de viguetas con rellenos estructurales	**R9.8.2 Sistemas de viguetas con rellenos estructurales**
9.8.2.1 Cuando se empleen aligeramientos permanentes fabricados con arcilla cocida o hormigón, con una resistencia unitaria a la compresión al menos igual al f'_c de las viguetas, se debe aplicar 9.8.2.1.1 y 9.8.2.1.2.	*(Sin comentarios)*
9.8.2.1.1. El espesor de la losa de hormigón sobre los aligeramientos permanentes no debe ser menor a 1/12 de la distancia libre entre viguetas, ni menor que 50 mm.	
9.8.2.1.2. Se puede incluir la pared vertical del elemento de aligeramiento que está en contacto con la vigueta en los cálculos de resistencia al cortante y momento negativo. Ninguna otra parte del aligeramiento puede incluirse en los cálculos de resistencia.	
9.8.3 Sistemas de viguetas con otros rellenos	**R9.8.3 Sistemas de viguetas con otros rellenos**
9.8.3.1 Cuando se utilicen aligeramientos que no cumplan con 9.8.2.1 o se utilicen encofrados removibles, el espesor de la losa debe ser por lo menos el	*(Sin comentarios)*

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN | **COMENTARIO**

mayor de 1/12 de la distancia libre entre las nervaduras y 50 mm.

9.9 VIGAS DE GRAN ALTURA

R9.9 VIGAS DE GRAN ALTURA

9.9.1 Generalidades

R9.9.1 Generalidades

9.9.1.1 Las vigas de gran altura son elementos que están cargados en una cara y apoyados en la cara opuesta de tal manera que elementos a compresión similares a bielas puedan desarrollar resistencia entre las cargas y los apoyos y cumplen con a) o b):

a) La luz libre no excede cuatro veces la altura total del elemento, ***h***, es decir $l \leq 4h$.

b) Existen cargas concentradas dentro de una distancia igual a $2h$ de la cara del apoyo.

R9.9.1.1 El comportamiento de las vigas de gran altura se discute en Schlaich et al. (1987), Rogowsky and MacGregor (1986), Marti (1985), and Crist (1966). Para una viga de gran altura que soporta cargas gravitacionales, estos requisitos aplican si las cargas son aplicadas en la cara superior de la viga y la viga está apoyada en su cara inferior. Cuando las cargas son aplicadas a los costados o en la cara inferior del miembro, se deben usar modelos biela y tirante, como se definen en el Capítulo 23, para diseñar la armadura de modo que transfiera internamente las cargas hacia la parte superior de la viga y las distribuya a los apoyos adyacentes.

9.9.1.2 Las vigas de gran altura deben diseñarse teniendo en cuenta la distribución no lineal de las deformaciones unitarias horizontales sobre la altura de la viga.

R9.9.1.2 La Norma no contiene requisitos detallados para diseñar vigas de gran altura para resistir flexión, excepto que debe considerarse una distribución de deformación unitaria no lineal. En Chow et al. (1953), Portland Cement Association (1946), and Park and Paulay (1975), se dan guías para el diseño de vigas de gran altura.

9.9.1.3 Los requisitos de 9.9.1.2 pueden cumplirse utilizando modelos biela y tirante de acuerdo con el Capítulo 23.

9.9.2 Limites dimensionales

R9.9.2 Limites dimensionales

9.9.2.1 Las dimensiones de las vigas de gran altura deben seleccionarse de tal manera que cumplan con:

$$V_n = \phi \frac{5}{6} \sqrt{f'_c} b_w d \qquad (9.9.2.1)$$

R9.9.2.1 Se impone un límite dimensional para controlar la fisuración bajo cargas de servicio y para resguardo contra fallas diagonales por compresión en las vigas de gran altura.

9.9.3 Límites de las armaduras

R9.9.3 Limites de la armadura

9.9.3.1 La armadura distribuida a lo largo de las caras laterales de vigas de gran altura debe ser al menos el que requiere a) y b):

a) El área de armadura distribuida perpendicular al eje longitudinal de la viga, A_v, debe ser al menos $0{,}0025\, b_w\, s$, (A_v, $\geq 0{,}0025\, b_w\, s$) donde ***s,*** es el espaciamiento de la armadura distribuida transversal.

b) El área de armadura distribuida paralela al eje longitudinal de la viga, A_{vh}, debe ser al menos

R9.9.3.1 Se deben usar los requisitos para las armaduras mínimas de este artículo independientemente de la metodología de diseño, ya que tienen la intención de controlar el ancho y la propagación de las fisuras inclinadas. Ensayos (Rogowsky and MacGregor 1986, Marti 1985, Crist 1966) han demostrado que la armadura vertical para cortante, perpendicular al eje longitudinal del elemento, es más efectiva para la resistencia a cortante que la armadura para cortante horizontal, paralela al eje longitudinal del elemento, en una viga de gran altura; pero la armadura mínima especificada es la

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
$0{,}0025\ b_w\ s_2$, (A_{vh}, ≥ $0{,}0025\, b_w\ s_2$) donde s_2 es el espaciamiento de la armadura longitudinal distribuida.	misma en ambas direcciones para controlar el crecimiento y ancho de fisuras diagonales.
9.9.3.2 El área mínima de armadura a flexión en tracción, $A_{s,min}$, debe determinarse de acuerdo con 9.6.1.	
9.9.4 Detallado de la armadura	**R9.9.4 Detallado de la armadura**
9.9.4.1 El recubrimiento de hormigón debe cumplir con 20.6.1.	*(Sin comentarios)*
9.9.4.2 El espaciamiento mínimo de la armadura longitudinal debe cumplir acuerdo con 25.2.	
9.9.4.3 El espaciamiento de la armadura distribuida requerida en 9.9.3.1 no debe exceder el menor de d / **5** y 300 mm.	
9.9.4.4 El anclaje de la armadura en tracción debe tener en cuenta la distribución de tensiones en la armadura que no sea directamente proporcional al momento flector.	**R9.9.4.4** En vigas de gran altura, la tensión en la armadura longitudinal es más uniforme a lo largo de la viga que en una viga o región que no es alta. En las vigas de gran altura, las altas tensiones de la armadura, normalmente limitadas hacia la región central de una viga típica, pueden extenderse hacia los apoyos. Por lo tanto, los extremos de la armadura longitudinal pueden requerir anclaje positivo en forma de ganchos estándar, barras con cabeza, u otro anclaje mecánico en los apoyos.
9.9.4.5 En apoyos simples, la armadura de momento positivo en tracción debe anclarse para desarrollar f_y en la cara del apoyo. Si una viga de gran altura se diseña de acuerdo con el Capítulo 23, la armadura de momento positivo en tracción debe anclarse de acuerdo con 23.8.2 y 23.8.3.	**R9.9.4.5** El uso de métodos biela y tirante para el diseño de vigas de gran altura ilustra que la fuerza de tracción de la armadura correspondiente al tirante en la cara inferior debe estar anclada en la cara del apoyo. Debido a esto, la armadura correspondiente al tensor debe ser continua o desarrollarse en la cara del apoyo (Rogowsky and MacGregor 1986).
9.9.4.6 En apoyos interiores debe cumplirse con: *a)* La armadura de momento negativo en tracción debe ser continua con la de los vanos adyacentes. *b)* La armadura de momento positivo en tracción debe ser continua o empalmarse con la de los vanos adyacentes.	

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO

CAPÍTULO 10 — COLUMNAS

10.1 ALCANCE

R10.1 ALCANCE

10.1.1 Aplicación

R10.1.1 Aplicación

Los requisitos de este Capítulo se deben aplicar al diseño de columnas no pretensadas, pretensadas y compuestas incluyendo pedestales de hormigón estructural.

(Sin comentarios)

10.1.2 Pedestales

R10.1.2 Pedestales

El diseño de pedestales de hormigón simple debe estar de acuerdo con el Capítulo 14.

(Sin comentarios)

10.2 GENERALIDADES

R10.2 GENERALIDADES

10.2.1 Materiales

R10.2.1 Materiales

10.2.1.1 Las propiedades de diseño del hormigón deben cumplir con lo dispuesto en el Capítulo 19.

(Sin comentarios)

10.2.1.2 Las propiedades de diseño del acero de armadura y del acero estructural usado en columnas compuestas deben cumplir con lo dispuesto en el Capítulo 20.

10.2.1.3 Los requisitos para los materiales, diseño y detallado de insertos embebidos en el hormigón deben cumplir con 20.7

10.2.2 Columnas compuestas

R10.2.2 Columnas compuestas

10.2.2.1 Cuando se usan perfiles de acero estructural, tuberías o tubos como armadura longitudinal, la columna se debe diseñar como columna compuesta.

R10.2.2.1 Las columnas compuestas incluyen tanto las secciones de acero estructural embebidas en el hormigón como las secciones de acero estructural huecas rellenas con hormigón. Se han omitido las referencias a otros metales empleados para armadura porque se utilizan poco en construcciones de hormigón.

10.2.3 Conexión con otros miembros

R10.2.2 Conexión con otros miembros

10.2.3.1 Para construcciones en sitio, las uniones viga-columna y losa-columna deben cumplir con los requisitos del Capítulo 15.

(Sin comentarios)

10.2.3.2 Para la construcción prefabricada, las conexiones deben cumplir con los requisitos de transferencia de fuerza de 16.2.

10.2.3.3 Las conexiones de las columnas con la cimentación deben cumplir con los requisitos de 16.3.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO

10.3 LÍMITES DE DISEÑO

10.3.1 Límites dimensionales

10.3.1.1 En columnas de sección transversal cuadrada, octogonal o de otra forma geométrica, se puede definir el área bruta considerada, armadura requerida y resistencia de diseño, correspondientes a una sección circular con diámetro igual a la menor dimensión lateral de la sección real.

La mínima dimensión de una columna rectangular hormigonada en obra debe ser $b \geq 200$ mm y el diámetro de la armadura principal a utilizar debe ser $d_b \geq 12$ mm.

El diámetro de una columna armada con zunchos en espiral debe ser $D_{col} \geq 300$ mm y el diámetro de las barras o alambres de los zunchos debe cumplir con $d_b \geq 10$ mm

10.3.1.2 En columnas de sección transversal mayor que la requerida por consideraciones de carga, para definir el área bruta considerada, las cuantías requeridas de armadura y la resistencia de diseño se puede emplear un área efectiva reducida, no menor que la mitad del área total. Este requisito no aplica en columnas de pórticos especiales resistentes a momento diseñados de acuerdo con el Capítulo 18.

10.3.1.3 En columnas construidas monolíticamente con un muro de hormigón, los límites exteriores de la sección transversal efectiva de la columna no deben tomarse a más de 40 mm por fuera de la armadura transversal.

10.3.1.4 En columnas con dos o más espirales entrelazadas, los límites exteriores de la sección transversal efectiva deben tomarse a una distancia fuera de los límites externos de las espirales igual al recubrimiento mínimo requerido del hormigón.

10.3.1.5 Cuando se considera un área efectiva reducida, como lo permiten 10.3.1.1 a 10.3.1.4, el análisis estructural y el diseño de otras partes de la estructura que interactúan con la columna deben basarse en la sección transversal real.

10.3.1.6 Para columnas compuestas con el núcleo de hormigón confinado por acero estructural, el espesor del acero de confinamiento debe ser al menos a) o b):

a) $b\sqrt{\frac{f_y}{3\,E_s}}$ para cada cara de ancho b

R10.3 LÍMITES DE DISEÑO

R10.3.1 Límites dimensionales

En el código ACI 318, no se exigen dimensiones mínimas para elementos sometidos a compresión, en la presente Norma de Hormigón Estructural, se mantiene esta exigencia con el objeto de sostener los márgenes de seguridad en el proceso constructivo.

Para estructuras de hasta dos plantas, previo cálculo estructural, las columnas podrán tener la dimensión menor mínima de 150 mm. En este caso la dimensión mayor será como mínimo de 300 mm. El ingeniero debe reconocer la necesidad de una mano de obra cuidadosa, así como el aumento en importancia de las tensiones por retracción en las secciones pequeñas.

R10.3.1.2 En algunos casos, el área bruta de una columna es mayor que la necesaria para resistir la carga mayorada. En esos casos, la cuantía de armadura mínima puede calcularse con base en el área requerida más que con base en el área real, pero la cuantía de armadura vertical no puede ser menor a 0,5 % del área de sección transversal real.

R10.3.1.6 En las secciones de hormigón confinadas por acero, el acero de la pared debe ser de un espesor suficientemente grande para resistir la tensión longitudinal de fluencia antes de pandearse hacia el exterior.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO

b) $h\sqrt{\frac{f_y}{8\ E_s}}$ para secciones circulares de diámetro h

10.4 RESISTENCIA REQUERIDA

10.4.1 Generalidades

10.4.1.1 La resistencia requerida debe calcularse de acuerdo con las combinaciones de mayoración de carga definidas en el Capítulo 5.

10.4.1.2 La resistencia requerida debe calcularse de acuerdo con los procedimientos de análisis del Capítulo 6.

10.4.2 Fuerza axial y momento mayorados

10.4.2.1 Para cada combinación de mayoración de carga aplicable, se debe considerar que P_u y M_u ocurren simultáneamente.

R10.4 RESISTENCIA REQUERIDA

R10.4.1 Generalidades

(Sin comentarios)

R10.4.2 Fuerza axial y momento mayorados

R10.4.2.1 Las combinaciones de carga críticas pueden ser difíciles de identificar sin revisar sistemáticamente cada una de ellas. Como se aprecia en la Fig. R10.4.2.1, considerar solamente las combinaciones de carga mayoradas asociadas con fuerza axial máxima (LC1) y con momento de flexión máximo (LC2) no asegura un diseño que cumpla con la Norma para otras combinaciones de carga, tales como LC3.

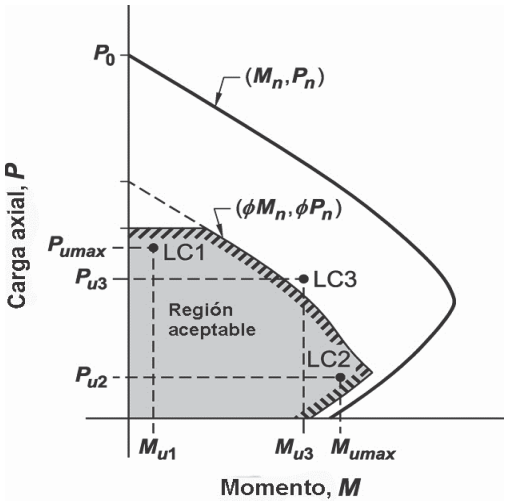


Figura R10.4.2.1 — Combinación de carga crítica en columnas.

10.5 RESISTENCIA DE DISEÑO

10.5.1 Generalidades

10.5.1.1 Para cada combinación de mayoración de carga aplicable, la resistencia de diseño en todas las secciones a lo largo de la columna debe cumplir con $\phi S_n \geq U$, incluyendo a) hasta d). Se debe considerar la interacción entre los efectos de carga.

a) $\phi P_n \geq P_u$

R10.5 RESISTENCIA DE DISEÑO

R10.5.1 Generalidades

R10.5.1.1 Véase R9.5.1.1.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO

b) $\phi M_n \geq M_u$

c) $\phi V_n \geq V_u$

d) $\phi T_n \geq T_u$

10.5.1.2 ϕ debe determinarse de acuerdo con 21.2.

10.5.2 Fuerza axial y momento

R10.5.2 Fuerza axial y momento

10.5.2.1 P_n y M_n deben calcularse de acuerdo con 22.4.

(Sin comentarios)

10.5.2.2 Para columnas compuestas, las fuerzas entre la sección de acero y el hormigón se deben transferir mediante apoyo directo, conectores para cortante o adherencia de acuerdo con la resistencia axial asignada a cada componente.

R10.5.2.2 La especificación AISC (AISC 360) da guías con respecto al cálculo de la capacidad de transferencia de fuerza en las columnas compuestas.

Aunque la adherencia puede considerarse como un mecanismo de transferencia de fuerza, puede no ser adecuada para ciertos casos. Por ejemplo, normalmente se considera la adherencia para la resistencia de columnas compuestas rellenas con hormigón. Sin embargo, AISC 360 no permite considerar la adherencia para columnas de acero rodeadas de hormigón y no permite combinar la adherencia con otros mecanismos de transferencia.

10.5.3 Cortante

R10.5.3 Cortante

10.5.3.1 V_n debe calcularse de acuerdo con 22.5.

(Sin comentarios)

10.5.4 Torsión

R10.5.4 Torsión

10.5.4.1 Cuando $T_u < \phi T_{th}$, donde T_{th} se define en 22.7, la torsión se debe considerar de acuerdo con el Capítulo 9.

R10.5.4.1 La torsión actuante en columnas de edificaciones normalmente es despreciable y rara vez rige el diseño de columnas.

10.6 LÍMITES DE LA ARMADURAS

R10.6 LÍMITES DE LA ARMADURAS

10.6.1 Armadura longitudinal mínima y máxima

R10.6.1 Armadura longitudinal mínima y máxima

10.6.1.1 Para columnas no pretensadas y columnas pretensada con $f_{pe} < 16$ MPa de valor promedio, el área de la armadura longitudinal, A_s' , para elementos a compresión no compuestos debe cumplir con:

$$0{,}006\ A_g \leq A_s' \leq 0{,}08\ A_g$$

R10.6.1.1 Se establecen los límites para la cuantía mínima y máxima de la armadura longitudinal.

Armadura mínima — La armadura es necesaria para obtener la resistencia a la flexión, la cual puede existir independientemente de los resultados del análisis, y para reducir los efectos de la fluencia lenta y retracción del hormigón bajo tensiones de compresión permanentes.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
La cuantía mínima requiere que se demuestre que la fluencia lenta y retracción del hormigón no producen tensiones excesivas en las armaduras. Caso contrario, el límite mínimo será de **0,01 A_g** Si la estructura está sometida a acción sísmica se debe cumplir que: **0,01 $A_g \leq A_s' \leq$ 0,08 A_g**	La fluencia lenta y la retracción tienden a transferir la carga del hormigón a la armadura, y este aumento en la tensión de la armadura es mayor a medida que se disminuye la cuantía de armadura. Por lo tanto, se impuso un límite a esta cuantía para evitar que la armadura llegue al nivel de fluencia bajo cargas de servicio permanentes (Richart 1933). ***Armadura máxima —*** Se impone un límite a la cuantía de armadura longitudinal para asegurar que el hormigón pueda consolidarse de manera efectiva alrededor de las barras y asegurar que las columnas diseñadas de acuerdo con esta Norma sean similares a los especímenes de los ensayos con los cuales se calibró la Norma. El límite de 0,08 aplica a todas las secciones de la columna, incluyendo las zonas de empalmes de la armadura, y también puede considerarse como un máximo práctico para la armadura longitudinal, en términos de economía y de requisitos de colocación. La cuantía de armadura longitudinal en columnas no debe, en general, exceder 4 % cuando se requiera empalmar por traslape las barras de la columna, pues la zona de empalmes por traslape tendrá el doble de armadura si todos los empalmes ocurren en el mismo lugar.
10.6.1.2 En columnas compuestas con núcleo de acero estructural, el área de las barras longitudinales, localizadas dentro de la armadura transversal deben cumplir con: $$0{,}01 \leq \frac{A_s'}{A_g - A_{sx}} \leq 0{,}08$$	**R10.6.1.2** La armadura longitudinal y transversal es necesaria para prevenir el descascaramiento y asegurar que el hormigón fuera del núcleo de acero estructural se comporte como hormigón armado. Las limitaciones para la armadura longitudinal son necesarias por las razones descritas en R10.6.1.1. Los requisitos para la armadura transversal se dan en 10.7.6.1.4. **L**as columnas compuestas con núcleo de hormigón confinado por acero estructural no requieren armadura. El espesor mínimo de la pared de acero de 10.3.1.6 inherentemente proporciona la armadura mínima adecuado.
10.6.2 Armadura mínima para cortante	**R10.6.2 Armadura mínima para cortante**
10.6.2.1 Debe colocarse un área mínima de armadura para cortante, $A_{v,min}$, en todas las regiones donde **$V_u \geq 0{,}5\ \phi\ V_c$**.	**R10.6.2.1** El fundamento de la armadura mínima para cortante es el mismo para columnas que para vigas. Véase R9.6.3 para más información.
10.6.2.2 Cuando se requiere armadura para cortante, debe ser el mayor entre: *a)* $\frac{\sqrt{f_c'}}{16}\frac{b_w s}{f_{yt}}$ *b)* $0{,}34\frac{b_w s}{f_{yt}}$	

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
10.7 DETALLADO DE LA ARMADURA	**R10.7 DETALLADO DE LA ARMADURA**
10.7.1 Generalidades	**R10.7.1 Generalidades**
10.7.1.1 El recubrimiento de hormigón para la armadura debe cumplir con 20.6.1.	*(Sin comentarios)*
10.7.1.2 Las longitudes de anclaje de la armadura corrugada y de la armadura pretensada se deben calcular de acuerdo con 25.4.	
10.7.1.3 Los paquetes de barras se deben detallar de acuerdo con 25.6.	
10.7.2 Espaciamiento de la armadura	
10.7.2.1 El espaciamiento mínimo, s, debe cumplir con 25.2	
10.7.3 Armadura longitudinal	**R10.7.3 Armadura longitudinal**
10.7.3.1 Para columnas no pretensadas y columnas pretensadas con $f_{pe} < 16$ MPa de valor promedio, el número mínimo de barras longitudinales debe cumplir con a), b) ó c): *a)* Tres dentro de estribos triangulares. *b)* Cuatro dentro de estribos rectangulares o circulares. *c)* Seis para barras rodeadas por espirales o para columnas de pórticos especiales resistentes a momento rodeados por estribos de confinamiento circulares.	**R10.7.3.1** Se requiere un mínimo de cuatro barras longitudinales cuando las barras están rodeadas por estribos rectangulares o circulares. Para otras configuraciones de los estribos, debe colocarse una barra longitudinal en cada vértice o esquina y debe proveerse la armadura transversal apropiada. Por ejemplo, las columnas triangulares con estribos requieren un mínimo de tres barras longitudinales, con una barra en cada vértice del estribo triangular. Para barras rodeadas por una espiral, se requieren al menos seis barras. Cuando el número de barras en una disposición circular es menor de ocho, la orientación de las barras afecta significativamente la resistencia a momento de columnas cargadas excéntricamente y esto debe considerarse en el diseño.
10.7.3.2 En columnas compuestas con núcleo de acero estructural, se debe colocar una barra longitudinal en cada esquina de una sección rectangular, con otras barras longitudinales espaciadas a una distancia no mayor de la mitad de la menor dimensión lateral de la columna compuesta.	
10.7.4 Barras longitudinales dobladas por cambio de sección	**R10.7.4 Barras longitudinales dobladas por cambio de sección**
10.7.4.1 La pendiente de la parte inclinada de una barra longitudinal doblada por cambio de sección no debe exceder 1 en 6 con respecto al eje de la columna. Las partes de la barra que estén arriba y debajo de la zona de doblez deben ser paralelas al eje longitudinal de la columna.	Véase figura R10.7.4

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN | **COMENTARIO**

10.7.4.2 Cuando la cara de la columna está desalineada 75 mm o más, las barras longitudinales no se deben doblar. Se deben colocar espigos separados empalmados por traslape con las barras longitudinales adyacentes a las caras desalineadas de la columna.

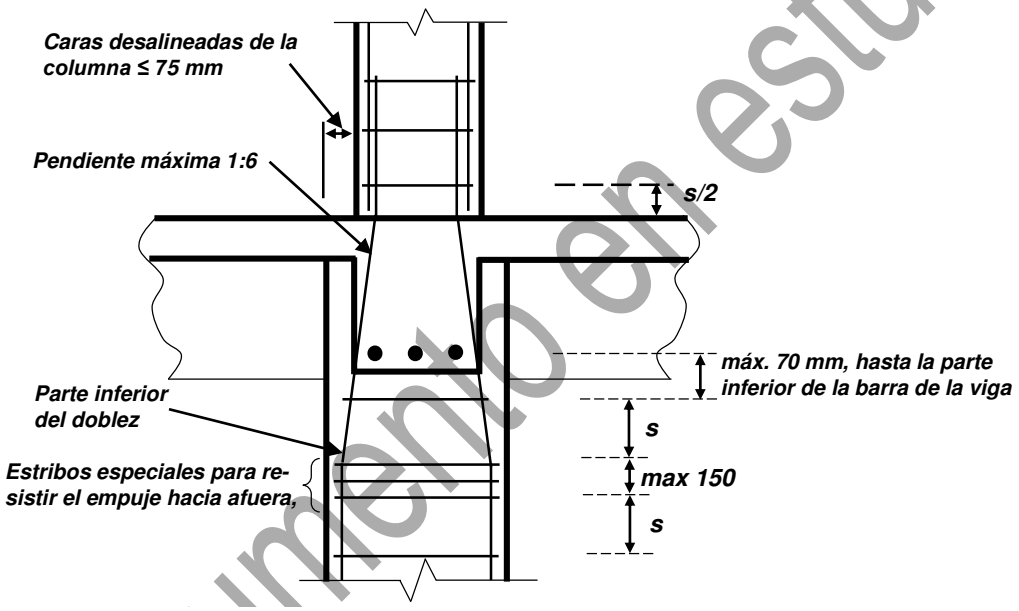


Figura R10.7.4 — Barras dobladas por cambio de sección de las columnas.

10.7.5 Empalmes de la armadura longitudinal

R10.7.5 Empalmes de la armadura longitudinal

10.7.5.1 Generalidades

R10.7.5.1 Generalidades

10.7.5.1.1. Se permiten los empalmes por traslape, empalmes mecánicos, empalmes soldados de solape y empalmes a tope con manguitos.

(Sin comentarios)

10.7.5.1.2. Los empalmes deben cumplir los requisitos de todas las combinaciones de mayoración de carga.

R10.7.5.1.2 Frecuentemente, la combinación básica de carga gravitacional tiene prioridad en el diseño de la columna misma, pero una combinación de carga que incluya los efectos de viento o sismo puede inducir una tracción mayor en algunas barras de la columna. Todos empalmes deben diseñarse para la tracción máxima calculada para la barra.

10.7.5.1.3. Los empalmes de armadura corrugada deben cumplir con 25.5 además de 10.7.5.2 para empalmes por traslape ó 10.7.5.3 para empalmes a tope.

R10.7.5.1.3 Para efectos de calcular l_d para empalmes por traslape en tracción en columnas con barras desalineadas, la Fig. R10.7.5.1.3 ilustra el espaciamiento libre que debe utilizarse.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN | **COMENTARIO**

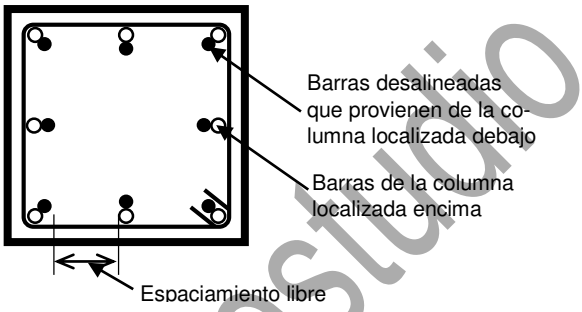


Figura R10.7.5.1.3 — Barras desalineadas en columnas

10.7.5.2 Empalmes por traslape

R10.7.5.2 Empalmes por traslape — En columnas sometidas a momento y fuerza axial, pueden ocurrir tensiones de tracción en una cara de la columna para excentricidades grandes y moderadas, como lo muestra la Figura R10.7.5.2. En caso de ocurrir estas tensiones, 10.7.5.2.2 requiere usar empalmes a tracción.

Los requisitos para los empalmes han sido formulados considerando que un empalme en compresión tiene una resistencia a tracción de al menos $0{,}25 f_y$. Por lo tanto, aun si las barras de las columnas fueron diseñadas para compresión de acuerdo con 10.7.5.2.1, se proporciona inherentemente alguna resistencia a tracción.

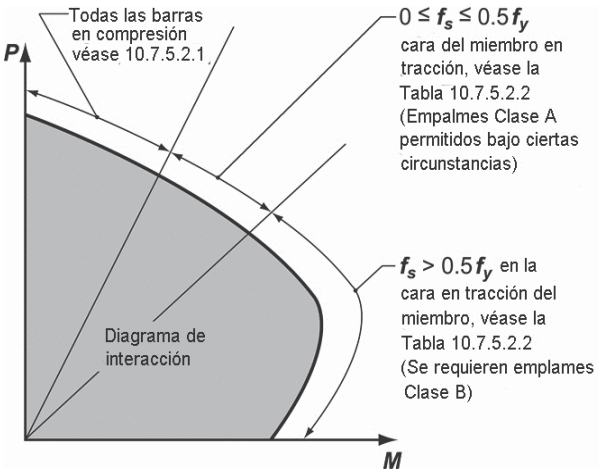


Figura R10.7.5.2 — Requisitos para empalmes por traslape en columnas

10.7.5.2.1. Cuando la fuerza en las barras debida a las cargas mayoradas es de compresión, se permiten los empalmes por traslape de compresión. Se puede reducir la longitud del empalme por traslape de compresión de acuerdo con a) o b), pero no debe ser menor que 300 mm.

a) En columnas con estribos, en las cuales los estribos a lo largo de toda la longitud del empalme

R10.7.5.2.1 Se permiten longitudes reducidas de empalme por traslape cuando el empalme está encerrado en toda su longitud por un número mínimo de estribos. Las áreas de las ramas del estribo perpendiculares a cada dirección se calculan por separado. Esto se ilustra en la Figura R10.7.5.2.1, en donde cuatro ramas son efectivas en una dirección y dos ramas en la otra.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN

por traslape tengan un área efectiva no menor que ***0,0015 h s*** en ambas direcciones, se permite multiplicar la longitud del empalme por traslape por 0,83. Las ramas del estribo perpendiculares a la dimensión ***h*** deben usarse para determinar el área efectiva.

b) En columnas con espirales, en las cuales la espiral a lo largo de toda la longitud de anclaje cumple con 25.7.3, se puede multiplicar la longitud del empalme por traslape de las barras dentro de la espiral por 0,75.

COMENTARIO

Las longitudes de los empalmes por traslape en compresión pueden reducirse cuando el empalme por traslape está encerrado en toda su longitud por espirales, debido a la mayor resistencia al hendimiento.

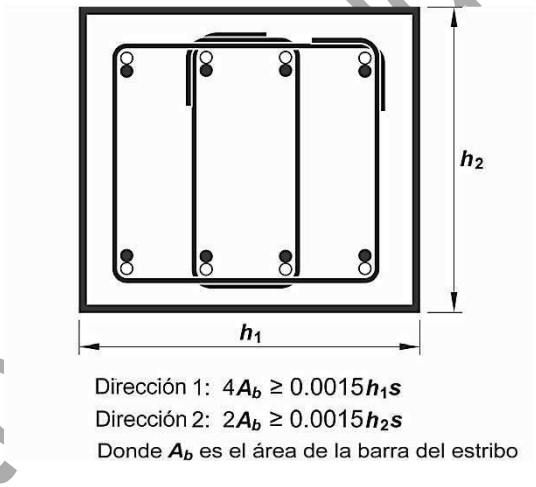


Figura R10.7.5.2.1 Ejemplo de aplicación de 10.7.5.2.1 a)

10.7.5.2.2. Cuando la fuerza en las barras debida a las cargas mayoradas es de tracción, se deben utilizar empalmes por traslape a tracción de acuerdo con la Tabla 10.7.5.2.2.

Tabla 10.7.5.2.2 — Clases de empalmes por traslape a tracción

Tensión de la barra en tracción	Detalles del traslape	Tipo de empalme
≤ 0,5 f_y	≤ 50% de las barras se empalman en cualquier sección y los empalmes por traslape en barras adyacentes están escalonados una distancia l_d como mínimo	Clase A
	Otros	Clase B
> 0,5 f_y	Todos los casos	Clase B

10.7.5.3 Empalmes a tope (con manguito)

R10.7.5.3 Empalmes a tope (con manguito)

10.7.5.3.1. Si la fuerza en la barra debida a las cargas mayoradas es de compresión se permite usar empalmes a tope (con manguito) siempre y cuando los empalmes se escalonen o se coloquen barras adicionales en las zonas de empalme. Las barras que continúan en cada cara de la columna deben tener una resistencia a tracción mayor que ***0,25 f_y*** veces el área de la armadura vertical en esa cara.

R10.7.5.3.1 Los detalles para empalmes a tope (con manguito) se encuentran en 25.5.6.

10.7.5.3.2. En columnas compuestas, los extremos de los núcleos de acero estructural deben terminarse con precisión para apoyarse a tope en los extremos, y deben tomarse medidas adecuadas para

R10.7.5.3.2 El límite del 50 % para la transmisión de tensiones de comprensión por medio de apoyo a tope en los extremos de los núcleos de acero estructural está destinado a proporcionar cierta capacidad

Documento de discusión

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
alinear el núcleo en contacto concéntrico localizado por encima con respecto al otro. La carga por apoyo a tope de los extremos se debe considerar efectiva para transferir no más del 50 % de la fuerza total de compresión en el núcleo de acero.	de tracción en dichas uniones, hasta el 50 %, dado que el resto de la tensión total de compresión en el núcleo debe transmitirse por medio de platinas de empalme, soldadura u otros mecanismos. Este requisito asegura que las juntas en columnas compuestas sometidas a comprensión cumplan, esencialmente, con una capacidad de tracción semejante a la requerida para columnas convencionales de hormigón armado.
10.7.6 Armadura trasversal	**R10.7.6 Armadura trasversal**
10.7.6.1 Generalidades	**R10.7.6.1 Generalidades**
10.7.6.1.1. Se debe colocar armadura transversal de acuerdo con este artículo. Se debe cumplir con los requisitos más restrictivos para el espaciamiento de la armadura.	*(Sin comentarios)*
10.7.6.1.2. Los detalles de la armadura transversal deben cumplir con 25.7.2 para estribos, con 25.7.3 para espirales o 25.7.4 para estribos de confinamiento.	
10.7.6.1.3. En columnas pretensadas con f_{pe} promedio mayor o igual que 16 MPa, no es necesario que los estribos o estribos de confinamiento cumplan el requisito de ***12 d_b*** de espaciamiento dado en 25.6.2.1.	
10.7.6.1.4. En columnas compuestas con núcleo de acero estructural, los estribos o estribos de confinamiento deben tener un diámetro mínimo, d_b , de 0,02 veces la mayor dimensión del núcleo lateral del miembro compuesto y no deben ser menores a d_b = 10 mm ni necesitan ser mayores de d_b = 16 mm. El espaciamiento debe cumplir con 25.7.2.1, pero no debe exceder de la mitad de la menor dimensión lateral de la columna compuesta. Se puede usar armadura corrugada o armadura de alambre electrosoldado de área equivalente.	**R10.7.6.1.4** Investigaciones (Tikka and Mirza 2006) han demostrado que la cantidad requerida de estribos alrededor del núcleo de acero estructural es suficiente para que las barras longitudinales sean incluidas en la rigidez a flexión de la columna compuesta como se permite en 6.2.5.2 y 6.6.4.4.5.
10.7.6.1.5. La armadura longitudinal se debe soportar lateralmente mediante estribos o estribos de confinamiento de acuerdo con 10.7.6.2 ó mediante espirales de acuerdo con 10.7.6.3, a menos que ensayos y análisis estructurales demuestren una resistencia adecuada y factibilidad de construcción.	**R10.7.6.1.5** Todas las barras longitudinales en compresión deben estar encerradas dentro de armadura transversal. Cuando las barras longitudinales se dispongan en forma circular, se requiere únicamente un solo estribo circular para el espaciamiento especificado. Este requisito puede satisfacerse con un estribo circular continuo (hélice); el paso máximo de la hélice debe ser igual al espaciamiento requerido para los estribos. Es prudente colocar un juego de estribos en cada extremo de los empalmes de barras por traslape, arriba y debajo de los empalmes a tope y a un espaciamiento mínimo inmediatamente debajo las zonas

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
	inclinadas de las barras desalineadas. Las columnas prefabricadas con un recubrimiento menor que 40 mm, las columnas pretensadas sin barras longitudinales, las columnas de hormigón con agregado grueso de tamaño pequeño, las columnas que se asemejan a muros y otros casos especiales, pueden requerir diseños particulares de la armadura transversal.
10.7.6.1.6. Cuando se coloquen pernos de anclaje en la parte superior de columnas o pedestales, los pernos deben estar circundados por armadura transversal que también rodee al menos cuatro barras verticales dentro de la columna o pedestal. La armadura transversal debe distribuirse dentro de los 125 mm superiores de la columna o pedestal y debe consistir en al menos dos barras d_b = 12 mm o tres barras d_b = 10 mm.	**R10.7.6.1.6** El confinamiento mejora la transferencia de carga desde los pernos de anclaje hacia la columna o pila para las situaciones en que el hormigón se fisura en las cercanías de los pernos. Esta fisuración puede ocurrir debido a fuerzas imprevistas causadas por temperatura, retracción restringida y efectos similares.
10.7.6.2 Apoyo lateral de las barras longitudinales usando estribos o estribos cerrados de confinamiento	**R10.7.6.2 Apoyo lateral de las barras longitudinales usando estribos o estribos cerrados de confinamiento**
10.7.6.2.1. En cualquier nivel el estribo o estribo cerrado de confinamiento inferior debe colocarse a no más de la mitad del espaciamiento entre los estribos o estribos cerrados de confinamiento por encima del borde superior de la zapata o de la losa.	*(Sin comentarios)*
10.7.6.2.2. En cualquier nivel el estribo o estribo de confinamiento superior debe colocarse a no más de la mitad del espaciamiento entre los estribos o estribos cerrados de confinamiento debajo de la armadura horizontal más baja de la losa, ábaco de flexión o ábaco de cortante. Cuando las vigas o cartelas lleguen a todos lados de la columna, se permite colocar el último estribo a no más de 75 mm debajo de la armadura horizontal más baja de la viga o cartela de menor altura.	**R10.7.6.2.2** Para columnas rectangulares, cuando las vigas o cartelas lleguen a los cuatro lados de una columna a la misma altura, éstas se consideran que proporcionan restricción sobre una altura del nudo igual a la de la viga o cartela de menor altura. Para columnas con otras formas, cuando cuatro vigas concurran a la columna desde dos direcciones ortogonales, éstas se consideran que proporcionan una restricción equivalente.
10.7.6.3 Apoyo lateral de las barras longitudinales usando espirales	**R10.7.6.3 Apoyo lateral de las barras longitudinales usando espirales**
10.7.6.3.1. En cualquier nivel la parte inferior de la espiral debe colocarse en la parte superior de la zapata o losa.	*(Sin comentarios)*
10.7.6.3.2. En cualquier nivel, la parte superior de la espiral debe colocarse como se requiere en la Tabla 10.7.6.3.2.	**R10.7.6.3.2** Véase R10.7.6.2.2

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN **COMENTARIO**

Tabla 10.7.6.3.2 — Requisitos para la extensión de la espiral en la parte superior de la columna

Aporticamiento en el extremo de la columna	Requisitos de la extensión
Con vigas o cartelas en todos los lados de la columna	Debe colocarse hasta el nivel de la armadura horizontal, más bajo del elemento superior soportado.
Sin vigas o cartelas en todos los lados de la columna	Debe colocarse hasta el nivel de la armadura horizontal, más bajo del elemento superior soportado. Deben colocarse estribos adicionales en la columna por encima de la terminación de la espiral hasta la parte inferior de la losa, ábaco de flexión o ábaco de corte.
Columnas con capiteles	Deben colocarse hasta un nivel en el cual el diámetro o ancho del capitel sea dos veces el de la columna.

10.7.6.4 Apoyo lateral para las barras desalineadas por cambio de sección

R10.7.6.4 Apoyo lateral para las barras desalineadas por cambio de sección

10.7.6.4.1. Cuando se utilicen barras longitudinales desalineadas por cambio de sección éstas deben contar con soporte horizontal por medio de estribos, estribos cerrados de confinamiento, espirales o porciones del sistema de entrepiso, y deben diseñarse para resistir 1,5 veces la componente horizontal de la fuerza calculada en la porción inclinada de la barra doblada.

(Sin comentarios)

10.7.6.4.2. En caso de utilizarse armadura transversal para resistir las fuerzas que resultan del doblado, los estribos, estribos cerrados de confinamiento o espirales se deben colocar a una distancia no menor de 150 mm del doblez.

R10.7.6.4.2 Véase figura R10.7.4

10.7.6.5 Cortante

R10.7.6.5 Cortante

10.7.6.5.1. Cuando se requiera, debe colocarse armadura para cortante usando estribos, estribos cerrados de confinamiento o espirales.

(Sin comentarios)

10.7.6.5.2. El espaciamiento máximo de la armadura de cortante debe cumplir con la Tabla 10.7.6.5.2.

Tabla 10.7.6.5.2 — Espaciamiento máximo para la armadura de cortante

V_s		***s* máximo, mm**	
		Viga no pretensada	Viga pretensada
$\leq \frac{\sqrt{f'_c}\, b_w\, d}{3}$	El menor de:	$d/2$	$3h/4$
		600 mm	
$> \frac{\sqrt{f'_c}\, b_w\, d}{3}$	El menor de:	$d/4$	$3h/8$
		300 mm	

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN | **COMENTARIO**

CAPÍTULO 11 — MUROS

11.1 ALCANCE

11.1.1 Clases de muros

Los requisitos de este capítulo se deben aplicar al diseño de muros pretensados y no pretensados incluyendo:

a) Construidos en sitio.

b) Prefabricados en planta.

c) Prefabricados en sitio incluyendo muros levantados (tilt-up).

R11.1 ALCANCE

R11.1.1 Clases de muros

Este capítulo se aplica, generalmente, a muros como elementos resistentes a fuerzas verticales y laterales. En este capítulo se incluyen las disposiciones para cortante en el plano de muros estructurales ordinarios, en contraposición a los muros estructurales especiales de 18.10.

11.1.2 Muros especiales

El diseño de muros estructurales especiales debe cumplir con los requisitos del Capítulo 18.

R11.1.2 Muros especiales

Los muros estructurales especiales se deben detallar según las disposiciones de 18.10. Esta Norma usa el término “muro estructural” como sinónimo de “muro de cortante”. A pesar de que esta Norma no define los muros de cortante, la definición de muro estructural del Capítulo 2 establece que “un muro de cortante es un muro estructural.”

El ASCE 7 define un muro estructural como un muro que cumple con la definición de muro de carga o de muro de cortante. Un muro de carga se define como un muro que soporta carga vertical mayor que un cierto valor de umbral.

Un muro de cortante se define como un muro, de carga o no de carga, diseñado para resistir fuerzas laterales que actúan en el plano del muro. Las definiciones del ASCE 7 son ampliamente aceptadas.

11.1.3 Muros de hormigón simple

El diseño de muros de hormigón simple debe cumplir con el Capítulo 14.

11.1.4 Muros de contención en voladizo

Los muros de contención en voladizo deben diseñarse de acuerdo con 22.2 a 22.4, con una armadura horizontal mínima de acuerdo con 11.6.

11.1.5 Muros de cimentación

El diseño de muros como vigas de cimentación debe hacerse de acuerdo con 13.3.5.

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
11.2 GENERALIDADES	**R11.2 GENERALIDADES**
11.2.1 Materiales	**R11.2.1 Materiales**
11.2.1.1 Las propiedades de diseño para el hormigón deben seleccionarse de acuerdo con el Capítulo 19.	*(Sin comentarios)*
11.2.1.2 Las propiedades de diseño del acero de la armadura deben seleccionarse de acuerdo con el Capítulo 20.	
11.2.1.3 Los requisitos para los materiales, diseño y detallado de insertos embebidos en el hormigón deben cumplir con 20.7	
11.2.2 Conexión a otros miembros	**R11.2.1 Conexión a otros miembros**
11.2.2.1 Para muros prefabricados, las conexiones deben cumplir con los requisitos de 16.2.	*(Sin comentarios)*
11.2.2.2 Las conexiones de muros con la cimentación deben cumplir con 16.3.	
11.2.3 Distribución de la carga	**R11.2.1 Distribución de la carga**
11.2.3.1 A menos que un análisis demuestre lo contrario, la longitud horizontal de un muro considerada como efectiva para cada carga concentrada no debe exceder la menor de la distancia centro a centro de las cargas, y el ancho del área de apoyo más cuatro veces el espesor del muro. La longitud horizontal efectiva para apoyo no debe extenderse más allá de las juntas verticales de muros a menos que se hayan diseñado para la transferencia de fuerzas a través de las juntas.	*(Sin comentarios)*
11.2.4 Elementos que interceptan	**R11.2.4 Elementos que interceptan**
11.2.4.1 Los muros deben anclarse a los elementos que los interceptan, como pisos o cubiertas, columnas, pilastras, contrafuertes, u otros muros que los intercepten; y a las zapatas.	**R11.2.4.1** Los muros que no dependen de elementos que los interceptan para que les proporcionen apoyo no tienen que estar conectados a dichos elementos. Con frecuencia, los muros de contención masivos se separan de los muros que los interceptan para poder acomodar las diferencias en deformaciones.
11.3 LÍMITES DE DISEÑO	**R11.3 LÍMITES DE DISEÑO**
11.3.1 Espesor mínimo de muros	**R11.3.1 Espesor mínimo de muros**
11.3.1.1 El espesor mínimo del muro debe cumplir con la Tabla 11.3.1.1. Se permiten muros más delgados cuando el análisis estructural demuestre que el muro posee resistencia y estabilidad adecuadas.	**R11.3.1.1** Los requisitos de espesor mínimo no necesitan aplicarse a muros de carga y muros exteriores de sótanos y cimentaciones diseñados por medio de 11.5.2 ó analizados por medio de 11.8.

ESPECIFICACIÓN **COMENTARIO**

Tabla 11.3.1.1 — ESPESOR MÍNIMO DEL MURO, *h*

Tipo de muro	Espesor mínimo del muro, *h*		
De carga [1]	El mayor de:	100 mm	(a)
		1/25 de la menor entre la altura y la longitud no apoyadas	(b)
No portante	El mayor de:	100 mm	(c)
		1/30 de la menor entre la altura y la longitud no apoyadas	(d)
Exteriores de sótanos y cimentaciones [1]	200 mm		(e)

[1] Sólo se aplica a muros diseñados de acuerdo con el método de diseño simplificado de 11.5.3

11.4 RESISTENCIA REQUERIDA

R11.4 RESISTENCIA REQUERIDA

11.4.1 Generalidades

R11.4.1 Generalidades

11.4.1.1 La resistencia requerida se debe calcular de acuerdo con las combinaciones de mayoración de carga definidas en el Capítulo 5.

(Sin comentarios)

11.4.1.2 La resistencia requerida se debe calcular de acuerdo con los procedimientos de análisis definidos en el Capítulo 6.

11.4.1.3 Los efectos de esbeltez se deben calcular de acuerdo con 6.6.4, 6.7 ó 6.8. De manera alternativa, se permite utilizar el análisis de esbeltez fuera del plano de 11.8 en muros que cumplen con los requisitos de ese artículo.

R11.4.1.3 Las fuerzas que normalmente actúan en un muro se ilustran en la Fig. R11.4.1.3.

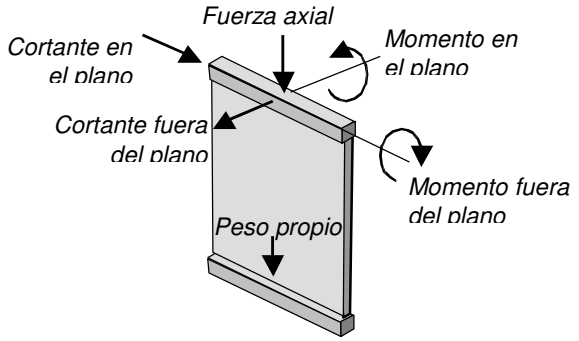


Figura R11.4.1.3 — Fuerzas dentro y fuera del plano.

11.4.1.4 Los muros deben diseñarse para cargas axiales excéntricas y cualquier carga lateral o de otro tipo a las que estén sometidos.

11.4.2 Fuerza axial y momento mayorados

R11.4.2 Fuerza axial y momento mayorados

11.4.2.1 Los muros deben diseñarse para el momento máximo mayorado, M_u, que puede acompañar a la fuerza axial mayorada para cada combinación de carga aplicable. La fuerza axial mayorada, P_u, a una excentricidad dada, no debe exceder $\phi P_{n,max}$, donde $P_{n,max}$ debe ser el dado en 22.4.2.1 y el factor de reducción de la resistencia ϕ debe ser

(Sin comentarios)

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO

el de secciones controladas por compresión de la Tabla 21.2.2. El momento máximo mayorado M_u debe incrementarse por los efectos de esbeltez de acuerdo con 6.6.4, 6.7 ó 6.8.

11.4.3 Cortante mayorado

11.4.3.1 Los muros deben diseñarse para la fuerza cortante máxima mayorada, V_u, en el plano y fuera del plano.

R11.4.3 Cortante mayorado

(Sin comentarios)

11.5 RESISTENCIA DE DISEÑO

11.5.1 Generalidades

11.5.1.1 Para cada combinación de mayoración de carga aplicable la resistencia de diseño debe cumplir con $\phi S_n \geq U$, en todas las secciones del muro, incluyendo a) hasta c). Se debe considerar la interacción entre la carga axial y la flexión.

a) $\phi P_n \geq P_u$

b) $\phi M_n \geq M_u$

c) $\phi V_n \geq V_u$

11.5.1.2 ϕ debe determinarse de acuerdo con 21.2.

R11.5 RESISTENCIA DE DISEÑO

R11.5.1 Generalidades

(Sin comentarios)

11.5.2 Carga axial y flexión dentro y fuera del plano

11.5.2.1 Para los muros de carga, P_n y M_n (dentro y fuera del plano) deben calcularse de acuerdo con 22.4. De manera alternativa, se permite considerar la carga axial y flexión fuera del plano de acuerdo con 11.5.3.

R11.5.2 Carga axial y flexión dentro y fuera del plano

(Sin comentarios)

11.5.2.2 Para los muros no portantes, M_n debe calcularse de acuerdo con 22.3.

R11.5.2.2 Por definición, los muros no portantes no están sometidos a fuerzas axiales significativas; por lo tanto, la resistencia a flexión no es una función de la fuerza axial.

11.5.3 Carga axial y flexión fuera del plano — método simplificado de diseño

11.5.3.1 Cuando la resultante de todas las cargas mayoradas esté localizada dentro del tercio central del espesor total de un muro macizo con una sección transversal rectangular, se permite calcular P_n por medio de:

$$P_n = 0{,}55 f'_c A_g \left[1 - \left(\frac{k l_c}{32 h}\right)^2\right] \qquad (11.5.3.1)$$

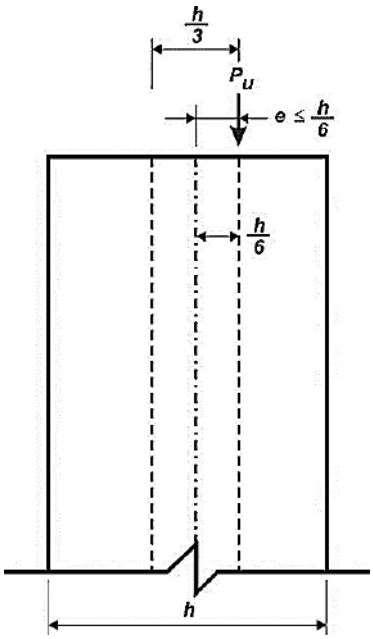
R11.5.3 Carga axial y flexión fuera del plano — método simplificado de diseño

R11.5.3.1 El método de diseño simplificado se aplica sólo a secciones transversales rectangulares macizas; todas las demás secciones deben diseñarse de acuerdo con 11.5.2.

Las cargas axiales excéntricas y momentos debidos a fuerzas fuera del plano se usan para determinar la excentricidad total máxima de la fuerza axial mayorada P_u

Cuando la fuerza axial resultante para todas las combinaciones aplicables de carga se encuentre localizada dentro del tercio central del espesor del muro (excentricidad no mayor de $h/6$) en to-

ESPECIFICACIÓN **COMENTARIO**



h = espesor del muro

Figura 11.5.3.1 – Método de diseño empírico de muros

das las secciones a lo largo del muro no deformado, no hay tracción inducidas en el muro y puede emplearse el método de diseño simplificado. El diseño se efectúa en este caso considerando P_u como una carga axial concéntrica. La fuerza axial mayorada P_u debe ser menor o igual a la resistencia de diseño por carga axial ϕP_n, calculada por medio de la ecuación (11.5.3.1).

La ecuación (11.5.3.1) da como resultado resistencias comparables con las que se determinan por medio de 11.5.2 para miembros cargados en el tercio central del espesor para diferentes condiciones de arriostramiento y restricción en los extremos. Véase la Fig. R11.5.3.1.

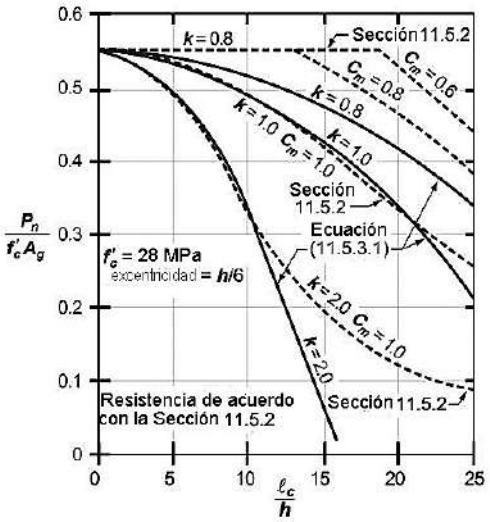


Figura R11.5.1.3 — Diseño simplificado de muros, ecuación (11.5.3.1), comparada con 11.5.2.

11.5.3.2 El factor de longitud efectiva ***k*** para ser utilizado en la ecuación (11.5.3.1) debe cumplir con la Tabla 11.5.3.2.

Tabla 11.5.3.2 — Factor de longitud efectiva *k* para muros

Condiciones de borde	*k*
Muros arriostrados en la parte superior e inferior contra desplazamiento lateral, y	
a) Restringidos contra rotación en uno o ambos extremos (superior, inferior o ambos)	*0,8*
b) No restringidos contra la rotación en ambos extremos	*1,0*
Muros no arriostrados contra desplazamiento lateral	*2,0*

11.5.3.3 El factor de reducción de resistencia ϕ para P_u en la ecuación (11.5.3.1) debe ser el factor para secciones controladas por compresión de 21.2.2.

ESPECIFICACIÓN | **COMENTARIO**

11.5.3.4 La armadura del muro no debe ser menor a la requerida por 11.6.

11.5.4 Fuerza cortante en el plano del muro

11.5.4.1 V_n debe calcularse de acuerdo con 11.5.4.2 hasta 11.5.4.8. De manera alternativa, se permite diseñar muros con $h_w \le 2\,\ell_w$ para cortante en el plano del muro de acuerdo con el procedimiento biela-tirante del Capítulo 23. En todos los casos, la armadura debe cumplir los límites de 11.6, 11.7.2 y 11.7.3.

11.5.4.2 Para el diseño de fuerzas cortantes horizontales en el plano del muro, h es el espesor del muro y d debe considerarse igual a $0{,}8\,\ell_w$. Se puede utilizar un valor mayor de d, igual a la distancia de la fibra extrema en compresión al baricentro de la resultante de las fuerzas de toda la armadura en tracción, cuando la localización de la resultante se determine por medio de un análisis de compatibilidad de deformaciones.

11.5.4.3 V_n en cualquier sección horizontal no debe exceder $0{,}83\sqrt{f'_c}\,h\,d$

11.5.4.4 V_n debe calcularse mediante:

$$V_n = V_c + V_s \qquad (11.5.4.4)$$

11.5.4.5 A menos que se haga un cálculo más detallado de acuerdo con el artículo 11.5.4.6, debe ser $V_c \le \lambda\sqrt{f'_c}\,h\,d/6$ para muros sometidos a compresión axial, ni exceder el valor dado en 22.5.7 para muros sometidos a tracción axial.

11.5.4.6 Se permite calcular V_c de acuerdo con la Tabla 11.5.4.6, donde N_u es positivo para compresión y negativo para tracción y la cantidad N_u/A_g debe expresarse en MPa.

R11.5.4 Fuerza cortante en el plano del muro

R11.5.4.1 El cortante en el plano del muro es importante principalmente para muros estructurales con relación altura a longitud pequeña. El diseño de muros más altos, en particular de aquéllos que tienen armadura uniformemente distribuido, probablemente va a estar controlado por consideraciones de flexión. Se pueden presentar excepciones en los muros estructurales altos sometidos a excitación sísmica fuerte.

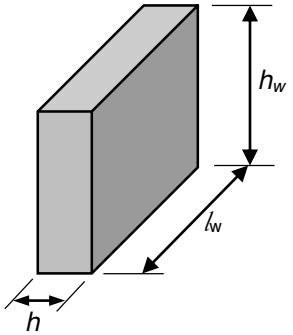


Figura R11.5.4.1 – Dimensiones de muros

R11.5.4.3 Este límite se incluyó como resguardo contra fallas por compresión diagonal en muros de cortante.

R11.5.4.6 Las expresiones a) hasta e) de la Tabla 11.5.4.6 se pueden usar para determinar V_c en cualquier sección dentro un muro de cortante. La expresión d) corresponde a la ocurrencia de una fisuración de cortante en el alma con una tensión principal a tracción de aproximadamente $\lambda\sqrt{f'_c}/3$ en el baricentro de la sección transversal del muro de cortante.

La expresión e) corresponde aproximadamente a la existencia de una fisuración de flexión-cortante con una tensión a tracción por flexión de

ESPECIFICACIÓN | **COMENTARIO**

$0{,}5\,\lambda\sqrt{f'_c}$ en una sección localizada a una distancia $\ell_w/2$ por encima de la sección que se investiga. En la medida que el término ($M_u/V_u - \ell_w/2$) disminuye, d) controla y se debe usar d) aunque el término llegue a ser negativo.

Tabla 11.5.4.6 — V_c : MUROS NO PRETENSADOS Y PRETENSADOS

Opción de cálculo	Fuerza axial	V_c		
Simplificado	Compresión	$\frac{\lambda\sqrt{f'_c}}{6}\,h\,d$		(a)
	Tracción	Mayor de:	$\frac{\lambda\sqrt{f'_c}}{6}\left(1+\frac{0{,}29\,N_u}{A_g}\right)h\,d$	(b)
			0	(c)
Detallado	Tracción o compresión	Menor de:	$0{,}274\,\lambda\sqrt{f'_c}\,h\,d+\frac{N_u}{4\,\ell_w}$	(d)
			$\left[\frac{\lambda\sqrt{f'_c}}{20}+\frac{\ell_w\left(0{,}10\,\lambda\sqrt{f'_c}+0{,}2\,\frac{N_u}{\ell_w h}\right)}{\frac{M_u}{V_u}-\frac{\ell_w}{2}}\right]h\,d$ Esta ecuación no aplica cuando ($M_u/V_u - \ell_w/2$) es negativa.	(e)

11.5.4.7 Las secciones situadas cerca de la base del muro a una distancia menor que $\ell_w/2$ o la mitad de la altura del muro, la que sea menor, se permite que sean diseñadas para el V_c calculado usando las opciones de cálculo detallado de la Tabla 11.5.4.6, a una distancia medida desde la base del muro de $\ell_w/2$ ó de la mitad de la altura del muro, la que sea menor.

R11.5.4.7 Los valores de V_c calculados con d) y e) de la Tabla 11.5.4.6 en una sección localizada a una distancia $\ell_w/2$ ó $h_w/2$, la que sea menor, por encima de la base del muro se aplican a esa sección y a todas las secciones localizadas entre ésta y la base del muro. Sin embargo, la fuerza cortante mayorada máxima V_u en cualquier sección, incluyendo la base del muro, está limitada por el valor de V_n máximo admisible de acuerdo con 11.5.4.3.

11.5.4.8 V_s debe ser proporcionado por la armadura transversal de cortante, el cual debe calcularse por medio de:

$$V_s = \frac{A_v\,f_{yt}\,d}{s} \qquad (11.5.4.8)$$

R11.5.4.8 La ecuación (11.5.4.8) se presenta en términos de resistencia a cortante V_s contribuida por la armadura horizontal de cortante para su aplicación directa en 11.5.4.4.

Debe colocarse también armadura vertical de cortante de acuerdo con 11.6 y cumpliendo con la limitación de espaciamiento de 11.7.2.

11.5.5 Cortante fuera del plano

11.5.5.1 V_n debe calcularse de acuerdo con 22.5.

R11.5.5 Cortante fuera del plano

(Sin comentarios)

11.6 LÍMITES DE LAS ARMADURA

Cuando $V_u \le 0{,}5\,\phi\,V_c$ en el plano del muro, ρ_l mínimo y ρ_t mínimo deben cumplir con la Tabla 11.6.1. No

R11.6 LÍMITES DE LAS ARMADURA

R11.6.1 Se requiere armadura para cortante tanto horizontal como vertical en todos los muros. La armadura distribuida se identifica ya sea como orientada paralela al eje longitudinal o

ESPECIFICACIÓN

hay necesidad de cumplir estos límites si se demuestra por medio de análisis estructural que se obtiene resistencia y estabilidad adecuadas.

COMENTARIO

transversal del muro. Por lo tanto, para segmentos verticales del muro, la nomenclatura designa la cuantía de armadura horizontal distribuida como ρ_t y la cuantía de armadura distribuida vertical como ρ_l.

Tabla 11.6.1 — Armadura mínimo para muros con $V_u \leq 0{,}5\ \phi\ V_c$ en el plano del muro

Tipo de muro	Tipo de armadura no pretensada	Tamaño de la barra o alambre	f_{yt} , MPa	Armadura longitudinal mínima [1], ρ_l.	Armadura horizontal mínima, ρ_t.
Construido en obra	Barras corrugadas	$d_b \leq$ 16 mm	≥ 420	*0,0012*	*0,0020*
			< 420	*0,0015*	*0,0025*
		$d_b >$ 16 mm	Cualquiera	*0,0015*	*0,0025*
	Armadura de alambre electrosoldado	≤ MW200 ó MD200	Cualquiera	*0,0012*	*0,0020*
Prefabricado [2]	Barras corrugadas o armadura de alambre electrosoldado	Cualquiera	Cualquiera	*0,0010*	*0,0010*

[1] No es necesario que los muros pretensados, con un tensión promedio a compresión efectivo de al menos 1,6 MPa, cumplan con los requisitos para armadura mínimo longitudinal, ρ_l .

[2] Alternativamente en muros en una dirección prefabricados, pretensados, con ancho menor de 3,6 m y no conectados mecánicamente para causar restricción en la dirección horizontal, no es necesario cumplir con los requisitos mínimos de armadura en la dirección normal a la armadura para flexión.

No se requiere armadura horizontal en muros pretensados prefabricados de ancho menor o igual a 3,6 m, porque esa medida es menor al ancho en que las tensiones por temperatura y retracción pueden alcanzar una magnitud que requiera armadura horizontal. Además, la mayor parte de la retracción ocurre antes de que los elementos sean conectados a la estructura. Una vez colocados en su posición final en la estructura, los elementos en general no están tan rígidamente conectados en el sentido horizontal como el hormigón monolítico. De esta manera, las tensiones causadas por la restricción debidas a cambios de temperatura y retracción se reducen significativamente.

Esta área mínima de armadura en muros prefabricados ha sido usada por muchos años sin problemas y es recomendada por el Precast/Prestressed Concrete Institute (PCI MNL-120-4) y por el Canadian Concrete Design Standard (2009). Las disposiciones para una menor armadura mínima y mayor espaciamiento de 11.7.2.2 reconocen que los paneles de muros prefabricados tienen muy poca restricción en sus bordes durante las primeras etapas de curado y, por lo tanto, desarrollan menores tensiones por retracción que muros comparables construidos en sitio.

ESPECIFICACIÓN

11.6.1 Cuando $V_u \geq 0,5 \phi V_c$ debe cumplir:

a) ρ_l debe ser al menos el mayor valor entre el valor calculado mediante la ecuación (11.6.2) y 0,0025, pero no necesita exceder al ρ_t requerido por la Tabla 11.6.1.

$$\rho_l \geq 0,0025 + 0,5\left(2,5 - \frac{h_w}{l_w}\right)(\rho_t - 0,0025) \qquad (11.6.2)$$

b) $\rho_l \geq 0,0025$

COMENTARIO

R11.6.2 Para muros cargados monotónicamente con relaciones alto-ancho bajas, los datos de ensayos (Barda et al. 1977) indican que la armadura horizontal para cortante se vuelve menos efectiva para resistencia a cortante que la armadura vertical. La ecuación (11.6.2) reconoce este cambio de efectividad de la armadura horizontal con respecto al vertical; si $h_w/l_w < 0,5$ la cantidad de armadura vertical es igual a la cantidad de armadura horizontal. Cuando $h_w/l_w > 2,5$, sólo se requiere una cantidad mínima de armadura vertical *(**0,0025 s h**)*

11.7 DETALLADO DE LAS ARMADURAS

R11.7 DETALLADO DE LAS ARMADURAS

11.7.1 Generalidades

R11.7.1 Generalidades

11.7.1.1 El recubrimiento de hormigón para la armadura debe cumplir con 20.6.1.

(Sin comentarios)

11.7.1.2 Las longitudes de anclaje de la armadura corrugada y pretensada deben calcularse de acuerdo con 25.4.

11.7.1.3 La longitud de empalme de la armadura corrugada debe calcularse de acuerdo con 25.5.

11.7.2 Espaciamiento de la armadura longitudinal

R11.7.2 Espaciamiento de la armadura longitudinal

11.7.2.1 El espaciamiento máximo, ***s***, de las barras longitudinales en muros construidos en obra debe ser:

(Sin comentarios)

$$s \leq \begin{cases} 3\,h \\ 300\ mm \end{cases}$$

Cuando se requiere armadura para cortante para resistencia en el plano del muro, el espaciamiento de la armadura longitudinal no debe exceder $l_w/3$.

11.7.2.2 El espaciamiento máximo, ***s*** de las barras longitudinales en muros prefabricados debe ser el menor de a) y b):

a) **5*h***

b) *300* mm para muros exteriores ó *500* mm para muros interiores.

Cuando se requiere armadura para resistencia a cortante en el plano del muro, el espaciamiento de la armadura longitudinal debe ser:

$$s \leq \begin{cases} 3\,h \\ 300\ mm \\ l_w/3 \end{cases}$$

11.7.2.3 Los muros con un ***h*** mayor de 250 mm, excepto los muros de sótanos y muros de contención en voladizo, deben tener armadura distribuida

ESPECIFICACIÓN | **COMENTARIO**

en cada dirección colocada en dos capas paralelas a las caras del muro de acuerdo con a) y b):

a) Una capa consistente en no menos de un medio y no más de dos tercios de la armadura total requerida para cada dirección, debe colocarse a no menos de 40 mm ni a más de ***h/3*** medidos a partir de la superficie exterior.

b) La otra capa, consistente en el resto de la armadura requerida en esa dirección, debe colocarse a no menos de 20 mm ni a más de ***h/3*** del espesor del muro medidos a partir de la superficie interior.

11.7.2.4 La armadura en tracción por flexión debe distribuirse adecuadamente y colocarse tan cerca como sea posible de la cara en tracción.

11.7.3 Espaciamiento de la armadura horizontal

R11.7.3 Espaciamiento de la armadura horizontal

11.7.3.1 El espaciamiento máximo, ***s*** de la armadura horizontal en los muros construidos en sitio debe ser:

(Sin comentarios)

$$s \leq \begin{cases} 3\,h \\ 300\ mm \end{cases}$$

Cuando se requiere armadura a cortante para resistencia en el plano del muro, el espaciamiento de la armadura horizontal no debe ser mayor que $l_w/5$

11.7.3.2 El espaciamiento ***s*** de las barras horizontales en muros prefabricados no debe exceder el menor de a) y b):

a) **5*h***

b) *300* mm para muros exteriores ó *500* mm para muros interiores.

Cuando se requiere armadura a cortante para resistencia en el plano del muro, ***s*** debe exceder:

$$s \leq \begin{cases} 3\,h \\ 300\ mm \\ l_w/5 \end{cases}$$

11.7.4 Apoyo lateral de la armadura longitudinal

R11.7.4 Apoyo lateral de la armadura longitudinal

11.7.4.1 Cuando se requiere armadura longitudinal como armadura para resistencia axial o cuando $A_{st} > 0{,}01\,A_g$, la armadura longitudinal debe estar apoyada lateralmente por estribos transversales.

(Sin comentarios)

11.7.5 Armadura alrededor de aberturas

R11.7.5 Armadura alrededor de aberturas

11.7.5.1 Adicionalmente a la armadura mínima requerida por 11.6, alrededor de vanos de ventanas,

(Sin comentarios)

ESPECIFICACIÓN | **COMENTARIO**

puertas y aberturas de similar tamaño, deben colocarse por lo menos dos barras d_b = 10 mm en ambas direcciones en todos los muros que tengan dos capas de armadura y una barra d_b = 10 mm en ambas direcciones en los muros que tengan una sola capa de armadura. Estas barras deben anclarse para desarrollar la tensión f_y en tracción en las esquinas de las aberturas.

11.8 MÉTODO ALTERNATIVO PARA EL ANÁLISIS FUERA DEL PLANO DE MUROS ESBELTOS

R11.8 MÉTODO ALTERNATIVO PARA EL ANÁLISIS FUERA DEL PLANO DE MUROS ESBELTOS

11.8.1 Generalidades

R11.8.1 Generalidades

11.8.1.1 Se pueden analizar los efectos de esbeltez fuera del plano del muro usando los requisitos de este artículo para muros que cumplan con a) hasta e).

a) La sección transversal es constante en toda la altura del muro

b) El muro debe estar controlado por tracción para los efectos de flexión fuera de su plano

c) ϕM_n es al menos M_{cr}, donde M_{cr} se calcula usando f_r dado en 19.2.3

d) P_u a media altura del muro no excede $0{,}06 f'_c A_g$

e) La deflexión fuera del plano, calculada, Δ_s, debida a las cargas de servicio, incluyendo el efecto $P\text{-}\Delta$, no excede $l_c/150$

R11.8.1.1 Este procedimiento se presenta como una alternativa a los requisitos de 11.5.2.1 para el diseño fuera del plano de paneles de muro esbeltos restringidos para rotación en su parte superior.

Los paneles que tienen ventanas u otras aberturas grandes se consideran que no tienen una sección transversal constante en la altura del muro. Dichos muros deben diseñarse tomando en consideración los efectos de tales aberturas.

En ACI 551 y Carter et al. (1993) se discuten muchos aspectos del diseño de muros y edificios construidos con el sistema de muros levantados (tilt-up).

11.8.2 Modelización

R11.8.2 Modelización

11.8.2.1 El muro debe analizarse como un elemento simplemente apoyado, cargado axialmente sometido a una carga lateral uniforme fuera del plano, con momentos y deflexiones máximas ocurriendo a media altura.

(Sin comentarios)

11.8.2.2 Las cargas gravitacionales concentradas aplicadas al muro por encima de cualquier sección deben suponerse distribuidas en un ancho igual al ancho del área de carga, más un ancho a cada lado que se incrementa con una pendiente de 2 en vertical a 1 en horizontal, pero sin exceder a) o b):

a) El espaciamiento de las cargas concentradas

b) Los bordes del panel de muro

11.8.3 Momento mayorado

R11.8.3 Momento mayorado

11.8.3.1 M_u a media altura del muro, debido a carga axial y flexión, combinadas debe incluir los efectos de la deflexión del muro de acuerdo con:

a) Por cálculo iterativo, usando:

R11.8.3.1 La profundidad del eje neutro, c en la ecuación (11.8.3.1c) corresponde a la siguiente área efectiva de la armadura longitudinal:

ESPECIFICACIÓN

$$M_u = M_{ua} + P_u \Delta_u \qquad (11.8.3.1a)$$

Donde:

M_{ua} es el máximo momento mayorado ubicado a media altura del muro, debido a las cargas laterales y cargas verticales excéntricas, sin incluir los efectos ***P-Δ***

Δ_u debe calcularse con la ecuación:

$$\Delta_u = \frac{5\, M_u\, l_c^2}{(0{,}75)\, 48\, E_c\, I_{cr}} \qquad (11.8.3.1b)$$

M_u debe obtenerse por iteración de las deflexiones, o por un cálculo directo usando la ecuación siguiente:

Donde I_{cr}, debe calcularse con la ecuación:

$$I_{cr} = \frac{E_s}{E_c}\left(A_s + \frac{P_u}{f_y}\,\frac{h}{2d}\right)(d-c)^2 + \frac{l_w c^3}{3} \qquad (11.8.3.1c)$$

Y debe ser:

$$\frac{E_s}{E_c} \geq 6$$

b) Por cálculo directo usando la ecuación:

$$M_u = \frac{M_{ua}}{1 - \dfrac{5\, P_u\, l_c^2}{(0{,}75)\, 48\, E_c\, I_{cr}}} \qquad (11.8.3.1d)$$

COMENTARIO

$$A_{se,w} = A_s + \frac{P_u}{f_y}\left(\frac{h/2}{d}\right)$$

11.8.4 Deflexión fuera del plano — cargas de servicio

11.8.4.1 La deflexión máxima fuera del plano debida a las cargas de servicio, ***Δ_s***, debe calcularse de acuerdo con la Tabla 11.8.4.1, donde ***M_a*** se debe calcular con la ecuación 11.8.4.2.

R11.8.4 Deflexión fuera del plano — cargas de servicio

R11.8.4.1 Datos de ensayos (Athey 1982) demuestran que las deformaciones fuera del plano aumentan rápidamente cuando el momento a nivel de carga de servicio excede $(\mathbf{2/3})\, \boldsymbol{M_{cr}}$. Se usa una interpolación lineal entre ***Δ_{cr}*** y ***Δ_n*** para determinar ***Δ_s*** y simplificar el diseño de los muros esbeltos sí $\boldsymbol{M_a} > (\mathbf{2/3})\, \boldsymbol{M_{cr}}$.

Tabla 11.8.4.1 — Cálculo de Δ_s

M_a	Δ_s	
$\leq \frac{2}{3} M_{cr}$	$\Delta_s = \frac{M_a}{M_{cr}} \Delta_{cr}$	(a)
$> \frac{2}{3} M_{cr}$	$\Delta_s = \frac{2}{3}\Delta_{cr} + \frac{M_a - (2/3) M_{cr}}{M_n - (2/3) M_{cr}} \left(\Delta_n - \frac{2}{3} \Delta_{cr}\right)$	(b)

ESPECIFICACIÓN

COMENTARIO

En el Capítulo 5 de esta Norma no se definen combinaciones de carga para el nivel de servicio. Éstas se discuten en el Apéndice C del ASCE/SEI 7-10 (2010). Los apéndices del ASCE/SEI 7 no se consideran partes obligatorias de esa norma.

Para calcular las deformaciones laterales a nivel de cargas de servicio de la estructura, el Apéndice C del ASCE/SEI 710 recomienda usar la siguiente combinación de carga:

$$D + 0{,}5\,L + W_a$$

En la cual W_a es la carga por viento basada en velocidades del viento de funcionamiento dadas en la norma NB 1225003. Si el muro esbelto se diseña para resistir los efectos sísmicos, *E,* y *E* se basa en fuerzas sísmicas al nivel de resistencia, la siguiente combinación de carga se considera adecuada para evaluar las deflexiones laterales al nivel de cargas de servicio:

$$D + 0{,}5\,L + 0{,}7\,E$$

11.8.4.2 El momento máximo M_a debido a las cargas laterales y verticales excéntricas a media altura del muro, en servicio, incluyendo los efectos $P_s\,\Delta_s$ debe calcularse con la ecuación (11.8.4.2) con iteración de las deflexiones

$$M_a = M_{sa} + P_s\,\Delta_s \qquad (11.8.4.2)$$

11.8.4.3 Δ_{cr} y Δ_s deben calcularse usando a) y b):

a) $$\Delta_{cr} = \frac{5\,M_{cr}\,l_c^2}{48\,E_c\,I_g} \qquad (11.8.4.3a)$$

b) $$\Delta_n = \frac{5\,M_n\,l_c^2}{48\,E_c\,I_{cr}} \qquad (11.8.4.3b)$$

11.8.4.4 I_{cr} debe calcularse con la ecuación (11.8.3.1c).

ESPECIFICACIÓN | **COMENTARIO**

CAPÍTULO 12 — DIAFRAGMAS

12.1 ALCANCE

12.1.1 Requisitos generales

Los requisitos de este capítulo se aplican al diseño de diafragmas no pretensados y pretensados, incluyendo:

a) Diafragmas que son losas construidas en sitio.
b) Diafragmas que comprenden una losa con capa de compresión construida en sitio sobre elementos prefabricados.
c) Diafragmas que comprenden elementos prefabricados con franjas de borde formadas por una capa de compresión de hormigón construido en sitio o por vigas de borde.
d) Diafragmas de elementos prefabricados interconectados sin capa de compresión de hormigón.

12.1.2 Categorías de diseño sísmico

Los diafragmas en estructuras asignadas a las Categorías de Diseño Sísmico D, E o F deben además cumplir con los requisitos de 18.12.

R12.1 ALCANCE

R12.1.1 Requisitos generales

Normalmente, los diafragmas son elementos planos horizontales o casi horizontales que sirven para transferir fuerzas laterales a los elementos verticales del sistema de resistencia ante fuerzas laterales (véase la Figura R12.1.1). Los diafragmas también amarran los elementos de la edificación entre sí conformando un sistema tridimensional completo y dan apoyo lateral a esos elementos conectándolos al sistema de resistencia ante fuerzas laterales. En general, los diafragmas también sirven como losas de piso y de cubierta, o como rampas estructurales en estacionamientos y, por lo tanto, soportan cargas gravitacionales. Un diafragma puede incluir cuerdas y colectores.

Cuando se encuentran sometidos a cargas laterales, tales como fuerzas inerciales actuando en el plano del diafragma de cubierta de la Figura R12.1.1, el diafragma actúa esencialmente como una viga que se extiende horizontalmente entre los elementos verticales del sistema de resistencia ante fuerzas laterales. El diafragma, entonces, desarrolla momentos de flexión y cortantes en su plano y posiblemente otras acciones. Cuando los elementos verticales del sistema de resistencia ante fuerzas laterales no se extienden a lo largo de toda la altura del diafragma, se pueden necesitar colectores que reciban el cortante del diafragma y lo transfieran a los elementos verticales. En ocasiones, se usa el término “distribuidor” para describir un colector que transfiere fuerzas desde un elemento vertical del sistema de resistencia ante fuerzas laterales hacia el diafragma. Este capítulo describe los requisitos mínimos para el diseño y el detallado de la armadura, incluyendo la configuración, modelos de análisis, materiales y resistencia de diafragmas y colectores.

Este capítulo cubre solo los tipos de diafragma incluidos en sus requisitos, otros tipos de diafragmas, tales como cerchas horizontales, se han usado con éxito en edificaciones, pero este capítulo no incluye disposiciones prescriptivas para estos tipos de diafragma.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN

COMENTARIO

12.2 GENERALIDADES

12.2.1 Fuerzas que se consideran

El diseño debe considerar de a) hasta e), según corresponda:

a) Fuerzas en el plano del diafragma debidas a cargas laterales que actúan sobre la edificación.

b) Fuerzas de transferencia en el diafragma.

c) Fuerzas de conexión entre el diafragma y los elementos estructurales verticales y elementos no estructurales.

d) Fuerzas resultantes del arriostramiento de elementos verticales o inclinados de la edificación.

e) Fuerzas fuera del plano del diafragma debidas a cargas gravitacionales u otras cargas aplicadas en la superficie del diafragma.

R12.2 — GENERALIDADES

R12.2.1 Fuerzas que se consideran

Como se ilustra de parcialmente en la Figura R12.1.1, los diafragmas resisten fuerzas provenientes de distintos tipos de acciones (Moehle et al. 2010):

a) **Fuerzas en el plano del diafragma** — Las fuerzas laterales provenientes de las combinaciones de carga, incluyendo viento, sismo y presiones horizontales de fluidos o empuje del suelo, generan acciones de cortante, axiales y de flexión en el plano del diafragma a medida que éste salva el espacio entre elementos verticales del sistema de resistencia ante fuerzas laterales y transfiere fuerzas a ellos. Para cargas de viento, la fuerza lateral es generada por la presión del viento que actúa sobre la fachada de la edificación y es transferida por los diafragmas a los elementos verticales. Para las fuerzas de sismo, las fuerzas inerciales se generan dentro del diafragma y las porciones aferentes de muros, columnas y otros elementos, y luego son transferidas por los diafragmas a los elementos verticales. Para edificios con niveles subterráneos, las fuerzas laterales son generadas por el empuje ejercido por el suelo contra los muros del sótano. En un sistema típico, los muros de contención de los sótanos se extienden verticalmente entre los pisos que sirven también como diafragmas, los cuales a su vez distribuyen las fuerzas laterales del empuje del suelo hacia otros elementos resistentes a fuerzas.

b) **Fuerzas de transferencia del diafragma** — Los elementos verticales del sistema de resistencia ante fuerzas laterales pueden tener diferentes propiedades a lo largo de su altura, o bien sus planos de resistencia pueden cambiar de un piso a otro, creando transferencias de fuerzas entre los elementos verticales. Una ubicación común donde cambian los planos de resistencia es a nivel del terreno de una edificación con una planta subterránea ampliada. En estos casos las fuerzas pueden transferirse desde la torre más angosta hacia los muros de contención de los sótanos a través de un diafragma de podio (véase la Figura R12.1.1).

c) **Fuerzas de conexión** — La presión del viento que actúa sobre las superficies expuestas de la edificación genera fuerzas fuera del plano sobre esas superficies. Del mismo modo, la vibración producida por un sismo puede generar fuerzas inerciales en los elementos estructurales verticales y no estructurales como son los de la fachada.

Documento En estudio

ESPECIFICACIÓN **COMENTARIO**

Estas fuerzas son transferidas desde los elementos donde se desarrollan las fuerzas hacia el diafragma a través de las conexiones.

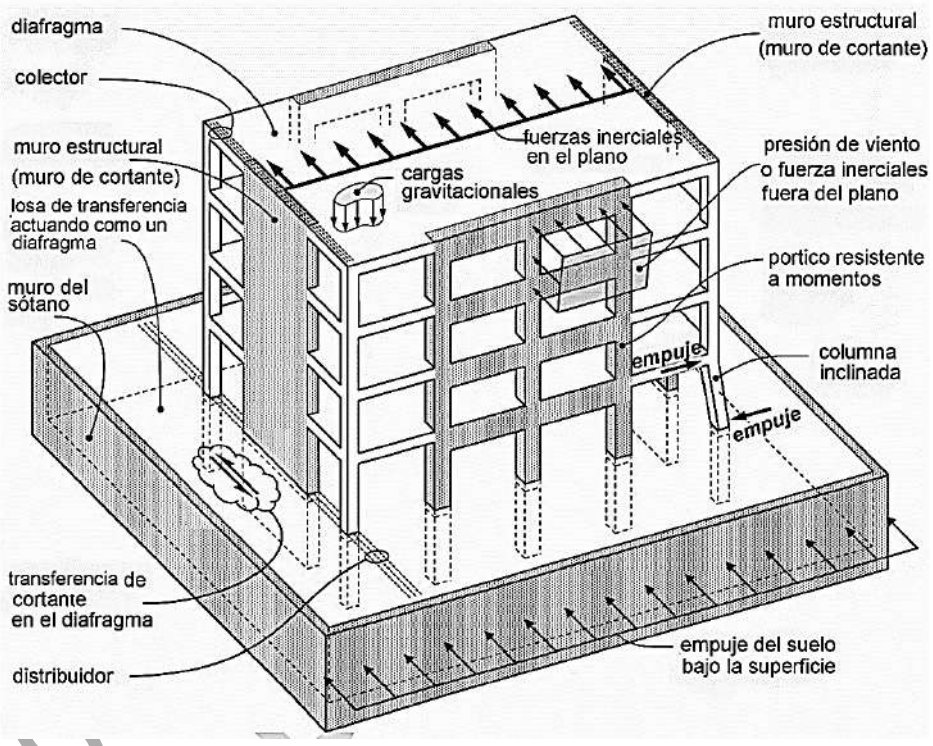


Figura R12.1.1 — Acciones típicas en el diafragma

d) **Fuerzas de arriostramiento de las columnas** — Las configuraciones arquitectónicas a veces requieren columnas inclinadas, que pueden provocar grandes empujes dentro del plano de los diafragmas debidos a las cargas de gravedad y de vuelco. Estos empujes pueden actuar en diferentes direcciones dependiendo de la orientación de la columna y de si se encuentra en compresión o en tracción. Cuando estos empujes no están balanceados localmente por otros elementos, las fuerzas deben transferirse al diafragma de modo que puedan ser transmitidas a otros elementos apropiados del sistema de resistencia ante fuerzas laterales. Dichas fuerzas son comunes y pueden ser significativas en columnas prefabricadas cargadas excéntricamente y que no están construidas monolíticamente con la estructura adyacente. El diafragma también da soporte lateral a las columnas que no están diseñadas como parte del sistema de resistencia ante fuerzas laterales, conectándolas a otros elementos que proporcionan estabilidad lateral a la estructura.

Documento

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
	e) **Fuerzas fuera del plano del diafragma** — La mayoría de los diafragmas forman parte de la estructura del piso y cubierta y, por lo tanto, soportan fuerzas gravitacionales. La Norma general de construcción puede además exigir que se consideren las fuerzas fuera del plano debido a la fuerza de levantamiento del viento en una losa de cubierta y a la aceleración vertical debida a los efectos del sismo.
12.2.2 Materiales	**R12.2.2 Materiales**
12.2.2.1 Las propiedades de diseño del hormigón deben seleccionarse de acuerdo con el Capítulo 19.	*(Sin comentarios)*
12.2.2.2 Las propiedades de diseño del acero de armadura deben seleccionarse de acuerdo con el Capítulo 20.	
12.3 LÍMITES DE DISEÑO	**R12.3 — LÍMITES DE DISEÑO**
12.3.1 Espesor mínimo de diafragmas	**R12.3.1 Espesor mínimo de diafragmas**
12.3.1.1 Los diafragmas deben tener el espesor requerido para estabilidad, resistencia y rigidez bajo las combinaciones de mayoración de carga.	Se puede requerir que los diafragmas resistan momento, cortante y fuerza axial en su plano. Para los diafragmas completamente construidos en sitio o conformados por losas compuestas de capa de compresión y miembros prefabricados, el espesor de todo el diafragma debe ser suficiente para resistir dichas acciones. Para losas con capa de compresión no compuestas, el espesor de la capa de compresión construido en sitio por si solo debe ser suficiente para resistir esas acciones. El artículo 18.12 contiene los requisitos específicos para los diafragmas en edificaciones asignadas a las Categorías de Diseño Sísmico D, E y F.
12.3.1.2 Los diafragmas de piso y cubierta deben tener un espesor no menor al requerido en otras partes de la Norma para los elementos de piso y de cubierta.	Además de los requisitos para resistir las fuerzas en el plano, los diafragmas que forman parte del piso o cubierta deben cumplir con los requisitos aplicables para el espesor de la losa o las alas de las vigas.
12.4 RESISTENCIA REQUERIDA	**R12.4 — RESISTENCIA REQUERIDA**
12.4.1 Generalidades	Generalmente, las combinaciones de mayoración de carga deben considerar las cargas fuera del plano que actúan simultáneamente con las fuerzas en el plano del diafragma. Por ejemplo, esto se requiere donde una viga de piso sirve también como colector, en cuyo caso la viga debe ser diseñada para resistir las fuerzas axiales derivadas de su acción como un colector y para los momentos de flexión derivados de su acción como viga de piso que soporta cargas gravitacionales.
12.4.1.1 La resistencia requerida para los diafragmas, colectores y sus conexiones debe calcularse de acuerdo con las combinaciones de mayoración de carga definidas en el Capítulo 5.	
12.4.1.2 La resistencia requerida de diafragmas que forman parte del piso o cubierta debe incluir los efectos de las cargas fuera del plano que se producen simultáneamente con otras cargas aplicables.	

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN

COMENTARIO

12.4.2 Modelación y análisis del diafragma

12.4.2.1 Los requisitos para la modelación y análisis de los diafragmas de la Norma general de construcción deben regir cuando sean aplicables. De lo contrario, la modelación y análisis de los diafragmas debe cumplir con lo definido en 12.4.2.2 hasta 12.4.2.5.

12.4.2.2 Los procedimientos de modelación y análisis de los diafragmas deben cumplir con los requisitos del Capítulo 6.

R12.4.2 Modelación y análisis del diafragma

R12.4.2.1 El ASCE/SEI 7 contiene requisitos para la modelación de diafragmas para ciertas condiciones de diseño, tales como los requisitos de diseño para resistir cargas por viento y sísmicas. Cuando se adopta el ASCE/SEI 7 como parte de la Norma general de construcción, sus requisitos rigen y no los de esta Norma.

R12.4.2.2 El Capítulo 6 contiene los requisitos generales aplicables para el análisis de diafragmas. Normalmente, los diafragmas se diseñan para permanecer elásticos o casi elásticos ante las fuerzas que actúan en su plano obtenidas de las combinaciones de mayoración de carga. Por lo tanto, generalmente se aceptan los métodos de análisis que satisfacen la teoría del análisis elástico. Se pueden aplicar los requisitos para el análisis elástico de 6.6.1 hasta 6.6.3.

La rigidez en el plano del diafragma afecta no solamente la distribución de las fuerzas dentro del diafragma sino también la distribución de los desplazamientos y fuerzas de los elementos verticales. En consecuencia, el modelo de rigidez del diafragma debe ser coherente con las características de la edificación. Cuando el diafragma es muy rígido comparado con los elementos verticales, como en un diafragma construido en sitio apoyado sobre pórticos resistentes a momento poco esbeltos, es aceptable modelar el diafragma como un elemento completamente rígido. Cuando el diafragma es flexible comparado con los elementos verticales, como en algunos sistemas consistentes en prefabricados unidos entre si y apoyados sobre muros estructurales, puede ser aceptable modelar el diafragma como una viga flexible que se extiende entre apoyos rígidos. En otros casos, puede ser aconsejable adoptar un modelo analítico más detallado para considerar los efectos de flexibilidad del diafragma en la distribución de los desplazamientos y fuerzas. Por ejemplo, edificaciones en las que las rigideces del diafragma y de los elementos verticales tienen aproximadamente el mismo valor, edificaciones con grandes transferencias de fuerzas, estructuras para estacionamientos en las que las rampas se conectan entre los pisos y actúan esencialmente como elementos de arriostramiento dentro de la edificación.

Para diafragmas constituidos por losas de hormigón, el ASCE/SEI 7 permite suponer un diafragma rígido cuando la relación de forma en planta del diafragma está dentro de unos límites prescritos, que varían según las cargas de viento y de sismo, y cuando la estructura no presenta irregularidades horizontales. Las disposiciones del ASCE/SEI 7 no prohíben suponer un diafragma rígido para otras condiciones, siempre y

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN | **COMENTARIO**

cuando la suposición de diafragma rígido sea razonablemente congruente con el comportamiento esperado. Los diafragmas de hormigón construidos en sitio, diseñados bajo la suposición de diafragma rígido tienen un largo historial de comportamiento satisfactorio, aunque pueden no estar comprendidos dentro de los valores indicados en ASCE/SEI 7.

12.4.2.3 Se permite cualquier conjunto de suposiciones razonables y congruentes para definir la rigidez de los diafragmas.

R12.4.2.3 Para los diafragmas con relación de forma baja construidos completamente en sitio o formados por una capa de compresión construida en sitio sobre elementos prefabricados, el diafragma generalmente se modela como un elemento rígido soportado por elementos verticales flexibles. Sin embargo, se deben considerar los efectos de la flexibilidad del diafragma cuando tales efectos afecten materialmente las acciones de diseño calculadas. Se deben considerar tales efectos para diafragmas que usan elementos prefabricados, con o sin capa de compresión en sitio. Cuando ocurren grandes transferencias de fuerzas, como se describe en R12.2.1 b), se pueden obtener fuerzas de diseño más realistas modelando la rigidez en el plano del diafragma. Los diafragmas con grandes vanos, grandes áreas recortadas en las esquinas u otras irregularidades pueden desarrollar deformaciones en el plano que deben considerarse en el diseño (véase la Figura R12.4.2.3 a))

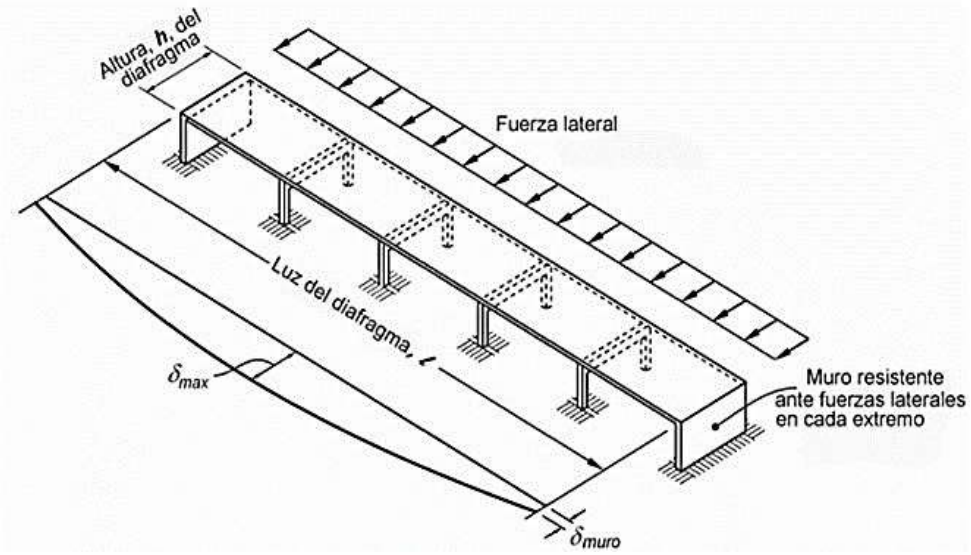


Figura R12.4.2.3 a) — Ejemplo de diafragma que podría no ser considerado como rígido en su plano.

Para un diafragma considerado como rígido en su propio plano, y para diafragmas semi-rígidos, se

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN **COMENTARIO**

puede obtener la distribución de las fuerzas internas del diafragma modelándolo como una viga horizontal rígida soportada sobre resortes que representan las rigideces laterales de los elementos verticales (véase la Figura R12.4.2.3 b)). Se deben incluir en el análisis los efectos de la excentricidad en el plano entre las fuerzas aplicadas y las resistencias de los elementos verticales, que provocan la torsión general del edificio. Se pueden utilizar elementos del sistema de resistencia ante fuerzas laterales alineados en la dirección ortogonal para resistir la rotación en el plano del diafragma (Moehle et al. 2010)

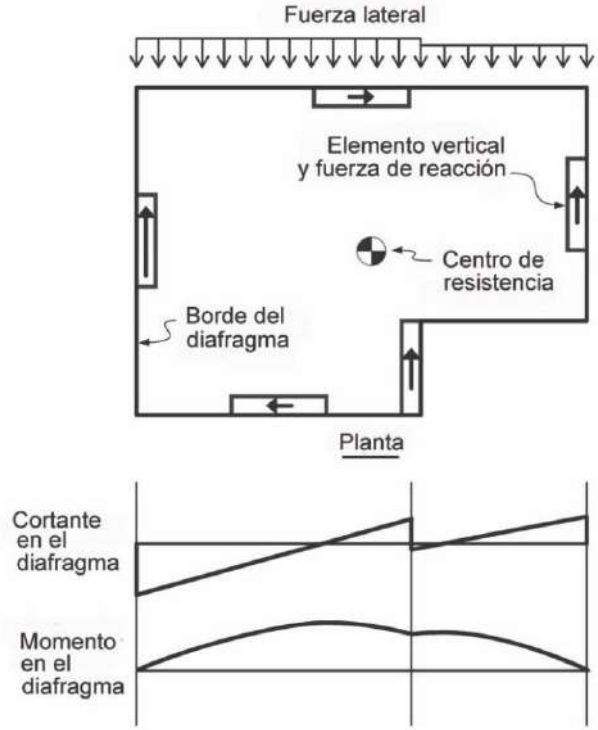


Figura R12.4.2.3 b — Acciones en el plano del diafragma obtenidas al modelar el diafragma como una viga horizontal rígida sobre apoyos flexibles.

12.4.2.4 El cálculo de los momentos, cortantes y fuerzas axiales de diseño en el plano del diafragma debe ser coherente con los requisitos de equilibrio y con las condiciones de diseño de frontera. Se permite determinar los momentos, cortantes y fuerzas axiales de diseño de acuerdo con una de las condiciones, desde a) hasta e), según sea apropiado:

a) Un modelo de diafragma rígido para casos en que el diafragma puede ser idealizado como tal.

b) Un modelo de diafragma flexible para casos en que el diafragma puede ser idealizado como tal.

R12.4.2.4 El modelo de diafragma rígido se usa ampliamente para diafragmas construidos completamente en sitio y para diafragmas conformados por una capa de compresión construido en sitio y colocado sobre elementos prefabricados, siempre y cuando no se creen condiciones flexibles como resultado de una luz larga, de una relación de forma grande o por irregularidad del diafragma. Para diafragmas más flexibles, a veces se hacen análisis de frontera amplia en los cuales el diafragma se analiza como un elemento rígido sobre apoyos flexibles y como un diafragma flexible sobre apoyos rígidos, con los valores de diseño tomados como la envolvente de los valores

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN

c) Análisis envolvente donde los valores de diseño son la envolvente de los valores obtenidos al suponer el límite superior y el límite inferior de rigidez en el plano para el diafragma en dos o más análisis independientes.

d) Un modelo de elementos finitos considerando la flexibilidad del diafragma.

e) Un modelo de bielas y tirantes de acuerdo con 23.2.

12.5 RESISTENCIA DE DISEÑO

12.5.1 Generalidades

12.5.1.1 Para cada combinación de mayoración de carga aplicable, las resistencias de diseño de diafragmas, colectores y sus conexiones deben cumplir con $\phi S_n \geq U$. La interacción entre los efectos de carga, debe tenerse en cuenta.

COMENTARIO

de los dos análisis. Los modelos de elementos finitos pueden ser adecuados para cualquier diafragma, pero son especialmente útiles para diafragmas con forma irregular y diafragmas que resisten grandes fuerzas de transferencia. La rigidez debe ajustarse según la fisuración esperada del hormigón bajo cargas de diseño. Para diafragmas de prefabricados de hormigón unidos que descansan sobre conectores mecánicos, puede ser necesario incluir las uniones y conectores en el modelo de elementos finitos. Para el diseño de diafragmas se puede usar el modelo de bielas y tirantes, siempre y cuando se incluyan las consideraciones de inversión de fuerzas que ocurren en las combinaciones de carga de diseño

R12.5 RESISTENCIA DE DISEÑO

R12.5.1 Generalidades

R12.5.1.1 Las acciones de diseño comúnmente incluyen el momento en el plano, con o sin fuerza axial; cortante en el plano, y compresión axial y tracción en colectores y otros elementos que actúan como puntales o tensores. Algunas configuraciones de diafragmas pueden conducir a otros tipos de acciones de diseño. Por ejemplo, un escalón vertical en el diafragma puede resultar en flexión fuera del plano, torsión o ambos. El diafragma debe diseñarse para tales acciones cuando ellas ocurren en elementos que forman parte de la trayectoria de cargas.

Las resistencias nominales se describen en el Capítulo 22 para un diafragma idealizado como viga o elemento sólido que resistente momento, fuerza axial y cortante en el plano; y en el Capítulo 23 para un diafragma o segmento de diafragma idealizado como un sistema de bielas y tirantes. Los colectores y puntales alrededor de aberturas pueden diseñarse como miembros a compresión sometidos a fuerza axial usando las disposiciones de 10.5.2 con el factor de reducción de resistencia para miembros controlados por compresión de 21.2.2. Para tracción axial en esos miembros, la resistencia nominal a tracción es $A_s f_y$ y el factor de reducción de la resistencia es 0,90 como se requiere para miembros controlados por tracción en 21.2.2.

Los diafragmas se diseñan para las combinaciones de carga de 5.3. Donde el diafragma o parte del diafragma está sometido a efectos de carga múltiples debe considerarse la interacción entre los efectos de carga. Un ejemplo común se presenta cuando un colector se construye dentro de

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
	una viga o losa que también resiste cargas gravitacionales, caso en el cual el elemento se diseña para momento y fuerza axial combinados. Otro ejemplo se presenta cuando una conexión se somete simultáneamente a tracción y cortante.
12.5.1.2 ϕ debe determinarse de acuerdo con 21.2.	
12.5.1.3 Las resistencias de diseño deben cumplir con a), b), c) o d): *a)* Para un diafragma idealizado como viga, con una altura igual a la altura total del diafragma, con el momento resistido por la armadura de borde concentrado en los bordes del diafragma, las resistencias de diseño deben cumplir con 12.5.2 hasta 12.5.4. *b)* Para un diafragma o segmento de diafragma idealizado como un sistema de bielas y tirantes, las resistencias de diseño deben cumplir con 23.3. *c)* Para un diafragma idealizado como un modelo de elementos finitos, las resistencias de diseño deben cumplir con el Capítulo 22. En el diseño a cortante se deben considerar las distribuciones no uniformes de cortante. En esos diseños se deben colocar los colectores necesarios para transferir los cortantes del diafragma a los elementos verticales del sistema de resistencia ante fuerzas laterales. *d)* Se permite diseñar el diafragma usando métodos alternativos que cumplan con los requisitos de equilibrio y deben conducir a resistencias de diseño que sean iguales o mayores a las resistencias requeridas para todos los elementos en la trayectoria de cargas.	**R12.5.1.3** Aplican diferentes requisitos de resistencia de diseño dependiendo de la forma en que se idealice la trayectoria de carga del diafragma. El artículo 12.5.1.3(a) se refiere a los requisitos para los casos comunes donde un diafragma se idealiza como una viga que se extiende entre los apoyos y que resiste las fuerzas dentro del plano, con una armadura de cuerda en los bordes para resistir momento y fuerza axial en el plano. Si los diafragmas se diseñan según este modelo, es adecuado suponer que el flujo del cortante es uniforme en toda la altura del diafragma. La altura del diafragma se refiere a la dimensión medida en la dirección de las fuerzas laterales dentro del plano (véase la Figura R12.4.2.3 a)). Cuando los elementos verticales del sistema de resistencia ante fuerzas laterales no se extienden en toda la altura del diafragma, los colectores deben transferir el cortante que actúa a lo largo de las porciones restantes de la altura del diafragma hacia los elementos verticales. Las Artículos 12.5.2 hasta 12.5.4 se basan en este modelo. Este enfoque de diseño es aceptable incluso cuando algunos momentos sean resistidos por pre-compresión como se indica en 12.5.1.4. Los artículos 12.5.1.3 b) hasta d) permiten modelos alternativos para el diseño de diafragmas. Si los diafragmas se diseñan para resistir momento a través de cuerdas distribuidas, o de acuerdo con los campos de tensiones determinados por análisis de elementos finitos, debe tenerse en cuenta el flujo de cortante no uniforme.
12.5.1.4 Se permite usar pre-compresión proveniente de la armadura pretensada para resistir las fuerzas del diafragma.	**R12.5.1.4** En el caso típico de una losa de piso pretensada, se requiere pretensado, como mínimo, para resistir la combinación de carga mayorada $1{,}2\,D + 1{,}6\,L$, donde L puede haber sido reducida como lo permite la Norma general de construcción. Sin embargo, en el diseño para viento y sismo, se reduce la carga gravitacional resistida por el pretensado porque rige la combinación de carga $1{,}2\,D + f_1\,L + (W \text{ ó } E)$, donde f_1 es 1,0 ó 0,5 dependiendo de la naturaleza de L. Por lo tanto, se requiere sólo una porción del

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN | **COMENTARIO**

pretensado efectivo para resistir las cargas gravitacionales reducidas. El resto del pretensado efectivo puede usarse para resistir momentos en el plano del diafragma. Los momentos adicionales, si existen, son resistidos por armadura adicional.

12.5.1.5 Si se diseña acero de armadura adherida consistente en armadura de pretensado pero que no se tensiona, para resistir fuerzas en los colectores, cortante del diafragma o tracción causada por momento en el plano, el valor de la tensión del acero utilizado para calcular la resistencia no debe exceder la resistencia especificada a la fluencia ni 420 MPa.

R12.5.1.5 La armadura no pretensada adherida, ya sean torones o barras, se usa a veces para resistir las fuerzas de diseño del diafragma. El límite impuesto a la resistencia a fluencia supuesta es para controlar el ancho de las fisuras y la abertura de las juntas. Esta Norma no incluye disposiciones para el anclaje de aceros de pretensado adherido no pretensado. Los límites de tensiones para otras armaduras se dan en el Capítulo 20.

12.5.2 Momento y fuerza axial

R12.5.2 Momento y fuerza axial

12.5.2.1 Se permite diseñar un diafragma para resistir momento y fuerza axial en el plano de acuerdo con 22.3 y 22.4.

R12.5.2.1 Este artículo permite el diseño para momento y fuerza axial de acuerdo con las suposiciones de 22.3 y 22.4, incluida la suposición de que las deformaciones unitarias varían linealmente a través de la altura del diafragma. En la mayoría de los casos, el diseño para fuerza axial y momento se puede realizar satisfactoriamente usando una pareja aproximada de fuerzas compresión-tracción con un factor de reducción de resistencia $\phi = 0{,}90$.

12.5.2.2 Se permite resistir la tracción debida a momento usando a), b), c) o d), o una combinación de estos métodos:

a) Barras corrugadas que cumplan con 20.2.1.

b) Torones o barras, pretensadas o no pretensadas, que cumplan con 20.3.1.

c) Conectores mecánicos que atraviesen las juntas entre elementos prefabricados.

d) Pre-compresión proveniente de la armadura pretensada.

R12.5.2.2 La armadura de pretensado adherida usada para resistir momento y fuerza axial en el plano puede ser pretensada o no pretensada. Los conectores mecánicos que atraviesan juntas entre elementos prefabricados se proporcionan para completar una trayectoria continua de la carga para la armadura embebida de esos elementos. En el artículo R12.5.1.4 se discute el uso de la pre-compresión proveniente de la armadura de pretensado.

12.5.2.3 El acero de armadura no pretensada y los conectores mecánicos que resisten tracción debido a momento deben colocarse dentro de $\boldsymbol{h}/\mathbf{4}$ del borde en tracción del diafragma, donde $\boldsymbol{h}$ es la altura del diafragma medida en el plano del diafragma. Cuando la altura del diafragma cambia a lo largo del vano, se permite anclar armadura en los segmentos adyacentes del diafragma que no se encuentran dentro del límite de $\boldsymbol{h}/\mathbf{4}$.

R12.5.2.3 La Figura R12.5.2.3 ilustra las ubicaciones permitidas para la armadura no pretensada que resiste tracción debida a momento y fuerza axial. Donde cambia la altura del diafragma a lo largo del vano, se permite anclar la armadura para tracción en las secciones adyacentes aun si la armadura cae fuera del límite de $\boldsymbol{h}/\mathbf{4}$ de la sección adyacente. En esos casos, se pueden usar modelos de bielas y tirantes o análisis de tensión plano para determinar los requisitos de las extensiones de las barras y de otras armaduras para proporcionar continuidad a través del escalón. Las restricciones en la ubicación de la armadura no pretensada y conectores mecánicos intentan

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN **COMENTARIO**

controlar la fisuración y la abertura excesiva de las juntas que se puede producir cerca de los bordes si la armadura o los conectores mecánicos estuvieran distribuidos en toda la altura del diafragma. La concentración de acero de armadura para tracción por flexión cerca del borde del diafragma también resulta en un flujo de cortante más uniforme a través de la altura del diafragma.

No existen restricciones para la ubicación de la armadura de pretensado que resiste momento a través de la pre-compresión. En efecto, la pre-compresión determina un momento que puede ser resistido por la armadura de pretensado, y el resto del momento es resistido por la armadura o conectores mecánicos colocados de acuerdo con 12.5.2.3.

La Norma no requiere que los elementos de borde del diafragma que resistan fuerzas de compresión por flexión sean detallados como columnas. Sin embargo, cuando un elemento de borde resiste una fuerza de compresión grande en comparación con la resistencia axial, o es diseñado como un puntal adyacente a un borde o abertura, se debe considerar un detallado con armadura transversal similar a los estribos cerrados de confinamiento de las columnas.

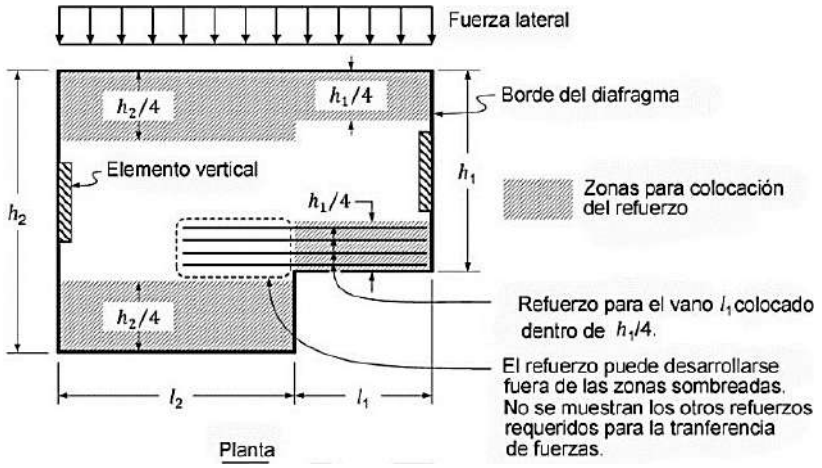


Figura R12.5.2.3 — Ubicaciones de la armadura no pretensada que resiste tracción debida a momento y fuerza axial de acuerdo con 12.5.2.3.

12.5.2.4 Los conectores mecánicos que atraviesen juntas entre elementos prefabricados deben diseñarse para resistir la tracción requerida por las aberturas previstas de las juntas.

R12.5.2.4 En un diafragma prefabricado sin afinado que resista fuerzas en el plano y responda en el rango lineal, se espera que ocurra abertura de las juntas (del orden de *2,5 mm* o menos). Una abertura mayor puede esperarse durante movimientos sísmicos que excedan el nivel de diseño. Los conectores mecánicos deben ser capaces de

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN

COMENTARIO

mantener la resistencia de diseño cuando ocurran las aberturas esperadas.

12.5.3 Cortante

12.5.3.1 Los requisitos de este artículo se aplican a la resistencia a cortante en el plano del diafragma.

R12.5.3 Cortante

R12.5.3.1 Estos requisitos suponen que el flujo de cortante en el diafragma es aproximadamente uniforme en toda la altura del diafragma, como sucede cuando se diseña de acuerdo con el artículo 12.5.1.3 a). Cuando se usan enfoques alternativos, se deben considerar las variaciones locales del cortante en el plano en toda la altura del diafragma.

12.5.3.2 Debe ser $\phi = 0{,}75$, a menos que un valor menor sea requerido por 21.2.4.

R12.5.3.2 Se puede requerir un factor de reducción de resistencia menor para las Categorías de Diseño Sísmico D, E o F, o cuando se usen sistemas especiales de resistencia sísmica.

12.5.3.3 Para un diafragma completamente construido en sitio, $\boldsymbol{V_n}$ debe calcularse con la ecuación (12.5.3.3).

$$V_n = A_{cv} \left(0{,}17\,\lambda\sqrt{f_c'} + \rho_t\, f_y\right) \qquad (12.5.3.3)$$

Donde $\boldsymbol{A_{cv}}$ es el área bruta de hormigón limitada por el espesor del alma y la altura del diafragma, reducida por el área de aberturas, si existen. El valor de $\sqrt{f_c'}$ usado para calcular $\boldsymbol{V_n}$ no debe exceder 8,3 MPa y ρ_t es la armadura distribuido orientada en forma paralela al cortante en el plano.

R12.5.3.3 Estos requisitos se adaptaron de los requisitos para diseño sísmico de 18.12.9. $\boldsymbol{A_{cv}}$ se refiere al área de la sección de la altura efectiva de la viga profunda que conforma el diafragma.

12.5.3.4 Para un diafragma completamente construido en sitio, las dimensiones de la sección transversal deben seleccionarse de tal manera que cumplan con:

$$V_u \leq \phi\, 0{,}66\, A_{cv} \sqrt{f_c'} \qquad (12.5.3.4)$$

donde valor de $\sqrt{f_c'}$ usado para calcular $\boldsymbol{V_n}$ no debe exceder 8,3 MPa.

12.5.3.5 Para diafragmas conformados por una capa de compresión de hormigón construido en sitio y colocado sobre elementos prefabricados, se debe cumplir con:

a) $\boldsymbol{V_n}$ debe calcularse de acuerdo con la ecuación (12.5.3.3) y deben seleccionarse las dimensiones de la sección transversal de modo que se cumpla con la ecuación (12.5.3.4). $\boldsymbol{A_{cv}}$ debe calcularse usando el espesor de la capa de compresión en los diafragmas formados por una capa de compresión no compuesto y por

R12.5.3.5 Para diafragmas con capa de compresión construida en sitio sobre elementos prefabricados, el espesor efectivo en 12.5.3.5 a) consiste únicamente en el espesor de la capa de compresión cuando la capa de compresión no actúa como compuesta con los elementos prefabricados. La capa de compresión tiende a desarrollar fisuras sobre y a lo largo de las juntas entre los elementos prefabricados. Por lo tanto, 12.5.3.5(b) limita la resistencia a cortante a la resistencia a

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN

el espesor combinado de los elementos prefabricados y construidos en sitio para los diafragmas con capa de compresión compuesta. Para los diafragmas formados por capa de compresión compuesto, el valor de f_c' en las ecuaciones (12.5.3.3) y (12.5.3.4) no debe exceder el menor f_c' de los miembros prefabricados o el f_c' del capa de compresión.

b) $\boldsymbol{V_n}$ no debe exceder el valor calculado de acuerdo con los requisitos de cortante por fricción de 22.9 considerando el espesor de la capa de compresión localizado sobre las juntas entre los elementos prefabricados con afinado no compuesto y compuesto, y la armadura que atraviesa las juntas entre los elementos prefabricados.

12.5.3.6 Para diafragmas consistentes en elementos prefabricados interconectados sin capa de compresión de hormigón, y para diafragmas consistentes en elementos prefabricados con franjas de borde formadas por capa de compresión de hormigón colocado en sitio o vigas de borde, se permite diseñar para cortante de acuerdo con a) o b), o ambos.

a) La resistencia nominal de las juntas inyectadas con mortero no debe exceder 0,55 MPa. Se debe diseñar armadura para resistir cortante con los requisitos de fricción-cortante de 22.9. La armadura de cortante por fricción debe colocarse además de la armadura requerida para resistir la tracción debida a momento y fuerza axial.

b) Los conectores mecánicos que atraviesen las juntas entre los elementos prefabricados deben diseñarse para resistir el cortante requerido por las aberturas previstas entre las juntas.

12.5.3.7 Para cualquier diafragma, en el cual el cortante es transferido desde el diafragma a un colector, o desde el diafragma o colector a un elemento vertical del sistema de resistencia ante fuerzas laterales, se debe cumplir con a) o b):

a) Cuando el cortante es transferido a través del hormigón, se deben aplicar los requisitos de 22.9 para cortante por fricción.

b) Cuando el cortante es transferido usando conectores mecánicos o espigos, se deben considerar los efectos de levantamiento y rotación del elemento vertical del sistema de resistencia ante fuerzas laterales.

COMENTARIO

cortante por fricción de la capa de compresión sobre las juntas entre elementos prefabricados.

R12.5.3.6 Esta Norma no contiene disposiciones para diafragmas sin capa de compresión en edificaciones asignadas a las Categorías de Diseño Sísmico D, E y F. En los diafragmas sin capa de compresión, se puede resistir el cortante usando acero de armadura para cortante por fricción en las juntas inyectadas con mortero (FEMA P751). El acero de armadura para cortante por fricción es adicional a la armadura requerida por diseño para resistir otras fuerzas de tracción en el diafragma, tales como aquellas debidas a momento y fuerza axial, o debidas a la tracción del colector. La intención es reducir la abertura de las juntas resistiendo simultáneamente el cortante por medio de la armadura de cortante por fricción. De manera alternativa o adicionalmente, se pueden usar conectores mecánicos para transferir el cortante a través de las juntas de los elementos prefabricados. En este caso, se deben esperar algunas aberturas en las juntas. Los conectores mecánicos deben ser capaces de mantener la resistencia de diseño cuando se presenten las aberturas previstas en las juntas.

R12.5.3.7 Además de contar con resistencia a cortante adecuada dentro del plano, un diafragma debe reforzarse para transferir el cortante a través de la armadura de cortante por fricción o conectores mecánicos a los colectores y elementos verticales del sistema de resistencia ante fuerzas laterales. En los diafragmas construidos completamente en sitio, la armadura proporcionada para otros fines normalmente es adecuado para transferir las fuerzas desde el diafragma hacia los colectores a través de la armadura de cortante por fricción.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN | **COMENTARIO**

Sin embargo, se puede requerir armadura adicional para transferir el cortante del diafragma o de los colectores hacia los elementos verticales del sistema de resistencia ante fuerzas laterales a través de armadura de cortante por fricción. La Figura R12.5.3.7 ilustra un detalle común para los pelos destinados a esta finalidad.

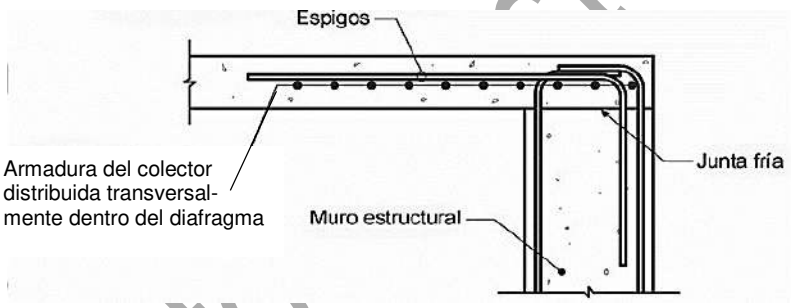


Figura R12.5.3.7 — Detalles de espigos proporcionados para transferir cortante a un muro estructural a través de la armadura de cortante por fricción.

12.5.4 Colectores

R12.5.4 Colectores

Un colector es la región del diafragma que transfiere las fuerzas entre el diafragma y un elemento vertical del sistema de resistencia ante fuerzas laterales. Se puede extender transversalmente dentro del diafragma para reducir las tensiones nominales y la congestión de la armadura, como se aprecia en la Figura R12.5.3.7. Cuando el ancho de un colector se extiende dentro de la losa, el ancho del colector a cada lado del elemento vertical no debe exceder aproximadamente la mitad del ancho de contacto entre el colector y el elemento vertical.

12.5.4.1 Los colectores deben extenderse desde los elementos verticales del sistema de resistencia ante fuerzas laterales a través de toda o parte de la altura del diafragma según se requiera para transferir el cortante desde el diafragma a los elementos verticales. Se permite discontinuar un colector a lo largo de los elementos verticales del sistema de resistencia ante fuerzas laterales donde no se requiere transferencia de las fuerzas de diseño de los colectores.

R12.5.4.1 El procedimiento de diseño de 12.5.1.3(a) modela el diafragma como una viga de altura total con flujo de cortante uniforme. Cuando los elementos verticales del sistema de resistencia ante fuerzas laterales no se extienden en la altura total del diafragma, se requiere de colectores para transferir el cortante que actúa a lo largo de las porciones restantes de la altura del diafragma, como se aprecia en la Figura R12.5.4.1. También se pueden considerar colectores de altura parcial, pero debe diseñarse una trayectoria completa de fuerza que sea capaz de transmitir todas las fuerzas del diafragma al colector y a los elementos verticales (Moehle et al. 2010).

Documento de estudio

ESPECIFICACIÓN **COMENTARIO**

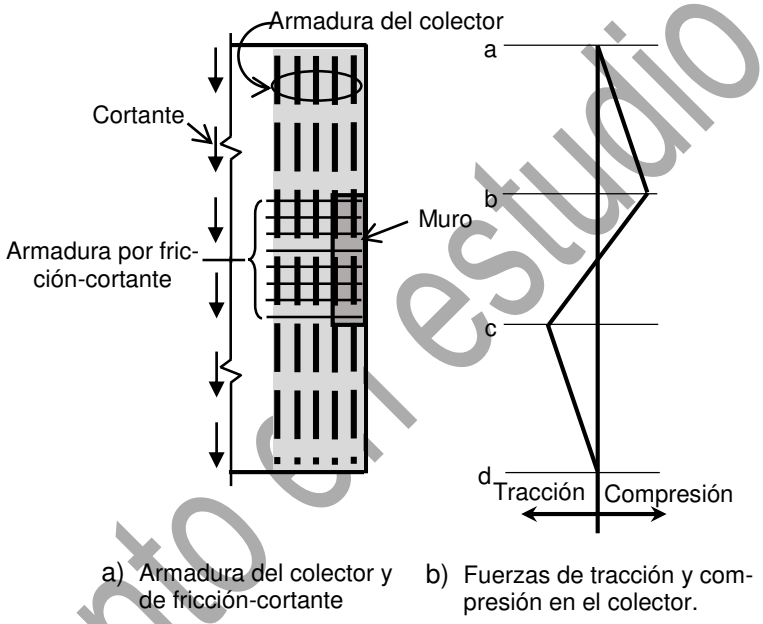


Figura R12.5.4.1 — Colector de altura total y armadura para cortante por fricción requerido para transferir las fuerzas del colector al muro.

12.5.4.2 Los colectores deben diseñarse como elementos a tracción, o compresión, o ambos, de acuerdo con 22.4.

R12.5.4.2 Las fuerzas de tracción y compresión en un colector están determinadas por las fuerzas cortantes del diafragma que se transmiten a los elementos verticales del sistema de resistencia ante fuerzas laterales (véase la Figura R12.5.4.1). Excepto en lo requerido en 18.12.7.5, la Norma no exige que los colectores que resisten las fuerzas de diseño a compresión sean diseñados como columnas. Sin embargo, en estructuras en que los colectores resisten grandes fuerzas a compresión en comparación con la resistencia a fuerza axial, o diseñados como puntales adyacentes a bordes o aberturas, debe considerarse un detallado con armadura transversal similar a los estribos cerrados de confinamiento para columnas. Ese tipo de detalles se exige en 18.12.7.5 para algunos diafragmas en edificaciones asignadas a las Categorías de Diseño Sísmico D, E y F

12.5.4.3 Cuando se diseña un colector para transferir fuerzas a un elemento vertical, la armadura del colector debe extenderse a lo largo del elemento vertical al menos la mayor longitud definida entre:

a) La longitud requerida para anclar la armadura en tracción.

b) La longitud requerida para transmitir las fuerzas de diseño al elemento vertical a través de la armadura de cortante por fricción, de acuerdo con 22.9, o a través de conectores

R12.5.4.3 Además de tener una longitud de anclaje suficiente, la armadura del colector debe extenderse lo necesario para transferir todas sus fuerzas a los elementos verticales del sistema de resistencia ante fuerzas laterales. Es una práctica común el extender algunos de las armaduras del colector en toda la longitud del elemento vertical, de modo que las fuerzas del colector puedan transmitirse de manera uniforme a través de la armadura de cortante por fricción (véase la Figura R12.5.4.1). La Figura R12.5.4.3 muestra un ejemplo de la armadura de colector extendida

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN

mecánicos u otros mecanismos de transferencia de fuerzas.

COMENTARIO

para transmitir las fuerzas a las tres columnas de pórtico.

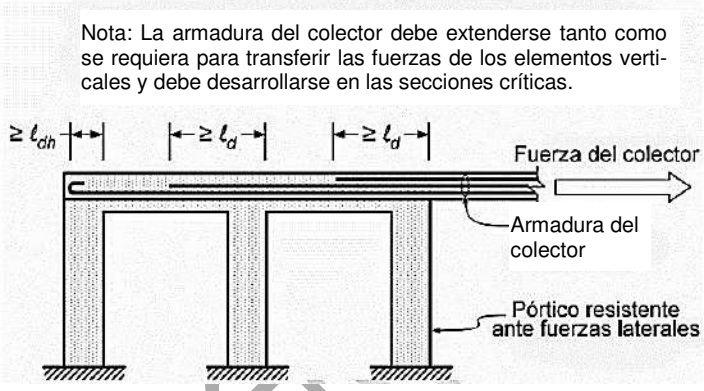


Figura R12.5.4.3 — Esquema de la transferencia de fuerzas del colector hacia los elementos verticales del sistema de resistencia ante fuerzas laterales.

12.6 LÍMITES DE LAS ARMADURAS

12.6.1 Retracción y temperatura

La armadura para resistir las tensiones de retracción y temperatura debe cumplir con 24.4.

12.6.2 Losas de piso o cubierta

Excepto para losas sobre el terreno, los diafragmas que forman parte del piso o cubierta deben cumplir con los límites de armadura para losas en una dirección de acuerdo con 7.6 o en dos direcciones de acuerdo con 8.6, la que sea aplicable.

12.6.3 Distribución de la armadura

La armadura diseñada para resistir las fuerzas en el plano del diafragma debe sumarse a la armadura diseñada para resistir otros efectos de carga, excepto que se permite considerar la armadura colocada para resistir los efectos de retracción y variación de temperatura como parte de la armadura para resistir las fuerzas en el plano del diafragma.

R12.6 LÍMITES DE LAS ARMADURAS

(Sin comentarios)

12.7 DETALLADO DE LA ARMADURA

12.7.1 Generalidades

12.7.1.1 El recubrimiento de hormigón para la armadura debe cumplir con 20.6.1.

12.7.1.2 Las longitudes de anclaje de la armadura corrugada y pretensada deben calcularse de acuerdo con 25.4, a menos que el Capítulo 18 exija mayores longitudes.

R12.7 DETALLADO DE LA ARMADURA

R12.7.1 Generalidades

R12.7.1.1 Para estructuras asignadas a las Categorías de Diseño Sísmico D, E, o F, el recubrimiento de hormigón puede estar gobernado por los requisitos de diseño sísmico de 18.12.7.6.

Documento en revisión

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
12.7.1.3 Los empalmes de armadura corrugada deben cumplir con 25.5.	
12.7.1.4 Los paquetes de barras deben cumplir con 25.6.	
12.7.2 Espaciamiento de la armadura	**R12.7.2 Espaciamiento de la armadura**
12.7.2.1 El espaciamiento mínimo de la armadura, **s ,** debe cumplir con 25.2.	**R12.7.2.1** Para estructuras asignadas en las Categorías de Diseño Sísmico D, E, o F, el espaciamiento de la armadura de confinamiento en los colectores puede estar gobernado por los requisitos de diseño sísmico de 18.12.7.5.
12.7.2.2 El espaciamiento máximo de la armadura, ***s*** , debe ser el menor entre cinco veces el espesor del diafragma y 450 mm.	
12.7.3 Armadura de diafragmas y colectores	**R12.7.3 Armadura de diafragmas y colectores**
12.7.3.1 Excepto para las losas sobre el terreno, los diafragmas que forman parte del piso o cubierta deben cumplir con los detalles para losas en una dirección de acuerdo con 7.7 o para losas en dos direcciones de acuerdo con 8.7, los que sean aplicables.	*(Sin comentarios)*
12.7.3.2 Las fuerzas calculadas a tracción o compresión en la armadura para cada sección del diafragma o colector deben anclarse a cada lado de esa sección.	**R12.7.3.2** Las secciones críticas para el anclaje de la armadura generalmente ocurren en puntos de máximo tensión, en puntos donde la armadura adyacente se termina y ya no es necesario para resistir las fuerzas de diseño y en otros puntos de discontinuidad del diafragma.
12.7.3.3 La armadura colocada para resistir tracción debe extenderse más allá del punto en que ya no se requiere para resistirla por una distancia al menos igual a l_d de la armadura, excepto en los bordes del diafragma y en las juntas de expansión.	**R12.7.3.3** Para una viga, la Norma exige que la armadura a flexión se extienda la mayor distancia entre ***d*** y ***12 d_b*** más allá de los puntos donde ya no se requiere para flexión. Estas extensiones son importantes en las vigas con el fin de protegerlas de fallas de adherencia o cortante que pudieran resultar de las imprecisiones en la ubicación calculada para la tensión a tracción. No se ha informado acerca de este tipo de fallas en diafragmas. Para simplificar el diseño y evitar extensiones excesivamente largas de las barras que resultarían de aplicar las disposiciones para vigas a los diafragmas, este requisito sólo pide que la armadura para tracción se extienda l_d más allá de los puntos donde ya no se requiere para resistir tracción.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN | **COMENTARIO**

CAPÍTULO 13 — FUNDACIONES

13.1 ALCANCE

R13.1 ALCANCE

R13.1 — Alcance

En este capítulo se presentan los requisitos aplicables específicamente a las fundaciones, sin embargo, la mayoría de los requisitos usados para el diseño de las fundaciones se encuentran en otros capítulos de la Norma. Esos capítulos están mencionados en el Capítulo 13. Sin embargo, la aplicabilidad de los requisitos específicos dentro de ellos puede no estar explícitamente definida para las fundaciones.

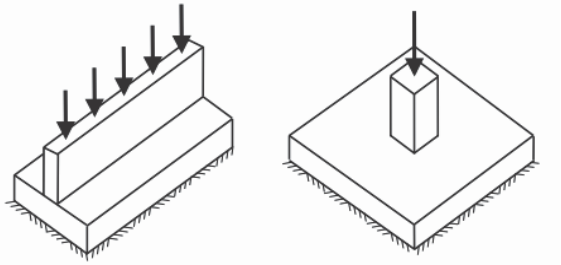
13.1.1 Disposición general

Este Capítulo debe aplicarse al diseño de fundaciones pretensadas y no pretensadas, incluyendo fundaciones superficiales de a) hasta e), y cuando sea aplicable, fundaciones profundas de f) hasta i).

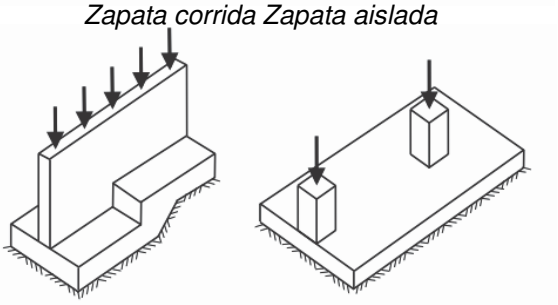
a) Zapatas corridas.
b) Zapatas aisladas.
c) Zapatas combinadas.
d) Losas de fundación, plateas de fundación y losa radier
e) Vigas sobre el terreno.
f) Cabezales de pilotes.
g) Pilotes.
h) Pilotes excavados.
i) Cajones de fundación (caissons) y tubulones.

R13.1.1 Disposición general

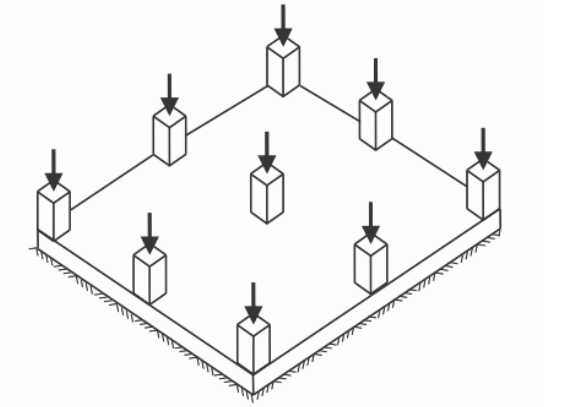
En la Figura R13.1.1 se ilustran ejemplos de fundaciones cubiertas en este capítulo. Las zapatas escalonadas e inclinadas se consideran un subconjunto de otros tipos de zapatas.



Zapata corrida Zapata aislada



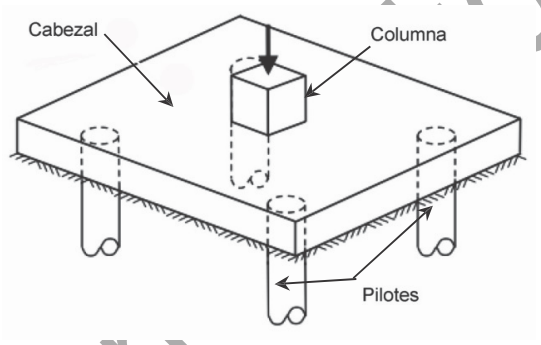
Zapata escalonada Zapata combinada



Losa de fundación

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN | **COMENTARIO**



Sistema de fundación profunda con pilotes y cabezales de pilotes

Figura R13.1.1 — Tipos de fundaciones

13.1.2 Exclusión

Las fundaciones excluidas en 1.4.6 se excluyen de este capítulo.

13.2 GENERALIDADES

R13.2 GENERALIDADES

13.2.1 Materiales

(Sin comentarios)

13.2.1.1 Las propiedades de diseño del hormigón deben seleccionarse de acuerdo con el Capítulo 19.

13.2.1.2 Las propiedades de diseño del acero de armadura deben seleccionarse de acuerdo con el Capítulo 20.

13.2.1.3 Los requisitos de los materiales, diseño y detallado de los insertos embebidos en el hormigón deben cumplir con 20.7.

13.2.2 Conexión a otros elementos

R13.2.2 Conexión a otros elementos

13.2.2.1 El diseño y detallado de columnas construidas en sitio y prefabricadas, pedestales y conexiones de muros a las fundaciones deben cumplir con 16.3.

(Sin comentarios)

13.2.3 Efectos sísmicos

R13.2.3 Efectos sísmicos

13.2.3.1 Los elementos estructurales situados por debajo de la base de la estructura que se requieren para transmitir a la fundación las fuerzas resultantes de los efectos sísmicos, deben cumplir con las disposiciones de 18.2.2.3.

R13.2.3.1 La base de la estructura, como se define en el análisis, puede no corresponder necesariamente al nivel de la fundación o del terreno, o a la base de una edificación como se define en la Norma general de construcción para efectos de planificación (por ejemplo, los límites de altura o los requisitos de protección contra el fuego). Los detalles en columnas y muros que se extienden bajo la base de una estructura hasta la fundación

Documento en revisión

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
	deben ser congruentes con aquellos sobre la base de la estructura.
13.2.3.2 En estructuras asignadas a las Categorías de Diseño Sísmico (SDC) D, E, o F, las fundaciones superficiales y profundas que resistan fuerzas inducidas por el sismo o que transfieran fuerzas inducidas por el sismo entre la estructura y el terreno deben diseñarse de acuerdo con 18.13.	**R13.2.3.2** Es deseable que la respuesta inelástica debida a movimientos fuertes del terreno se produzca en los elementos estructurales localizados por encima de la fundación y que los elementos de la fundación permanezcan esencialmente elásticos ya que la reparación de fundaciones puede ser extremadamente difícil y costosa. Los requisitos para las fundaciones que soportan edificaciones asignadas a las Categorías de Diseño Sísmico D, E o F representan un consenso respecto al nivel mínimo de buena práctica en el diseño y detallado de fundaciones de hormigón para lograr este objetivo.
13.2.4 Losas sobre el terreno	**R13.2.4 Losas sobre el terreno**
13.2.4.1 Las losas sobre el terreno que transmiten cargas verticales o fuerzas laterales provenientes de otras partes de la estructura al suelo deben diseñarse y construirse de acuerdo con las disposiciones aplicables de esta Norma.	A menudo las losas sobre el terreno actúan como un diafragma para mantener la integridad de la edificación a nivel del terreno y minimizar los efectos de movimientos desfasados del terreno que pueden producirse debajo de la edificación. En estos casos, la losa debe ser reforzada y detallada adecuadamente. Como lo exige en el Capítulo 26, los documentos de construcción deben indicar claramente que estas losas sobre el terreno son elementos estructurales con el fin de prohibir que sean cortadas con sierra.
13.2.4.2 Las losas sobre el terreno que transmiten fuerzas laterales como parte del sistema resistente ante fuerzas sísmicas deben cumplir con 18.13.	
13.2.5 Hormigón simple	**R13.2.5 Hormigón simple**
13.2.5.1 Las fundaciones de hormigón simple deben diseñarse de acuerdo con el Capítulo 14.	*(Sin comentarios)*
13.2.6 Criterio de diseño	**R13.2.6 Criterio de diseño**
13.2.6.1 Las fundaciones deben diseñarse para resistir las cargas mayoradas y las reacciones inducidas.	**R13.2.6.1** La capacidad admisible del suelo o la capacidad admisible de los pilotes deben determinarse mediante los principios de mecánica de suelos y de acuerdo con el Norma general de construcción. El tamaño del área de la base de una zapata sobre el suelo o el número y distribución de los pilotes, generalmente se establece con base en estos valores admisibles para cargas no mayoradas (de servicio) tales como ***D***, ***L***, ***W*** y ***E***, en cualquier combinación que controle el diseño. Cuando haya necesidad de tener en cuenta cargas excéntricas o momentos, la tensión en los extremos sobre el suelo o la reacción obtenida en el pilote deben estar dentro de los valores admisibles. Las reacciones resultantes debidas a cargas de servicio combinadas con los momentos, cortantes, o ambos, causados por las fuerzas de viento o sismo no deben exceder los valores

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
	incrementados que puedan estar permitidos por el Norma general de construcción. Para definir por resistencia las dimensiones de una zapata o cabezal de pilotes, debe determinarse la presión de contacto con el suelo o la reacción del pilote debida a las cargas mayoradas aplicadas. Estos valores calculados para presiones de contacto con el suelo o reacciones en los pilotes se usan para determinar la resistencia de la fundación requerida para flexión, cortante y anclaje de la armadura, como en cualquier otro elemento de la estructura. En el caso de cargas excéntricas, las cargas mayoradas aplicadas pueden causar distribuciones de la presión de contacto con el suelo o de la reacción del pilote diferentes a las obtenidas para las cargas no mayoradas. Únicamente se necesita transmitir a la zapata los momentos que se calculan en la base de la columna o pedestal. Para la transmisión de fuerzas y momentos a las zapatas, no es necesario tener en cuenta el requisito de momento mínimo debido a consideraciones de esbeltez dado en 6.6.4.5.
13.2.6.2 Los sistemas de fundaciones pueden diseñarse mediante cualquier procedimiento que cumpla con las condiciones de equilibrio y compatibilidad geométrica.	**R13.2.6.2** Se permite el diseño de la fundación basado directamente en los principios fundamentales de la mecánica estructural, siempre que se pueda demostrar que se satisfacen todos los criterios de resistencia y funcionamiento. El diseño de la fundación se puede lograr mediante el uso combinado de soluciones clásicas basadas en un continuo linealmente elástico, soluciones numéricas basadas en elementos discretos o análisis de líneas de fluencia. En todos los casos, se debe incluir el análisis y la evaluación de las condiciones de tensión en los puntos de aplicación de la carga o reacciones del pilote correspondientes a cortante y torsión, así como a flexión.
13.2.6.3 Se permite diseñar las fundaciones de acuerdo con el modelo biela y tirante del Capítulo 23.	**R13.2.6.3** Un ejemplo de la aplicación de este requisito se presenta en los cabezales de pilotes apoyados sobre pilotes, similar a lo mostrado en la Figura R13.1.1, los cuales pueden diseñarse usando modelos tridimensionales biela y tirante que cumplan con el Capítulo 23 (Adebar et al. 1990).
13.2.6.4 El momento externo en cualquier sección de una zapata corrida, zapata aislada o cabezal de pilote debe determinarse pasando un plano vertical a través del elemento, y calculando el momento de las fuerzas que actúan sobre el área total del elemento que quede a un lado de dicho plano vertical.	

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN | **COMENTARIO**

13.2.7 Secciones críticas para fundaciones superficiales y cabezales de pilotes

13.2.7.1 M_u en el elemento soportado se debe calcular en la sección crítica indicada en la Tabla 13.2.7.1.

Tabla 13.2.7.1 — Localización de la sección crítica para M_u

Localización de la sección crítica	Elemento soportado
Cara de la columna o pedestal	Columna o pedestal
En el punto medio entre la cara de la columna y el borde de la placa base de acero	Columna con placa base de acero
Cara del muro	Muro de hormigón
En el punto medio entre el eje y la cara del muro de albañilería	Muro de albañilería

R13.2.7 Secciones críticas para fundaciones superficiales y cabezales de pilotes

(Sin comentarios)

mento en estudio

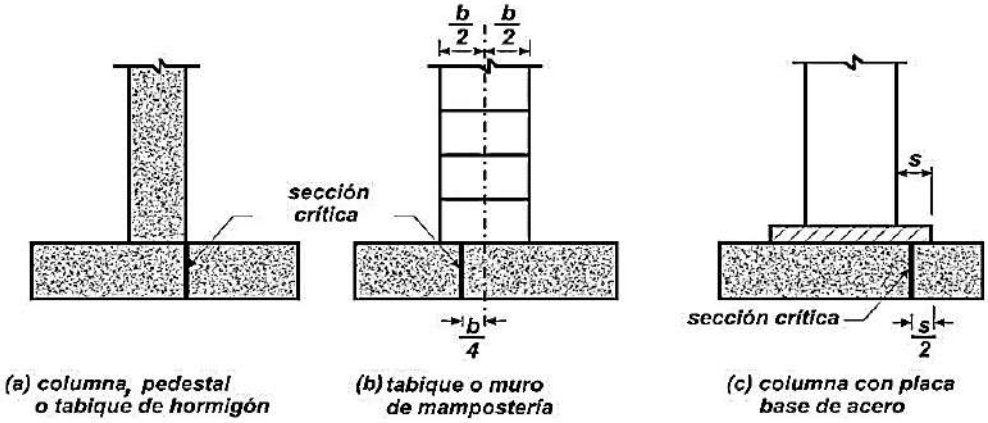


Figura 13.2.7.1 – Ubicación de las secciones críticas para momento máximo mayorado en zapatas y cabezales

13.2.7.2 La localización de la sección crítica para cortante mayorado de acuerdo con 7.4.3 y 8.4.5 para cortante en una dirección u 8.4.4.1 para cortante en dos direcciones debe medirse desde la ubicación de la sección crítica para M_u definida en 13.2.7.1.

R13.2.7.2 La resistencia a cortante de una zapata se determina para las condiciones más severas de las establecidas en 8.5.3.1.1 y 8.5.3.1.2. La sección crítica para cortante se mide a partir de la cara del elemento soportado (columna, pedestal o muro), salvo para muros de albañilería y elementos apoyados sobre placas base de acero.

El cálculo del cortante requiere que la reacción del suelo, se obtenga a partir de las cargas mayoradas, y que la resistencia de diseño esté de acuerdo con el Capítulo 22.

Donde sea necesario, el cortante alrededor de los pilotes individuales puede investigarse siguiendo

ESPECIFICACIÓN | **COMENTARIO**

8.5.3.1.2. Si los perímetros para cortante se superponen, el perímetro crítico modificado, b_o , debe tomarse como la porción de la envolvente más pequeña de los perímetros para cortante individuales que en realidad resistirán el cortante crítico para el grupo bajo consideración. En la Figura R13.2.7.2 se ilustra una situación como la descrita anteriormente.

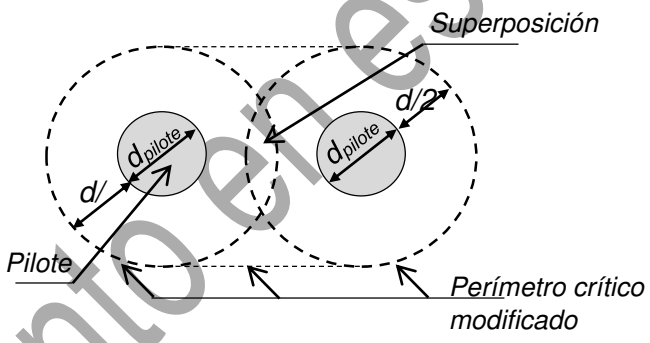


Figura R13.2.7.2 — Sección crítica modificada para cortante con perímetros críticos superpuestos.

13.2.7.3 Para la localización de las secciones críticas para momento, cortante y longitud de anclaje de la armadura en fundaciones, las columnas o pedestales de hormigón de forma circular o de polígono regular se permite considerarlas como elementos cuadrados con la misma área.

13.2.8 Anclaje de la armadura en fundaciones superficiales y cabezales de pilotes

13.2.8.1 El anclaje de la armadura debe cumplir con el Capítulo 25.

13.2.8.2 Las fuerzas de tracción y compresión calculadas para la armadura en cada sección deben anclarse a cada lado de la sección.

13.2.8.3 Las secciones críticas para anclaje de la armadura deben suponerse en las mismas ubicaciones dadas en 13.2.7.1 para momento mayorado máximo y en todos los planos verticales donde ocurran cambios de sección o de armadura.

13.2.8.4 La armadura a tracción debe estar adecuadamente anclada donde la tensión en la armadura no sea directamente proporcional al momento, tal como ocurre en fundaciones inclinadas, con escalones o de sección variable, o donde la armadura a tracción no sea paralela a la cara de compresión.

R13.2.8 Anclaje de la armadura en fundaciones superficiales y cabezales de pilotes

(Sin comentarios)

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
13.3 FUNDACIONES SUPERFICIALES	**R13.3 FUNDACIONES SUPERFICIALES**
13.3.1 Generalidades	**R13.3.1 Generalidades**
13.3.1.1 El área mínima de la base de la fundación debe calcularse a partir de las fuerzas y momentos no mayorados transmitidos por la fundación al suelo o roca y de la capacidad portante admisible definida con base en principios de mecánica de suelos o de rocas.	**R13.3.1.1** La discusión sobre las dimensiones de las fundaciones poco profundas se presenta en R13.2.6.1.
13.3.1.2 La altura total de la fundación debe seleccionarse de manera tal que la altura efectiva de la armadura inferior sea al menos 150 mm.	
13.3.1.3 En las fundaciones inclinadas, escalonadas, o ahusadas, el ángulo de inclinación, y la altura y ubicación de los escalones deben ser tales que se cumplan los requisitos de diseño en cada sección.	**R13.3.1.3** El anclaje de la armadura en fundaciones inclinadas, escalonadas o ahusadas se discute en 13.2.8.4.
13.3.2 Fundaciones superficiales en una dirección	**R13.3.2 Fundaciones superficiales en una dirección**
13.3.2.1 El diseño y detallado de las fundaciones superficiales en una dirección, incluyendo las zapatas corridas, zapatas combinadas y vigas sobre el terreno, deben cumplir con esta artículo y con los requisitos aplicables de los Capítulos 7 y 9.	*(Sin comentarios)*
13.3.2.2 En zapatas en una dirección, la armadura debe distribuirse uniformemente a lo largo del ancho total de la zapata.	
13.3.3 Zapatas aisladas en dos direcciones	**R13.3.3 Zapatas aisladas en dos direcciones**
13.3.3.1 El diseño y detallado de zapatas aisladas en dos direcciones, deben cumplir con esta artículo y con las disposiciones aplicables de los Capítulos 7 y 8.	*(Sin comentarios)*
13.3.3.2 En zapatas cuadradas en dos direcciones, la armadura debe distribuirse uniformemente a lo largo del ancho total de la zapata en ambas direcciones.	
13.3.3.3 En zapatas rectangulares, la armadura debe distribuirse de acuerdo con: *a)* La armadura en la dirección larga debe distribuirse uniformemente en todo el ancho de la zapata. *b)* Para la armadura en la dirección corta, una porción de la armadura total, $\gamma_s A_s$, debe distribuirse uniformemente en una franja de ancho igual a la longitud del lado corto de la	**R13.3.3.3** Para minimizar posibles errores de construcción al colocar las barras, una práctica común es aumentar la cuantía de armadura en la dirección corta en $2\beta/(\beta+1)$ y espaciarlo uniformemente a lo largo de la dimensión larga de la zapata (CRSI Handbook 1984; Fling 1987)

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO

zapata, centrada con respecto al eje de la columna o pedestal. El resto de la armadura requerida en la dirección corta, $A_s\ (1 - \gamma_s)$, debe distribuirse uniformemente en las zonas que queden fuera de la franja central de la zapata, y γ_s se calcula por medio de:

$$\gamma_s = \frac{2}{\beta - 1} \qquad (13.3.3.4.2)$$

donde β es la relación del lado largo al lado corto de la zapata.

13.3.4 Zapatas combinadas en dos direcciones y losas de fundación

13.3.4.1 El diseño y detallado de zapatas combinadas en dos direcciones y losas de fundación, deben cumplir con esta artículo y con los requisitos aplicables del Capítulo 8.

13.3.4.2 El método de diseño directo de 8.10 no debe utilizarse para el diseño de zapatas combinadas y losas de fundación.

13.3.4.3 La distribución de la presión de contacto bajo zapatas combinadas y losas de fundación debe estar de acuerdo con las propiedades del suelo o roca y de la estructura y cumplir con principios establecidos de mecánica de suelos o de rocas.

13.3.4.4 La armadura mínima en losas de fundación no pretensadas debe cumplir con los requisitos de 8.6.1.1.

13.3.5 Muros como vigas sobre el terreno

13.3.5.1 El diseño de muros como vigas sobre el terreno debe cumplir con los requisitos aplicables del Capítulo 9.

13.3.5.2 Si una viga sobre el terreno es considerada una viga de gran altura, de acuerdo con 9.9.1.1, el diseño debe cumplir con los requisitos de 9.9.

13.3.5.3 Los muros como vigas sobre el terreno deben cumplir con los requisitos de armadura mínimo de 11.6.

R13.3.4 Zapatas combinadas en dos direcciones y losas de fundación

R13.3.4.1 En ACI 336.2R se presentan recomendaciones detalladas para el diseño de zapatas combinadas y losas de fundación. Véase también Kramrisch and Rogers (1961).

R13.3.4.3 Se pueden aplicar métodos de diseño que utilicen cargas mayoradas y factores de reducción de resistencia ϕ a zapatas combinadas y losas de fundación, independientemente de la distribución de presiones en el suelo.

R13.3.4.4 Para mejorar el control de fisuración debida a gradientes térmicos y para interceptar con armadura a tracción probables fisuras de cortante por punzonamiento, el profesional facultado para diseñar debe considerar especificar armadura continua en cada dirección, colocada cerca de ambas caras de las losas de fundación.

R13.3.5 Muros como vigas sobre el terreno

(Sin comentarios)

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
13.4 FUNDACIONES PROFUNDAS	**R13.4 — FUNDACIONES PROFUNDAS**
13.4.1 Generalidades	**R13.4.1 Generalidades**
13.4.1.1 El número y distribución de pilotes, pilares excavados y cajones de fundación debe determinarse a partir de las fuerzas y momentos no mayorados transmitidos a estos elementos, y la capacidad admisible del elemento debe seleccionarse mediante principios de mecánica de suelos o de rocas.	**R13.4.1.1** La discusión general para la selección del número y disposición de los pilotes, pilares excavados y cajones de fundación se encuentra en R13.2.6.1.
13.4.2 Cabezales de pilotes	**R13.4.2 Cabezales de pilotes**
13.4.2.1 Se debe seleccionar la altura total del cabezal de pilote de tal manera que la altura efectiva de la armadura inferior sea al menos 300 mm.	
13.4.2.2 Los momentos y cortantes mayorados pueden calcularse suponiendo que la reacción del pilote está concentrada en el baricentro de la sección del pilote.	
13.4.2.3 Excepto para los cabezales de pilotes diseñados de acuerdo a 13.2.6.3, el cabezal de pilote debe diseñarse de tal manera que se cumpla con a) para las fundaciones en una dirección y se cumpla con a) y b) para las fundaciones en dos direcciones. *a)* $\phi V_n \geq V_u$ donde V_n debe calcularse de acuerdo con 22.5 para cortante en una dirección, V_u debe calcularse de acuerdo con 13.4.2.5 y ϕ debe cumplir con 21.2. *b)* $\phi v_n \geq v_u$ donde v_n debe calcularse de acuerdo con 22.6 para cortante en dos direcciones, v_u debe calcularse de acuerdo con 13.4.2.5 y ϕ debe cumplir con 21.2.	
13.4.2.4 Si el cabezal de pilote se diseña de acuerdo con el modelo biela y tirante, como se permite en 13.2.6.3, la resistencia efectiva a compresión del hormigón de los bielas, f_{ce}, debe determinarse de acuerdo con 23.4.3, donde $\beta_s = 0{,}6\lambda$ y λ cumple con 19.2.4.	**R13.4.2.4** Se requiere calcular la resistencia efectiva a la compresión del hormigón con la expresión c) de la Tabla 23.4.3 debido a que en general no es posible colocar armadura de confinamiento que cumpla con 23.5 en un cabezal de pilotes.
13.4.2.5 El cálculo del cortante mayorado en cualquier sección a través del cabezal de pilote debe cumplir con a) hasta c): *a)* Se debe considerar que la reacción total de cualquier pilote con su centro localizado $d_{pilote}/2$ o más hacia afuera de la sección, produce cortante en dicha sección.	**R13.4.2.5** Cuando los pilotes estén ubicados dentro de las secciones críticas medidas a una distancia d o $d/2$ a partir de la cara de la columna, para cortante en una o dos direcciones, respectivamente, se debe considerar un límite superior para la resistencia a cortante en la sección adyacente a la cara de la columna. En CRSI Handbook (1984) se presenta una guía para esta situación.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN

b) Se debe considerar que la reacción de cualquier pilote con su centro localizado $d_{pilote}/2$ o más hacia el lado interior de una sección, no produce cortante en dicha sección.

c) Para posiciones intermedias del centro del pilote, la parte de la reacción del pilote que produce cortante en la sección debe basarse en una interpolación lineal entre el valor total a $d_{pilote}/2$ hacia afuera de la sección y el valor cero correspondiente a $d_{pilote}/2$ hacia adentro de la sección.

COMENTARIO

Véase figura *R13.4.2.5*

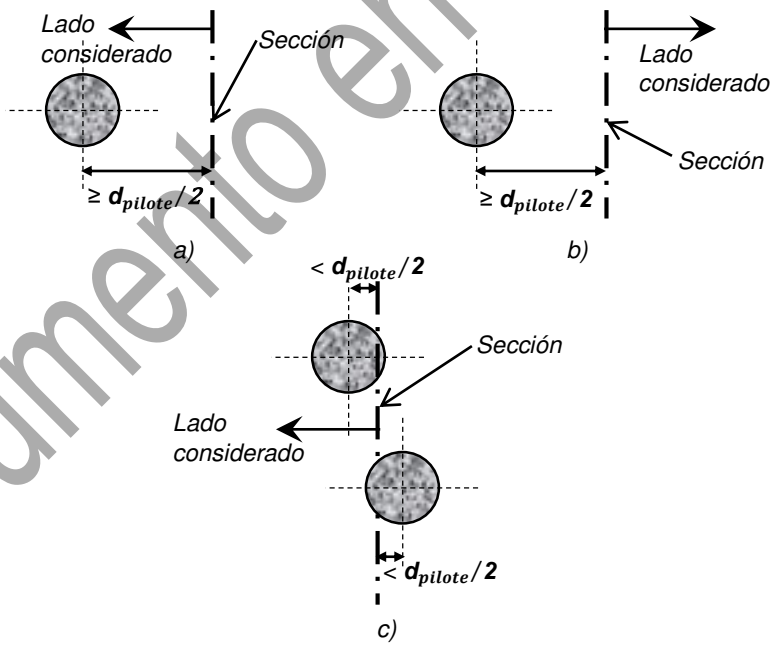


Figura R13.4.2.5 — Cálculo del corte en cabezales de pilotes.

13.4.3 Elementos de fundaciones profundas

13.4.3.1 Las porciones de elementos de fundaciones profundas expuestas a aire, agua o suelo que no sean capaces de proporcionar una restricción adecuada a lo largo de la longitud del elemento para evitar su pandeo lateral deben diseñarse como columnas de acuerdo con las disposiciones aplicables del Capítulo 10.

R13.4.2.3 Elementos de fundaciones profundas

(Sin comentarios)

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO

CAPÍTULO 14 — HORMIGÓN SIMPLE

14.1 ALCANCE

R14.1 ALCANCE

14.1.1 Disposición general

R14.1 Disposición general

Este capítulo debe aplicarse al diseño de elementos de hormigón simple, incluyendo a:

a) Elementos estructurales en edificaciones.

b) Elementos en estructuras diferentes a edificaciones tales como como arcos, estructuras subterráneas para servicios públicos, muros de gravedad, y muros de protección.

(Sin comentarios)

14.1.2 Pilas y pilotes

R14.1.2 Pilas y pilotes

Este capítulo no controla el diseño e instalación de pilas y pilotes construidos en sitio y embebidos en el terreno.

Elementos estructurales, tales como pilotes y pilas construidos en sitio y enterrados en suelo u otros materiales suficientemente rígidos para proporcionar un apoyo lateral adecuado para prevenir el pandeo, no están cubiertos en esta Norma. Dichos elementos están cubiertos en la Norma general de construcción.

14.1.3 Uso del hormigón simple

R14.1.3 Uso del hormigón simple

El uso del hormigón simple estructural se permite solamente en los casos:

a) Elementos que están apoyados de manera continua sobre el suelo o que están apoyados sobre otros elementos estructurales capaces de proporcionarles un apoyo vertical continuo.

b) Elementos en los cuales el efecto de arco genera compresión bajo todas las condiciones de carga.

c) Muros.

d) Pedestales.

Dado que la resistencia y la integridad estructural de elementos de hormigón simple estructural se basa solamente en el tamaño del elemento, resistencia del hormigón y otras propiedades del hormigón, el uso de hormigón simple estructural debe estar limitado a elementos:

a) Que están básicamente en un estado de compresión.

b) Que pueden tolerar fisuras aleatorias sin que menoscaben su integridad estructural.

c) Para los cuales la ductilidad no es una característica esencial del diseño.

La resistencia a tracción del hormigón puede utilizarse en el diseño de elementos de hormigón simple estructural. Las tensiones de tracción debido a la restricción de los efectos de la fluencia lenta, retracción o variación de temperatura deben ser considerados para evitar una fisuración descontrolada o una falla estructural. Véase 1.4.5 para construcción residencial dentro del alcance del ACI 332.

14.1.4 Categorías de diseño sísmico

Se permite el uso de hormigón simple en estructuras asignadas a las Categorías de Diseño Sísmico (SDC) D, E, o F solamente en los casos:

a) Zapatas que soporten muros de hormigón ar-

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO

mado o muros de mampostería armada, siempre y cuando las zapatas estén armadas longitudinalmente con no menos de dos barras continuas, no menores a $d_b = 12\ mm$ y con un área no menor que 0,002 veces la sección transversal bruta de la zapata. Debe proporcionarse continuidad a la armadura en las esquinas e intersecciones.

b) En viviendas aisladas unifamiliares y bi-familiares, de tres pisos o menos con muros de carga de aporticamiento ligero, los elementos de cimentación comprendidos en i) hasta iii):

i) Zapatas que soporten muros.

ii) Zapatas aisladas que soporten columnas o pedestales.

iii) Fundaciones o muros de sótanos que tengan más de 200 mm de ancho y no esté conteniendo más de 1,2 m de relleno no balanceado.

14.1.5 Exclusión

No se permite usar hormigón simple para columnas ni cabezales de pilotes.

R14.1.5 Exclusión

Dado que el hormigón simple carece de la ductilidad necesaria que deben poseer las columnas y debido a que las fisuras aleatorias en una columna no armada muy probablemente pondrían en peligro su integridad estructural, la Norma no permite el uso de hormigón simple en columnas. Sin embargo, se permite su uso en pedestales, limitados a una relación entre la altura no soportada lateralmente y la menor dimensión lateral de 3 ó menos (véase 14.1.3(d) y 14.3.3).

14.2 GENERALIDADES

R14.2 GENERALIDADES

14.2.1 Materiales

R14.2.1 Materiales

14.2.1.1 Las propiedades de diseño para el hormigón deben cumplir con el Capítulo 19.

(Sin comentarios)

14.2.1.2 El acero de armadura, si se requiere, debe cumplir con el Capítulo 20.

14.2.1.3 Los requisitos de los materiales, diseño y detallado de insertos embebidos en el hormigón deben cumplir con 20.7.

14.2.2 Conexiones a otros elementos

R14.2.2 Conexiones a otros elementos

14.2.2.1 La tracción no debe transmitirse a través de los bordes exteriores, juntas de construcción, juntas de contracción, o juntas de expansión de un elemento individual de hormigón simple.

14.2.2.2 Los muros deben estar arriostrados contra desplazamiento lateral.

R14.2.2.2 Los requisitos para muros de hormigón simple son aplicables solamente a muros apoya-

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN | **COMENTARIO**

dos lateralmente de manera que se evite el desplazamiento lateral relativo entre la parte superior e inferior de los elementos individuales del muro. Esta Norma no cubre los muros en los cuales no hay apoyo horizontal que evite el desplazamiento relativo en la parte superior y la inferior de los elementos del muro. Dichos muros no apoyados lateralmente deben diseñarse como elementos de hormigón armado de acuerdo con esta Norma.

14.2.3 Prefabricados

R14.2.3 Prefabricados

Los elementos prefabricados de hormigón simple estructural están sometidos a todas las limitaciones y requisitos para hormigón construido en sitio que contiene este capítulo.

El enfoque para juntas de contracción o expansión se espera que sea un poco diferente que, para hormigón construido en sitio, dado que la mayor parte de las tensiones internas debidas a la retracción se producen antes del montaje. Para asegurar la estabilidad, los elementos prefabricados deben conectarse a otros elementos. Las conexiones deben ser tales que no se transmita tracción de un elemento a otro.

14.2.3.1 El diseño de elementos prefabricados de hormigón simple debe considerar todas las condiciones de carga desde la fabricación inicial hasta completar la estructura, incluyendo el desencofrado, almacenamiento, transporte y montaje.

14.2.3.2 Los elementos prefabricados deben estar conectados para que transfieran todas las fuerzas laterales a un sistema estructural capaz de resistir dichas fuerzas.

14.3 LÍMITES DE DISEÑO

R14.3 LÍMITES DE DISEÑO

14.3.1 Muros de carga

R14.3.1 Muros de carga

14.3.1.1 El espesor mínimo de muros de carga debe cumplir con la Tabla 14.3.1.1.

Tabla 14.3.1.1 — Espesor mínimo de los muros de carga

Tipo de muro	Espesor mínimo	
General	Mayor de:	150 mm
		1/24 de la longitud o altura no apoyada, la que sea menor
Muros exteriores de sótano	200 mm	
Cimentación	200 mm	

Los muros de hormigón simple se usan normalmente para construcción de muros de sótano en viviendas y en edificaciones comerciales livianas en zonas de baja o ninguna sismicidad. A pesar de que el Norma no impone una limitación a la altura máxima absoluta para el uso de muros de hormigón simple, se previene a los diseñadores respecto a la extrapolación de la experiencia con estructuras relativamente menores y respecto al uso de muros de hormigón simple en construcciones de varios pisos u otras estructuras mayores, donde los asentamientos diferenciales, el viento, el sismo u otras condiciones de carga no previstas

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN | **COMENTARIO**

requieren que el muro tenga cierta ductilidad y capacidad de mantener su integridad una vez fisurado. Para dichas condiciones, el comité ACI 318 enfatiza el uso de muros diseñados de acuerdo con el Capítulo 11.

Documento en estudio

14.3.2 Zapatas

14.3.2.1 El espesor de las zapatas debe ser al menos 200 mm.

R14.3.2 Zapatas

R14.3.2.1 El espesor de las zapatas de hormigón simple de dimensiones normales está generalmente controlado por la resistencia a flexión (tensión en la fibra extrema en tracción no mayor de $0{,}415\,\phi\,\lambda\sqrt{f'_c}$) y no por la resistencia al cortante (véase R14.5.5.1). En zapatas construidas contra el suelo, el espesor total ***h*** a usar en los cálculos de resistencia se define en 14.5.1.7.

14.3.2.2 El área de la base de la zapata debe determinarse a partir de las fuerzas y momentos no mayorados transmitidos por la zapata al suelo y la capacidad admisible del suelo determinada de acuerdo con los principios de la mecánica de suelos.

14.3.3 Pedestales

14.3.3.1 La relación entre la altura no apoyada y el promedio de la menor dimensión lateral de pedestales de hormigón simple no debe exceder 3,0.

R14.3.3 Pedestales

R14.3.3.1 La limitación de altura-espesor para pedestales de hormigón simple no se aplica a las partes de los pedestales embebidas en suelo capaces de proporcionar restricción lateral.

14.3.4 Juntas de contracción y dilatación

14.3.4.1 Deben proporcionarse juntas de contracción o dilatación para dividir los elementos de hormigón simple estructural en elementos discontinuos en flexión. El tamaño de cada elemento debe escogerse para limitar el tensión causado por la restricción de los movimientos debidos a los efectos de flujo plástico, retracción y variación de temperatura.

R14.3.4 Juntas de contracción y dilatación

R14.3.4.1 En las construcciones de hormigón simple, las juntas constituyen una consideración de diseño importante. En el hormigón reforzado, se proporciona armadura para resistir las tensiones debidos a la restricción del flujo plástico, la retracción y variación de temperatura. En el hormigón simple, las juntas son el único medio de diseño para controlar y con esto aliviar el desarrollo de dichas tensiones de tracción. Un elemento de hormigón simple, por lo tanto, debe ser lo suficientemente pequeño, o debe estar dividido en elementos menores por medio de juntas para controlar el desarrollo de tensiones internos. La junta puede ser una junta de contracción o una junta de dilatación. Se considera suficiente una reducción mínima de un 25 % del espesor del elemento para que una junta de contracción sea efectiva. La

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
	junta debe ser de tal forma que no se puedan desarrollar fuerzas de tracción axial ni tracción por flexión en ella después de la fisuración, una condición que se denomina discontinuidad en flexión. Donde la fisuración aleatoria debida a los efectos de fluencia lenta, retracción y variación de temperatura no afecte la integridad estructural y, por otra parte, sea aceptable, como en el caso de fisuración transversal de un muro de cimentación continuo, las juntas no son necesarias.
14.3.4.2 El número y localización de las juntas de contracción o dilatación deben determinarse teniendo en cuenta lo siguiente: *a)* Influencia de las condiciones climáticas. *b)* Selección y dosificación de materiales. *c)* Mezclado, colocación y curado del hormigón. *d)* Grado de restricción al movimiento. *e)* Tensiones debidas a las cargas a las cuales está sometido el elemento. *f)* Técnicas de construcción.	
14.4 RESISTENCIA REQUERIDA	**R14.4 RESISTENCIA REQUERIDA**
14.4.1 Generalidades	**R14.4.1 Generalidades**
14.4.1.1 La resistencia requerida debe calcularse de acuerdo con las combinaciones de mayoración de carga definidas en el Capítulo 5.	**R14.4.1.1** Los elementos de hormigón simple deben diseñarse para que tengan una resistencia adecuada ante cargas y fuerzas mayoradas. Cuando las resistencias de diseño se exceden, debe incrementarse la sección o aumentarse la resistencia especificada del hormigón, o ambas, o el elemento debe diseñarse como elemento de hormigón armado de acuerdo con los requisitos de esta Norma. Un aumento en la sección de hormigón puede tener un efecto perjudicial. Las tensiones debidas a las cargas disminuirán, pero las tensiones debidos a los efectos de fluencia lenta, retracción y variación de temperatura pueden aumentar.
14.4.1.2 La resistencia requerida debe calcularse de acuerdo con los procedimientos de análisis del Capítulo 6.	
14.4.1.3 No se debe suponer continuidad a flexión en tracción entre elementos adyacentes de hormigón simple estructural.	
14.4.2 Muros	**R14.4.2 Muros**
14.4.2.1 Los muros deben diseñarse para una excentricidad correspondiente al momento máximo que puede acompañar a la carga axial, pero no menor que ***0,10 h*** , donde ***h*** es el espesor del	*(Sin comentarios)*

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO

muro.

14.4.3 Zapatas

R14.4.3 Zapatas

14.4.3.1 Generalidades

R14.4.3.1 Generalidades

14.4.3.1.1. Para zapatas que soportan columnas o pedestales de hormigón de forma circular o de polígono regular, se permite suponerlas cuadradas con la misma área para la determinación de las secciones críticas.

(Sin comentarios)

14.4.3.2 Momento mayorado

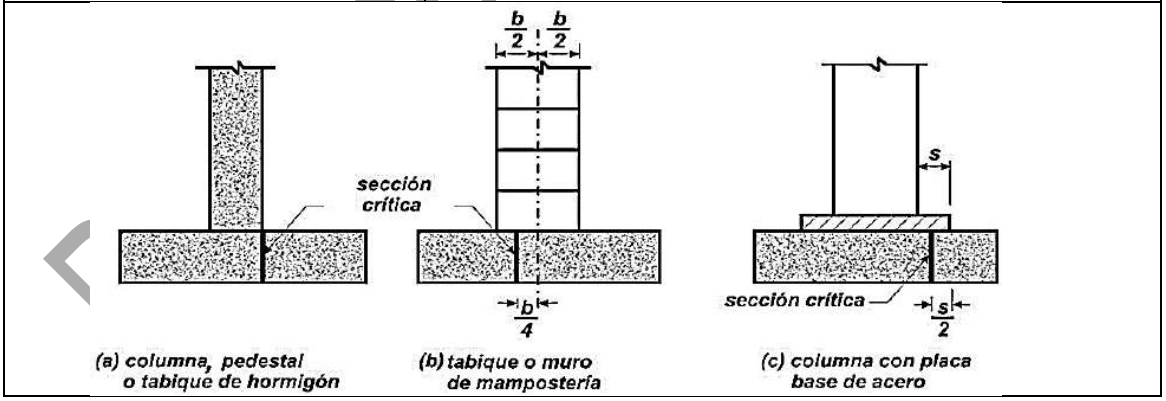
R14.4.3.2 Momento mayorado

14.4.3.2.1. La localización de la sección crítica para M_u debe cumplir con la Tabla 14.4.3.2.1.

(Sin comentarios)

Tabla 14.4.3.2.1 — Localización de la sección crítica para M_u

Elemento soportado	Localización de la sección crítica
Columna o pedestal	En la cara de la columna o pedestal
Columna con placa de base de acero	A la mitad de la distancia entre el borde de la columna y el borde de la placa de base de acero
Muro de hormigón	En la cara del muro
Muro de albañilería	A media distancia entre el centro y el borde del muro de albañilería



14.4.3.3 Cortante mayorado en una dirección

R14.4.3.3 Cortante mayorado en una dirección

14.4.3.3.1. La sección crítica para cortante en una dirección debe localizarse a una distancia h de a) y b), donde h es el espesor de la zapata.

(Sin comentarios)

a) Localización definida en la Tabla 14.4.3.2.1.

b) La cara en cargas concentradas o áreas de reacción.

14.4.3.3.2. Las secciones localizadas entre a) o b) de 14.4.3.3.1 y la sección crítica para cortante pueden diseñarse para el V_u en la sección crítica para cortante.

14.4.3.4 Cortante mayorado en dos direcciones (punzonamiento)

R14.4.3.4 Cortante mayorado en dos direcciones

14.4.3.4.1. La sección crítica para cortante en dos direcciones debe localizarse de manera que su

R14.4.3.4.1 La sección crítica definida en este requisito es similar a la definida para elementos

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
perímetro b_0 sea un mínimo, pero no necesita estar más cerca que $h/2$ de a) hasta c):	de hormigón armado en 22.6.4.1, excepto que para hormigón simple la sección crítica se basa en h en lugar que d .
a) Las localizaciones definidas en la Tabla 14.4.3.2.1.	
b) La cara en cargas concentradas y áreas de reacción.	
c) Variaciones en el espesor de la zapata.	
14.4.3.4.2. Para columnas cuadradas o rectangulares, cargas concentradas o áreas de reacción, la sección crítica para cortante en dos direcciones puede calcularse suponiendo lados rectos.	
14.5 RESISTENCIA DE DISEÑO	**R14.5 RESISTENCIA DE DISEÑO**
14.5.1 Generalidades	**R14.5.1 Generalidades**
14.5.1.1 Para cada combinación de mayoración de carga la resistencia de diseño en todas las secciones debe cumplir con $\phi S_n \geq U$, incluyendo a) hasta d). Debe considerarse la interacción entre los efectos de las cargas.	**R14.5.1.1** Véase R9.5.1.1.
a) $\phi P_n \geq P_u$	
b) $\phi M_n \geq M_u$	
c) $\phi V_n \geq V_u$	
d) $\phi B_n \geq B_u$	
14.5.1.2 ϕ debe determinarse de acuerdo con 21.2.	**R14.5.1.2** El factor de reducción de la resistencia ϕ para diseño del hormigón simple es igual para todas las condiciones de resistencia. Dado que tanto la resistencia a tracción por flexión como la resistencia a cortante para el hormigón simple dependen de las características de resistencia a tracción del hormigón, sin una reserva de resistencia o ductilidad por la ausencia de la armadura, se ha considerado apropiado usar factores de reducción de resistencia iguales tanto para flexión como para cortante.
14.5.1.3 Se permite tener en cuenta la resistencia a tracción del hormigón en el diseño.	**R14.5.1.3** La tracción por flexión puede ser considerada en el diseño de elementos de hormigón simple para resistir cargas, siempre que las tensiones calculadas no excedan los valores admisibles, y se proporcionen juntas de construcción, contracción o dilatación para aliviar las tensiones de tracción debidas a la restricción de la fluencia lenta, la retracción y la variación de temperatura.
14.5.1.4 El cálculo de la resistencia para flexión y carga axial debe basarse en una relación tensión-deformación lineal, tanto en tracción como en compresión.	

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO

14.5.1.5 λ para hormigón de peso liviano debe cumplir con 19.2.4.

14.5.1.6 No se debe asignar resistencia a la armadura de acero.

14.5.1.7 Al calcular la resistencia de un elemento a flexión, flexión y carga axial combinada, o cortante, debe considerarse en el diseño la sección completa, excepto para el hormigón construido contra el suelo en donde la altura total ***h*** debe tomarse como 50 mm menos que el espesor especificado.

R14.5.1.7 El espesor total reducido, ***h***, para hormigón construido contra el suelo tiene en cuenta las irregularidades de la excavación y cierta contaminación del hormigón adyacente al suelo.

14.5.1.8 A menos que se demuestre por un análisis, la longitud horizontal de un muro considerada como efectiva para cada carga vertical concentrada no debe exceder la distancia entre las cargas, ni el ancho de la zona de carga más cuatro veces el espesor del muro.

14.5.2 Flexión

R14.5.2 Flexión

14.5.2.1 M_n debe ser el menor valor entre el calculado con la ecuación (14.5.2.1a) en la cara en tracción y el calculado en la cara de compresión con la ecuación (14.5.2.1b):

$$M_n = 0{,}415\,\lambda\sqrt{f'_c}\,S_m \qquad (14.5.2.1a)$$

$$M_n = 0{,}85\,f'_c\,S_m \qquad (14.5.2.1b)$$

donde S_m es el módulo resistente elástico de la sección correspondiente.

R14.5.2.1 La ecuación (14.5.2.1b) puede controlar las secciones transversales asimétricas.

14.5.3 Compresión axial

R14.5.3 Compresión axial

14.5.3.1 P_n se calcula como:

$$P_n = 0{,}60\,f'_c\,A_g\left[1-\left(\frac{l_c}{32\,h}\right)^2\right] \qquad (14.5.3.1)$$

R14.5.3.1 La ecuación (14.5.3.1) se presenta para reflejar el rango general de condiciones de arriostramiento y restricción encontrados en los extremos de elementos de hormigón simple. El factor de longitud efectiva (k), como modificador de la distancia vertical entre apoyos l_c , fue omitido debido a que es conservador para muros en que se suponen apoyos articulados, los cuales deben estar arriostrados contra desplazamiento lateral como requiere 14.2.2.2.

14.5.4 Flexión y carga axial de compresión

R14.5.4 Flexión y carga axial de compresión

14.5.4.1 A menos que lo permita 14.5.4.2, las dimensiones de los elementos deben seleccionarse de acuerdo con la Tabla 14.5.4.1, donde M_n debe calcularse de acuerdo con 14.5.2.1b y P_n debe calcularse de acuerdo con 14.5.3.1.

(Sin comentarios)

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN | **COMENTARIO**

Tabla 14.5.4.1 — Flexión y carga axial de compresión combinadas

Localización	Ecuación de interacción	
Cara de tracción	$\frac{M_u}{S_m} - \frac{P_u}{A_g} \leq \phi\, 0{,}415\, \lambda \sqrt{f'_c}$	(a)
Cara de compresión	$\frac{M_u}{\phi\, M_n} - \frac{P_u}{\phi\, P_n} \leq 1$	*(b)*

14.5.4.2 En muros de hormigón simple de sección rectangular sólida, cuando $M_u \leq P_u\,(h/6)$, se puede omitir M_u en el diseño y P_n se calcula por medio de:

$$P_n \leq 0{,}45\, f'_c\, A_g \left[1 - \left(\frac{l_c}{32\, h}\right)^2\right] \qquad (14.5.4.2)$$

R14.5.4.2 Cuando la carga resultante cae dentro del tercio central del espesor del muro, los muros de hormigón simple se pueden diseñar usando esta ecuación simplificada (14.5.4.2). Las cargas excéntricas y las fuerzas laterales se usan para determinar la excentricidad total de la fuerza axial mayorada M_u. La ecuación (14.5.4.2) refleja el intervalo de condiciones de arriostramiento y restricción en los extremos encontradas en el diseño de muros. Las limitaciones de 14.2.2.2, 14.3.1.1 y 14.5.1.8 aplican tanto para muros diseñados siguiendo 14.5.4.1 ó 14.5.4.2.

14.5.5 Cortante

14.5.5.1 V_n se calcula de acuerdo a la Tabla 14.5.5.1.

Tabla 14.5.5.1 — Resistencia nominal a cortante

Acción de cortante	Resistencia nominal a cortante, V_n		
Una dirección	$0{,}11\, \lambda \sqrt{f'_c}\, b_w\, h$		*(a)*
Dos direcciones	Menor de:	$\left(1 + \frac{2}{\beta}\right)\left(0{,}11\, \lambda \sqrt{f'_c}\, b_0\, h\right)$ [1]	*(b)*
		$2\left(0{,}11\, \lambda \sqrt{f'_c}\, b_0\, h\right)$	*(c)*

[1] β corresponde a la relación de lado largo a lado corto de la carga concentrada o del área de la reacción.

R14.5.5 Cortante

R14.5.5.1 Las dimensiones de los elementos de hormigón simple están normalmente controladas por la resistencia a tracción en vez de la resistencia a cortante. La tensión cortante (como substituto de la tensión principal de tracción) raramente controla. Sin embargo, dado que es difícil anticipar todas las condiciones posibles en las cuales se deba investigar el cortante, por ejemplo, llaves de cortante, el Comité 318 mantiene como requisitos la investigación de esta condición de tensión básica.

Los requisitos de cortante para hormigón simple suponen una sección no fisurada. La falla a cortante en hormigón simple será una falla por tracción diagonal, que se producirá cuando la tensión principal de tracción cerca del eje neutro iguale la resistencia a tracción del hormigón. Dado que la mayor parte de la tensión principal de tracción se debe al cortante, la Norma resguarda contra una falla por tracción limitando el cortante admisible en el eje neutro, calculado a partir de la ecuación para una sección de material homogéneo:

$$v = \frac{V\, Q}{I\, b}$$

Donde v y V son la tensión cortante y el esfuerzo cortante, respectivamente, en la sección considerada; Q es el momento estático del área arriba o abajo del eje neutro; I es el momento de inercia de la sección bruta; y b es el ancho de la sección en el lugar donde la tensión cortante se calcula.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO

14.5.6 Aplastamiento

14.5.6.1 B_n se calcula de acuerdo a la Tabla 14.5.5.1.

R14.5.6 Aplastamiento

(Sin comentarios)

Tabla 14.5.6.1 — Resistencia nominal al aplastamiento

Condiciones geométricas relativas	B_n		
La superficie de apoyo es más ancha en todos los lados que el área cargada	Menor de:	$0{,}85\, f_c'\, A_1 \sqrt{A_2/A_1}$	(a)
		$2\,(0{,}85\, f_c'\, A_1)$	(b)
Otros	$0{,}85\, f_c'\, A_1$		(c)

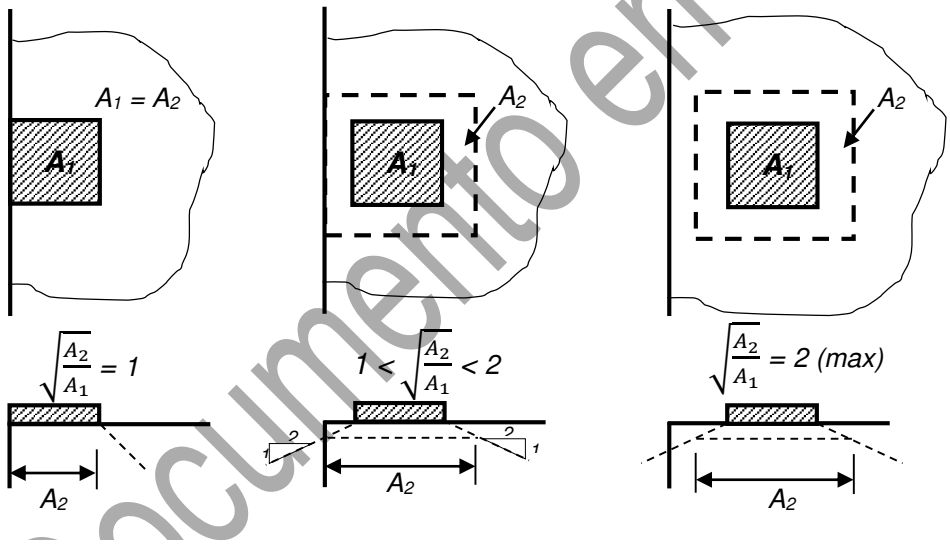


Figura 14.5.6.1. Ejemplos de confinamiento $\sqrt{(A_2/A_1)} \le 2{,}0$ proporcionado por el hormigón circundante.

14.6 DETALLES DE LA ARMADURA

14.6.1 Se deben colocar al menos dos barras d_b = 10 mm alrededor de todas las aberturas de ventanas y puertas. Dichas barras deben extenderse al menos 600 mm más allá de las esquinas de las aberturas.

R14.6 DETALLES DE LA ARMADURA

(Sin comentarios)

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO

CAPÍTULO 15 — NUDOS VIGA-COLUMNA Y LOSA-COLUMNA

15.1 ALCANCE

15.1.1 Este Capítulo se aplica al diseño y detallado de las conexiones viga-columna y losa-columna construidas en sitio.

R15.1 ALCANCE

(Sin comentario)

15.2 GENERALIDADES

15.2.1 Transmisión de fuerzas axiales

Los nudos viga-columna y losa-columna deben cumplir con las disposiciones de 15.3 para transmitir la fuerza axial de la columna a través del sistema de piso.

15.2.2 Fuerzas laterales

Cuando la carga por gravedad, viento, sismo u otras fuerzas laterales produzcan transmisión de momento en los nudos viga-columna y losa-columna, el cortante que se derive de la transmisión de momento debe tomarse en consideración en el diseño del nudo.

15.2.3 Transmisión de momentos

Los nudos viga-columna y losa-columna que transmiten momento a las columnas deben cumplir con las disposiciones de 15.4. Los nudos viga-columna de pórticos especiales resistentes a momento, los nudos losa-columna de pórticos intermedios resistentes a momento y los nudos viga-columna y losa-columna que se usan en pórticos que no se designan como parte del sistema resistente ante fuerzas sísmicas en estructuras asignadas a las Categorías de Diseño Sísmico D, E o F deben cumplir con el Capítulo 18.

15.2.4 Nudo viga-columna restringido

Un nudo viga-columna debe considerarse restringido si el nudo está soportado lateralmente en sus cuatro lados por vigas de aproximadamente igual altura.

15.2.5 Nudo losa-columna restringido

Un nudo losa-columna debe considerarse restringido si el nudo está soportado lateralmente en sus cuatro lados por la losa.

R15.2 — GENERALIDADES

Ensayos (Hanson and Conner 1967) han mostrado que la zona del nudo en una conexión viga-columna interior de un edificio no necesita armadura para cortante si dicho nudo está confinado lateralmente en los cuatro lados por vigas de altura aproximadamente igual. Sin embargo, los nudos sin confinamiento lateral, tales como los existentes en el exterior de una edificación, necesitan armadura para cortante con el fin de prevenir el deterioro debido a la fisuración por cortante (ACI 352R-02). Estos nudos también pueden requerir armadura transversal para prevenir el pandeo de la armadura longitudinal de la columna.

En zonas en las que puedan ocurrir sismos fuertes, puede ser necesario que los nudos resistan varias inversiones de carga que puedan desarrollar la capacidad a flexión de las vigas adyacentes. El Capítulo 18 contiene disposiciones especiales de diseño sísmico.

15.3 TRANSMISIÓN DE LA FUERZA AXIAL DE LA COLUMNA A TRAVÉS DEL SISTEMA DE PISO

15.3.1 Si f'_c de una columna es 1,4 veces mayor que el del sistema de piso, la transmisión de la

R15.3 TRANSMISIÓN DE LA FUERZA AXIAL DE LA COLUMNA A TRAVÉS DEL SISTEMA DE PISO

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN

fuerza axial a través del sistema de piso debe hacerse de acuerdo con a), b) o c):

a) Debe colocarse hormigón de una resistencia a compresión igual a la especificada para la columna en la zona del piso aledaña a la columna. El hormigón de la columna debe extenderse al menos 600 mm dentro de la losa medidos a partir de la cara de la columna, en todo el espesor de la losa y debe ser monolítico con el hormigón del piso.

b) La resistencia de diseño de la columna a través del sistema de piso debe calcularse con el valor más bajo de la resistencia del hormigón y usando espigas verticales (dowels) y espirales, según se requiera, para lograr una resistencia adecuada.

c) Para nudos viga-columna y losa-columna restringidos lateralmente de acuerdo con 15.2.4 ó 15.2.5, respectivamente, se permite basar la resistencia de diseño de la columna en una resistencia supuesta del hormigón en el nudo igual al 75 % de la resistencia del hormigón de la columna más el 35% de la resistencia del hormigón del piso, donde el valor de la resistencia del hormigón de la columna no debe ser mayor que 2,5 veces la resistencia del hormigón del piso.

COMENTARIO

R15.3.1 Los requisitos de este artículo consideran el efecto que produce la resistencia del hormigón del piso sobre la resistencia axial de la columna (Bianchini et al. 1960). Cuando la resistencia del hormigón de la columna no excede la resistencia del hormigón del piso en más del 40 %, no es necesario tomar precauciones especiales. Para resistencias más altas del hormigón de las columnas pueden utilizarse los métodos de 15.3.1 a) ó 15.3.1 b) para columnas de esquina o de borde. Los métodos de 15.3.1 a), b) o c) pueden usarse en columnas interiores con adecuada restricción en los cuatro lados.

Los requisitos de 15.3.1 a) localizan la interfaz entre el hormigón de la columna y el del piso al menos 600 mm dentro del piso. El uso del procedimiento de colocación del hormigón descrito en 15.3.1 a), requiere la colocación de dos mezclas de hormigón diferentes en el sistema de piso. El hormigón de resistencia más baja debe colocarse cuando el hormigón de mayor resistencia todavía esté plástico y debe vibrarse en forma adecuada para asegurar que ambos hormigones se integren completamente. Es importante que el hormigón de mayor resistencia en el piso, en la región de la columna, se coloque antes de que el hormigón de baja resistencia sea colocado en el piso para evitar que accidentalmente se coloque hormigón de baja resistencia en el área de la columna. El Capítulo 26 establece que es responsabilidad del profesional facultado para diseñar indicar en los documentos contractuales dónde deben colocarse los hormigones de baja y alta resistencia.

Investigaciones (Ospina and Alexander 1998) han demostrado que losas muy cargadas no proporcionan tanto confinamiento al nudo como lo hacen losas poco cargadas cuando la relación de resistencia del hormigón de la columna y la resistencia del hormigón de la losa excede 2,5. En consecuencia, se fija un límite a la relación de resistencia del hormigón para el diseño en 15.3.1 c).

15.4 DETALLADO DE LA CONEXIÓN

15.4.1 Nudos restringidos

Los nudos viga-columna y losa-columna restringidos de acuerdo a 15.2.4 ó 15.2.5, respectivamente, y que no forman parte de un sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas, no necesitan cumplir con las disposiciones para la armadura transversal de 15.4.2.

R15.4 DETALLADO DE LA CONEXIÓN

R15.4.1 Nudos restringidos

El detallado de la conexión debe realizarse de tal manera que se minimice la posibilidad de que se produzca fisuración debida a la fluencia lenta restringida, a la retracción y a movimientos causados por variación de temperatura. El Precast Concrete Institute (MNL 123-88) provee información sobre el detallado de conexiones en estructuras de hormigón prefabricado.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN | **COMENTARIO**

15.4.2 Armadura mínima

El área de todas las ramas de la armadura transversal en cada dirección principal de los nudos viga-columna y losa- columna debe ser:

$$A_s \geq \frac{\sqrt{f_c'}}{16\, f_{yt}}\, b\, s$$

donde ***b*** es la dimensión de la sección de la columna perpendicular a la dirección bajo consideración.

15.4.2.1 En los nudos viga-columna y losa-columna, el área de armadura transversal calculada según 15.4.2 debe distribuirse dentro de una altura de la columna no menor que la mayor altura de las vigas o elementos de la losa que conectan a la columna.

15.4.2.2 Para nudos viga-columna, el espaciamiento de la armadura transversal, ***s*** no debe exceder la mitad de la altura de la viga de menor altura.

15.4.3 Armadura transversal en nudos

Cuando la armadura longitudinal de vigas y columnas se empalma o termina en un nudo, debe colocarse armadura transversal cerrada en el nudo de acuerdo a 10.7.6, a menos que la región del nudo esté restringida de acuerdo con 15.2.4 ó 15.2.5.

R15.4.3 Armadura transversal en nudos

Se requiere armadura transversal en las conexiones para asegurar que la resistencia a flexión de los elementos se pueda desarrollar y mantener bajo cargas repetidas, a menos que el nudo se encuentre restringido en los cuatros lados por vigas o losas (Hanson and Conner 1967; ACI 352R-02).

15.4.4 Anclaje de la armadura longitudinal

El anclaje de la armadura longitudinal que termina en un nudo debe cumplir con 25.4.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO

CAPÍTULO 16 — CONEXIONES ENTRE ELEMENTOS

16.1 ALCANCE

16.1.1 Este capítulo se aplica al diseño de nudos y conexiones en la intersección de los elementos de hormigón y para la transferencia de carga entre superficies de hormigón, incluyendo:

a) Conexiones de elementos prefabricados

b) Conexiones entre cimentaciones y elementos construidos en sitio o prefabricados

c) Resistencia al cortante horizontal de elementos a flexión de hormigón compuesto

d) Ménsulas y cartelas

R16.1 ALCANCE

(Sin comentario)

16.2 CONEXIONES DE ELEMENTOS PREFABRICADOS

R16.2 CONEXIONES DE ELEMENTOS PREFABRICADOS

16.2.1 Generalidades

R16.2.1 Generalidades

Los detalles de la conexión deben disponerse de tal manera que se minimice el potencial de fisuración debido a movimientos restringidos de fluencia lenta, retracción y variación de temperatura. En Precast/Prestressed Concrete Institute (PCI MNL-123-88) se presenta información acerca de detalles recomendados de conexiones para estructuras de hormigón prefabricado.

16.2.1.1 Se permite que las fuerzas sean transferidas por medio de juntas inyectadas con mortero, llaves de cortante, apoyos, anclajes, conectores mecánicos, armadura de acero, capa de compresión armada, o combinación de estos métodos.

R16.2.1.1 Cuando se usan dos o más métodos de conexión para cumplir con los requisitos de transferencia de fuerzas, deben considerarse sus características carga-deformación individuales con el fin de confirmar que los mecanismos trabajan en conjunto como se espera.

16.2.1.2 La efectividad de las conexiones debe ser verificada por medio de análisis o de ensayos.

16.2.1.3 No se permite usar detalles de conexión que dependan solamente de la fricción causada por las cargas gravitacionales.

16.2.1.4 Las conexiones y regiones de elementos adyacentes a las conexiones, se deben diseñar para resistir las fuerzas y acomodar las deformaciones causadas por todos los efectos de las cargas en el sistema estructural prefabricado.

R16.2.1.4 El comportamiento estructural de elementos prefabricados puede diferir sustancialmente del comportamiento de elementos similares construidos en sitio. En la construcción de estructuras prefabricadas, se requiere una especial atención en el diseño de las conexiones para minimizar o transmitir fuerzas debidas a retracción, fluencia lenta, variación de temperatura, deformaciones elásticas, asentamientos diferenciales, viento y sismo.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
16.2.1.5 El diseño de las conexiones debe considerar los efectos estructurales de la restricción a la variación de volumen de acuerdo con 5.3.6.	**R16.2.1.5** Las conexiones deben diseñarse de tal manera que permitan desplazamientos o resistan las fuerzas inducidas por desajustes, cambios de volumen debidos a retracción, fluencia lenta, variaciones de temperatura y otros efectos ambientales. Las conexiones dispuestas para resistir las fuerzas deben hacerlo sin pérdida de resistencia. Las hipótesis de restricción que se hagan deben ser congruentes en todos los elementos interconectados. En algunos casos, la fuerza inducida puede actuar en una dirección, pero afectar la resistencia de la conexión en otra dirección. Por ejemplo, la tracción longitudinal inducida por retracción en una viga prefabricada puede afectar la resistencia al cortante vertical de la ménsula donde se apoya.
16.2.1.6 El diseño de las conexiones debe considerar los efectos de las tolerancias especificadas para la fabricación y el montaje de los elementos prefabricados.	
16.2.1.7 El diseño de conexiones con componentes múltiples debe considerar las diferencias de rigidez, resistencia y ductilidad de los componentes.	
16.2.1.8 Deben colocarse amarres de integridad en sentido transversal, longitudinal y vertical, y alrededor del perímetro de la estructura, de acuerdo con 16.2.4 o 16.2.5.	**R16.2.1.8** El documento PCI Building Code Committee (1986) presenta recomendaciones para la cantidad mínima de amarres de integridad en edificaciones con muros de carga prefabricados.
16.2.2 Resistencia requerida	**R16.2.2 Resistencia requerida**
16.2.2.1 La resistencia requerida para las conexiones y regiones adyacentes debe calcularse de acuerdo con las combinaciones de mayoración de carga del Capítulo 5.	*(Sin comentario)*
16.2.2.2 La resistencia requerida para las conexiones y regiones adyacentes debe calcularse de acuerdo con los procedimientos de análisis del Capítulo 6.	
16.2.3 Resistencia de diseño	**R16.2.3 Resistencia de diseño**
16.2.3.1 Para cada combinación de mayoración de carga aplicable, las resistencias de diseño de las conexiones de elementos prefabricados deben cumplir con: $$\phi S_n \geq U \quad (16.2.3.1)$$	*(Sin comentario)*
16.2.3.2 ϕ debe determinarse de acuerdo con 21.2.	

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO

16.2.3.3 En la superficie de contacto entre elementos de apoyo y elementos apoyados, o entre un elemento de apoyo o apoyado y un elemento de apoyo intermedio, la resistencia nominal al aplastamiento de las superficies de hormigón, B_n debe calcularse de acuerdo con 22.8. B_n debe ser la menor de las resistencias nominales al aplastamiento del hormigón para la superficie del elemento de apoyo o apoyado y no debe exceder la resistencia de los elementos de apoyo intermedios, si los hay.

16.2.3.4 Cuando el cortante sea el efecto principal causado por la carga impuesta y la transferencia de cortante ocurra a través de un plano dado, se puede calcular V_n de acuerdo con los requisitos para fricción-cortante de 22.9.

16.2.4 Resistencia mínima de las conexiones y requisitos mínimos de amarres de integridad

16.2.4.1 Excepto cuando controlen los requisitos de 16.2.5, los amarres longitudinales y transversales de integridad deben conectar los elementos prefabricados al sistema resistente ante cargas laterales, y se deben colocar amarres verticales de integridad de acuerdo con 16.2.4.3 para conectar niveles adyacentes de piso y cubierta.

16.2.4.2 Cuando elementos prefabricados formen diafragmas de piso o de cubierta, las conexiones entre el diafragma y aquellos elementos que están siendo soportados lateralmente por el diafragma deben tener una resistencia nominal a la tracción no menor que 4,4 kN por m de longitud.

16.2.4.3 En las juntas horizontales de todos los elementos prefabricados verticales, excepto enchapes de fachada, deben colocarse amarres de integridad verticales los cuales deben cumplir con a) o b):

a) Las conexiones entre columnas prefabricadas deben tener amarres de integridad verticales con una resistencia nominal a tracción no menor a $1{,}4\,A_g$ en N, donde A_g es el área bruta de

R16.2.4 Resistencia mínima de las conexiones y requisitos mínimos de amarres de integridad

R16.2.4.1 No se pretende que estos requisitos mínimos dejen sin efecto otros requisitos aplicables de la Norma para el diseño de estructuras prefabricadas de hormigón.

La integridad global de una estructura puede ser mejorada sustancialmente con cambios menores en la cantidad, ubicación y detallado de la armadura del elemento y en el detallado de los dispositivos de conexión. Los amarres de integridad estructural deben constituir una trayectoria de carga completa, y la transferencia de carga a lo largo de esta trayectoria debe ser lo más directa posible. Las excentricidades de la trayectoria de carga, especialmente dentro de cualquier conexión, deben minimizarse.

R16.2.4.2 Las conexiones entre el diafragma y el elemento soportado lateralmente por el diafragma puede ser directa o indirecta. Por ejemplo, se puede conectar una columna directamente al diafragma o se puede conectar a una viga dintel que esté conectada al diafragma.

R16.2.4.3 Las conexiones en la base y las conexiones en las juntas horizontales de columnas y paneles de muro prefabricados, inclusive muros de cortante, deben ser diseñadas para transmitir todas las fuerzas y momentos de diseño. Los requisitos mínimos de integridad no son adicionales a estos requisitos de diseño. La práctica común es colocar los amarres simétricamente con respecto al eje central del panel de muro y dentro de las cuartas partes exteriores del panel de

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN

la columna. En columnas con sección transversal mayor a la requerida por consideraciones de carga, se permite emplear un área efectiva reducida basada en la sección transversal requerida. El área efectiva reducida debe ser al menos la mitad del área bruta de la columna.

b) Los paneles de muro prefabricados deben tener un mínimo de dos amarres de integridad verticales por panel, con una resistencia nominal a la tracción no menor a 44 kN por amarre.

16.2.5 Requisitos para amarres de integridad en estructuras con muros de carga de hormigón prefabricado que tengan tres o más pisos de altura.

COMENTARIO

muro y dentro de las cuartas partes exteriores del ancho del panel, siempre que sea posible.

R16.2.5 Requisitos para amarres de integridad en estructuras con muros de carga de hormigón prefabricado que tengan tres o más pisos de altura.

En el artículo 16.2.4 se presentan requisitos para amarres de integridad que son aplicables a todas las estructuras de hormigón prefabricado. Los requisitos específicos de este artículo se aplican únicamente a estructuras con muros de carga prefabricados con tres o más pisos de altura, muchas veces denominadas estructuras de grandes paneles. Si los requisitos de este artículo se oponen a los requisitos de 16.2.4, rigen los requisitos de este artículo.

Estos requisitos mínimos de integridad estructural para estructuras de muros de carga de grandes paneles tienen como intención proveer un efecto de catenaria colgante en el caso de que se pierda el apoyo de uno de los muros de carga (Portland Cement Association 1980).

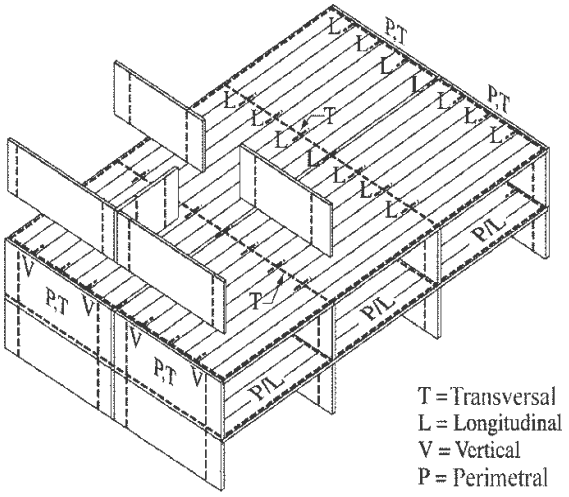


Figura R16.2.5 *— Disposición típica de amarres de integridad en estructuras de grandes paneles.*

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
	Los amarres cuando se calculan para efectos de carga específicos pueden exceder estos requisitos mínimos. Los requisitos mínimos para amarres de integridad se ilustran en la Figura R16.2.5 y están basados en las recomendaciones del PCI para diseño de edificaciones con muros de carga prefabricados (PCI Committee on Precast Concrete Bearing Wall Buildings 1976). La resistencia de los amarres de integridad se basa en la resistencia a la fluencia. El PCI Building Code Committee (1986) da recomendaciones para amarres mínimos de integridad para edificaciones con muros de carga de hormigón prefabricado.
16.2.5.1 Los amarres de integridad en sistemas de piso y cubierta deben cumplir con:	**R16.2.5.1 a)** Los amarres de integridad longitudinales pueden salir desde las losas y ser empalmados, soldados, o conectados mecánicamente, o pueden estar embebidos en las juntas con mortero de inyección, con una longitud y recubrimiento suficiente para desarrollar la fuerza requerida. La longitud de adherencia para acero de pretensado adherido sin tensionar, cuando se use, debe ser suficiente para desarrollar la resistencia a la fluencia (Salmons and McCrate 1977).
a) En los sistemas de piso y cubierta deben colocarse amarres de integridad longitudinales y transversales capaces de proveer una resistencia nominal a tracción de al menos 22 kN por m de ancho o de largo.	
b) Deben colocarse amarres de integridad longitudinales y transversales sobre los apoyos de los muros interiores y entre el sistema de piso o cubierta y los muros exteriores.	
c) Los amarres de integridad longitudinales y transversales deben estar ubicados en o a menos de 600 mm del plano del sistema de piso o cubierta.	**R16.2.5.1 c)** Es frecuente colocar los amarres de integridad en muros ubicados razonablemente cerca del plano del sistema de piso o cubierta.
d) Los amarres de integridad longitudinales deben orientarse en dirección paralela a las luces de las losas de piso o cubierta y deben espaciarse a no más de 3,0 m medidos centro a centro. Se deben tomar provisiones para transferir las fuerzas alrededor de las aberturas.	
e) Los amarres de integridad transversales deben orientarse en dirección perpendicular a las luces de las losas de piso o cubierta y deben tener un espaciamiento no mayor a la separación entre los muros de carga.	**R16.2.5.1 e)** Los amarres de integridad transversales pueden colocarse uniformemente espaciados, ya sea embebidos en los paneles o en el hormigón de la capa de compresión de piso, o pueden concentrarse en los muros de carga transversales.
f) Los amarres de integridad alrededor del perímetro de cada piso o cubierta, localizados dentro de 1,2 m del borde, deben proporcionar una resistencia nominal a tracción de al menos 71 kN.	**R16.5.2.1 f)** Los amarres de integridad perimetrales no necesitan sumarse a los amarres de integridad longitudinales y transversales requeridos.
16.2.5.2 Los amarres de integridad verticales deben cumplir con:	

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN

a) Se deben colocar amarres de integridad en todos los paneles de muro y deben ser continuos en toda la altura de la edificación.

b) Los amarres de integridad deben proveer una resistencia nominal a la tracción de al menos 44 kN por m horizontal de muro.

c) Se deben colocar al menos dos amarres de integridad en cada panel de muro.

16.2.6 Dimensiones mínimas de las conexiones de apoyo

16.2.6.1 Las dimensiones de las conexiones de apoyo deben cumplir con 16.2.6.2 ó 16.2.6.3, a menos que se demuestre por medio del análisis o ensayos que el comportamiento no se ve afectado.

16.2.6.2 Para losas, vigas o elementos en forma de T alargada prefabricados, las dimensiones mínimas de diseño, después de considerar las tolerancias, medidas desde la cara del apoyo al extremo del elemento prefabricado en la dirección de la luz, deben cumplir con la Tabla 16.2.6.2.

Tabla 16.2.6.2 — Dimensiones mínimas de diseño desde la cara del apoyo al extremo del elemento prefabricado

Tipo de elemento	Distancia mínima, mm	
Losas macizas o alveolares (hollow-core)	Mayor de:	$\ell_n/180$
		50
Vigas o elementos en forma de T alargada	Mayor de:	$\ell_n/180$
		75

16.2.6.3 Los elementos de apoyo adyacentes a bordes no armados deben desplazarse hacia atrás un mínimo de 13 mm desde la cara del apoyo, o al menos la dimensión del chaflán en bordes achaflanados.

COMENTARIO

R16.2.6 Dimensiones mínimas de las conexiones de apoyo

Este artículo diferencia entre la longitud de contacto y la longitud del extremo de un elemento prefabricado que está sobre el apoyo. (Véase la Figura R16.2.6).

Las almohadillas de apoyo distribuyen las cargas y reacciones concentradas sobre el área de contacto, y permiten movimientos horizontales y rotacionales limitados que alivian los tensiones. Para prevenir el descascaramiento bajo las zonas de contacto muy cargadas, los elementos de soporte no se deben extender hasta el borde del apoyo, a menos que el borde esté armado. Los bordes pueden reforzarse con platinas o ángulos de acero anclados. En el artículo 16.5 se presentan los requisitos para las zonas de apoyo en ménsulas o cartelas.

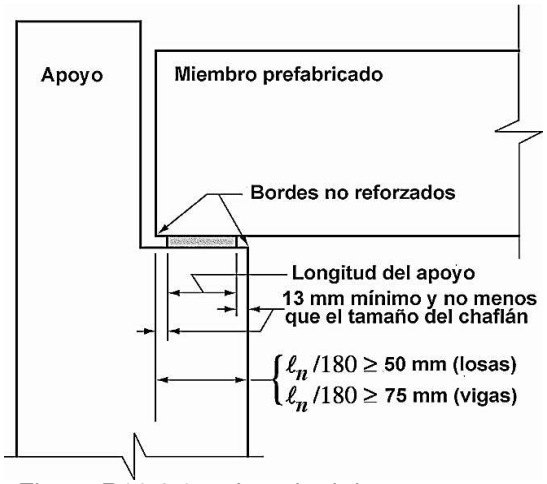


Figura R16.2.6 — Longitud de contacto en el apoyo.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN

COMENTARIO

16.3 CONEXIONES A CIMENTACIONES

16.3.1 Generalidades

16.3.1.1 Las fuerzas y momentos mayorados en la base de columnas, muros o pedestales deben transmitirse a la cimentación de apoyo a través del hormigón por aplastamiento y mediante armadura, espigos (dowels), pernos de anclaje y conectores mecánicos.

16.3.1.2 La armadura, los espigos (dowels) o los conectores mecánicos entre los elementos apoyados y la cimentación deben ser adecuados para transmitir a) y b):

a) La fuerza de compresión que exceda la menor de las resistencias al aplastamiento del hormigón del elemento soportado o de la cimentación, calculadas de acuerdo con 22.8.

b) Cualquier fuerza de tracción calculada que se transmita a través de la interfaz.

16.3.1.3 En la base de una columna compuesta con un núcleo de acero estructural, se debe cumplir con a) o b):

a) La base de la sección de acero estructural debe diseñarse para que transfiera las fuerzas mayoradas totales provenientes de todo el elemento compuesto a la cimentación.

b) La base de la sección de acero estructural debe diseñarse para que transmita únicamente las cargas mayoradas provenientes solamente del núcleo de acero, y las cargas restantes de las cargas mayoradas totales deben transferirse a la cimentación por compresión en el hormigón y por armadura.

R16.3 CONEXIONES A CIMENTACIONES

Los requisitos de 16.3.1 a 16.3.3 se aplican tanto a las estructuras de hormigón construidas en sitio como a las prefabricadas. En 16.3.4 y 16.3.5 se presentan requisitos adicionales para estructuras de hormigón construidas en sitio, mientras que en 16.3.6 se presentan los requisitos para construcción con prefabricados.

16.3.2 Resistencia requerida

16.3.2.1 Las cargas y momentos mayorados transferidos a la cimentación deben calcularse de acuerdo con las combinaciones de mayoración de carga definidas en el Capítulo 5 y los procedimientos de análisis del Capítulo 6.

R16.3.2 Resistencia requerida

(Sin comentario)

16.3.3 Resistencia de diseño.

16.3.3.1 La resistencia de diseño de las conexiones entre columnas, muros o pedestales y la cimentación debe cumplir con la ecuación (16.3.3.1) para cada combinación de carga aplicable. Las conexiones entre elementos prefabricados y la cimentación deben cumplir los requisitos para amarres verticales de integridad de 16.2.4.3 ó 16.2.5.2.

$$\phi S_n \geq U \qquad (16.3.3.1)$$

R16.3.3 Resistencia de diseño

(Sin comentario)

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
Donde S_n es la resistencia nominal a flexión, cortante, torsión o aplastamiento de la conexión.	
16.3.3.2 ϕ debe determinarse de acuerdo con 21.2.	
16.3.3.3 La resistencia a momento y carga axial combinadas de las conexiones debe calcularse de acuerdo con 22.4.	
16.3.3.4 En la superficie de contacto entre un elemento apoyado y la cimentación, o entre un elemento apoyado o la cimentación y un elemento de apoyo intermedio, la resistencia nominal al aplastamiento del hormigón, B_n debe calcularse de acuerdo con lo dispuesto en 22.8 para superficies de hormigón. B_n debe ser la menor resistencia nominal al aplastamiento del hormigón del elemento soportado o de la superficie de apoyo de la cimentación, y no debe exceder la resistencia de los elementos de apoyo intermedios, si los hay.	**R16.3.3.4** En el caso general en que una columna se apoye en una zapata de mayor área que la columna, la resistencia de aplastamiento debe verificarse en la base de la columna y en la parte superior de la zapata. En ausencia de espigos (dowels) o de armadura en la columna que continua dentro de la cimentación, debe comprobarse la resistencia en la parte inferior de la columna usando la resistencia del hormigón solamente.
16.3.3.5 En la superficie de contacto entre el elemento soportado y la cimentación, V_n debe calcularse de acuerdo con los requisitos de cortante por fricción de 22.9, o mediante otros medios apropiados.	**R16.3.3.5** El método de cortante por fricción puede emplearse para verificar la transferencia de fuerzas laterales al pedestal o a la zapata de apoyo. Como alternativa al cortante por fricción en un plano de cortante pueden emplearse llaves de cortante, siempre que la armadura que cruza la junta cumpla con los requisitos de 16.3.4.1 para construcción en sitio o 16.3.6.1 para prefabricados. En estructuras prefabricadas, la resistencia a las fuerzas laterales puede obtenerse mediante dispositivos mecánicos o soldados.
16.3.3.6 En la base de una columna prefabricada, pedestal o muro, los tornillos de anclaje y los anclajes para conexiones mecánicas deben diseñarse de acuerdo con el Capítulo 17. Las fuerzas que se desarrollen durante el montaje deben considerarse.	**R16.3.3.6** El Capítulo 17 cubre el diseño de anclajes, incluyendo los requisitos de diseño sísmico. En construcción prefabricada, las consideraciones de montaje pueden controlar el diseño de la conexión en la base y por esta razón deben considerarse.
16.3.3.7 En la base de una columna prefabricada, pedestal o muro, los conectores mecánicos deben diseñarse para alcanzar su resistencia de diseño antes de que se presente la falla de anclaje o la falla del hormigón que los circunda.	
16.3.4 Armadura mínima para las conexiones entre elementos construidos en sitio y la cimentación.	**R16.3.4 Armadura mínima para las conexiones entre elementos construidos en sitio y la cimentación.** La Norma exige una cantidad mínima de armadura entre todos los elementos apoyados y de apoyo, para asegurar un comportamiento dúctil. Esta armadura se requiere para proporcionar

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN

COMENTARIO

cierto grado de integridad estructural durante la etapa de construcción y durante la vida de la estructura.

16.3.4.1 Para las conexiones entre columnas o pedestales construidos en sitio y la cimentación, A_s a través de la interfaz debe ser al menos **0,005** A_g, donde A_g es el área bruta del elemento soportado.

R16.3.4.1 El área mínima de armadura en la base de una columna puede proporcionarse prolongando las barras longitudinales y anclándolas dentro de la zapata o mediante espigos (dowels) anclados adecuadamente.

16.3.4.2 Para las conexiones entre muros construidos en sitio y la cimentación, el área de la armadura vertical a través de la interfaz debe cumplir con 11.6.1.

16.3.5 Detalles para las conexiones entre elementos construidos en sitio y la cimentación.

R16.3.5 Detalles para las conexiones entre elementos construidos en sitio y la cimentación

16.3.5.1 En la base de columnas, pedestales o muros construidos en sitio, debe proporcionarse la armadura requerida para satisfacer 16.3.3 y 16.3.4, ya sea extendiendo las barras longitudinales dentro de la cimentación de apoyo, o mediante espigos (dowels).

16.3.5.2 Cuando se transmiten momentos a la cimentación, la armadura, los espigos (dowels) o los conectores mecánicos deben cumplir con 10.7.5 para empalmes.

R16.3.5.2 Cuando se transfieren momentos desde la columna hacia la zapata, el hormigón en la zona de compresión de la columna puede llegar a tensiones de $0{,}85\,\phi\,f'_c$ bajo condiciones de carga mayorada y, como resultado, todas las armaduras generalmente tienen que ser ancladas dentro de la zapata.

16.3.5.3 Si se usa una conexión que permita rotación (articulada) o balanceo en las columnas o pedestales construidos en sitio, dicha conexión debe cumplir con lo especificado en 16.3.3

16.3.5.4 En las zapatas, se permite el empalme por traslapo de las barras longitudinales de diámetro d_b 40 mm y d_b 50 mm, sólo en compresión, con espigos para satisfacer lo estipulado en 16.3.3.1. Los espigos (dowels) deben cumplir con:

a) Los espigos no deben ser mayores que barra d_b 32

b) Los espigos deben extenderse dentro del elemento soportado por una distancia no menor que la mayor entre longitud de anclaje de las barras longitudinales en compresión, l_{dc} y la longitud de empalme por traslapo para compresión de los espigos (dowels), l_{sc}

R16.3.5.4 Se permiten los empalmes por traslapo en compresión entre barras de diámetro grande y espigos de acuerdo con 25.5.5.3. Para satisfacer 16.3.3.1 se puede requerir que las barras d_b 40 mm o d_b 50 mm se empalmen con más de una barra de espigo.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
c) Los espigos deben extenderse dentro de la zapata por una distancia al menos igual a l_{dc} de los espigos.	
16.3.6 Detallado de las conexiones entre elementos prefabricados y la cimentación.	**R16.3.6 Detallado de las conexiones entre elementos prefabricados y la cimentación.**
16.3.6.1 En la base de columnas, pedestales o muros prefabricados, la conexión a la cimentación debe cumplir con los requisitos de 16.2.4.3 ó 16.2.5.2.	*(Sin comentario)*
16.3.6.2 Cuando las combinaciones de carga aplicables de 16.3.3 no indiquen tracción en la base de los muros prefabricados, se permite que los amarres verticales de integridad requeridos por 16.2.4.3 b) se anclen dentro de una losa de hormigón sobre terreno, apropiadamente armada.	
16.4 TRANSFERENCIA DE LAS FUERZAS DE CORTANTE HORIZONTAL EN ELEMENTOS DE HORMIGÓN COMPUESTO RESISTENTES A FLEXIÓN	**R16.4 TRANSFERENCIA DE LAS FUERZAS DE CORTANTE HORIZONTAL EN ELEMENTOS DE HORMIGÓN COMPUESTO RESISTENTES A FLEXIÓN**
16.4.1 Generalidades	**R16.4.1 Generalidades**
16.4.1.1 En un elemento compuesto a flexión debe asegurarse la transferencia completa de las fuerzas de cortante horizontal en las superficies de contacto de los elementos interconectados.	**R16.4.1.1** La transferencia total del cortante horizontal entre segmentos de los elementos compuestos debe garantizarse por medio de la resistencia al cortante horizontal en las superficies de contacto, o por medio de estribos anclados adecuadamente, o ambos.
16.4.1.2 Donde exista tracción a través de cualquier superficie de contacto entre elementos de hormigón interconectados, sólo se permite la transmisión de cortante por contacto cuando se proporcione armadura transversal de acuerdo con 16.4.6 y 16.4.7.	
16.4.1.3 La preparación de la superficie supuesta en el diseño debe especificarse en los documentos de construcción.	**R16.4.1.3** En 26.5.6 se requiere que el profesional facultado para diseñar especifique la preparación de la superficie en los documentos de construcción.
16.4.2 Resistencia requerida	
16.4.2.1 Las fuerzas mayoradas transmitidas a lo largo de la superficie de contacto en los elementos de hormigón compuesto a flexión deben calcularse de acuerdo con las combinaciones de mayoración de carga del Capítulo 5.	
16.4.2.2 La resistencia requerida debe calcularse de acuerdo a los procedimientos de análisis del Capítulo 6.	

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN | **COMENTARIO**

16.4.3 Resistencia de diseño

16.4.3.1 La resistencia de diseño para la transmisión de cortante horizontal debe cumplir con la ecuación (16.4.3.1) a lo largo de la superficie de contacto del elemento de hormigón compuesto a flexión, a menos que se cumpla con 16.4.5:

$$\phi V_{nh} \geq V_u \qquad (16.4.3.1)$$

donde la resistencia nominal a cortante horizontal, V_{nh} , debe calcularse de acuerdo con 16.4.4.

16.4.3.2 ϕ debe determinarse de acuerdo con 21.2.

R16.4.3 Resistencia de diseño.

(Sin comentario)

16.4.4 Resistencia nominal a cortante horizontal

16.4.4.1 Cuando $V_{nh} > \phi\ (3{,}5\ b_v\ d)$, V_{nh} debe tomarse como V_n calculado de acuerdo con 22.9, donde b_v es el ancho de la superficie de contacto y d es concordante con 16.4.4.3.

16.4.4.2 Cuando $V_{nh} \leq \phi\ (3{,}5\ b_v\ d)$, V_{nh} debe calcularse de acuerdo con la Tabla 16.4.4.2, donde $A_{v,min}$ cumple con 16.4.6, b_v es el ancho de la superficie de contacto y d es concordante con 16.4.4.3.

R16.4.4 Resistencia nominal a cortante horizontal

(Sin comentario)

R16.4.4.2 Las resistencias permitidas para el cortante horizontal y el requisito de 6 mm para la amplitud de la rugosidad intencional están basados en los ensayos discutidos en Kaar et al. (1960), Saemann and Washa (1964), y Hanson (1960).

Tabla 16.4.4.2 — Resistencia nominal a cortante horizontal

Armadura para transmisión de cortante	Preparación de la superficie de contacto (1)	V_{nh} N		
$A_s \geq A_{v,min}$	Hormigón colocado contra hormigón endurecido intencionalmente rugoso con una amplitud total de aproximadamente 6 mm	Menor de:	$\lambda\left(1{,}8 + 0{,}6\,\frac{A_s f_{yt}}{b_v s}\right) b_v d$	(a)
			$3{,}5\ b_v\ d$	(b)
	Hormigón colocado contra hormigón endurecido y no intencionalmente rugoso	$0{,}55\ b_v\ d$		(c)
Otros casos	Hormigón colocado contra hormigón endurecido e intencionalmente rugoso	$0{,}55\ b_v\ d$		(d)

(1) La superficie de contacto de hormigón debe estar limpia y sin residuos de exudación o lechada

16.4.4.3 En la Tabla 16.4.4.2, d es la distancia desde la fibra extrema en compresión de la sección compuesta total al baricentro de la armadura longitudinal en tracción, pretensada y no pretensada, si existe, pero no hay necesidad de tomarlo menor de $0{,}80h$ para elementos de hormigón pretensado.

R16.4.4.3 En elementos de hormigón pretensado compuestos, la altura de la armadura de tracción puede variar a lo largo del elemento. La definición de d usada en el Capítulo 22 para la determinación de la resistencia a cortante vertical también es apropiada para determinar la resistencia a cortante horizontal.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
16.4.4.4 Se permite que la armadura transversal en el hormigón colocado previamente que se extiende en el hormigón colocado en sitio y está anclada en ambos lados de la interfaz se incluya como amarre para los efectos del cálculo de V_{nh}	
16.4.5 Método alternativo para calcular la resistencia de diseño para cortante horizontal.	**R16.4.5 Método alternativo para calcular la resistencia de diseño para cortante horizontal.**
16.4.5.1 Como alternativa a 16.4.3.1, el cortante horizontal mayorado, V_{uh} , debe determinarse calculando la variación de la fuerza de comprensión o de tracción en cualquier segmento del elemento de hormigón compuesto, y se debe cumplir con la ecuación (16.4.5.1) a lo largo de la superficie de contacto. $\phi V_{nh} \geq V_u$ (16.4.5.1) La resistencia nominal de cortante horizontal, V_{nh} , debe calcularse de acuerdo con 16.4.4.1 ó 16.4.4.2, donde el área de la superficie de contacto debe substituirse por b_v, d y V_{uh} debe sustituirse por V_u . Se deben tomar precauciones para transferir la variación de la fuerza de comprensión o de tracción como fuerza de cortante horizontal a través de la interfaz.	*(Sin comentario)*
16.4.5.2 Donde la armadura de transmisión de cortante se diseña para resistir el cortante horizontal cumpliendo con la ecuación (16.4.5.1), la relación entre el área de los amarres y su espaciamiento a lo largo del elemento debe reflejar aproximadamente la distribución de las fuerzas cortantes en la interfaz en el elemento de hormigón compuesto.	**R16.4.5.2** La distribución de la tensión cortante horizontal a lo largo de la superficie de contacto en un elemento compuesto refleja la distribución del cortante a lo largo del elemento. La falla por cortante horizontal se inicia donde la tensión cortante horizontal es máxima y se propaga a las regiones de menores tensiones. Debido a que el deslizamiento correspondiente a la resistencia máxima al cortante horizontal es pequeño en una superficie de contacto hormigón-hormigón, la redistribución longitudinal de la resistencia a cortante horizontal es muy limitada. Por lo tanto, el espaciamiento de los amarres a lo largo de la superficie de contacto debe ser tal que proporcione una distribución de la resistencia a cortante horizontal que se aproxime a la distribución de tensión cortante a lo largo de la superficie de contacto.
16.4.5.3 Se permite que en una sección cuyo hormigón se colocó previamente, la armadura transversal que se extiende dentro del hormigón colocado previamente y anclado en ambos lados de la interfaz, se incluya como estribos para efectos del cálculo de V_{nh}	

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
16.4.6 Armadura mínima para transferir el cortante horizontal.	**R16.4.6 Armadura mínima para transferir el cortante horizontal.**
16.4.6.1 Donde la armadura de transferencia de cortante se diseña para transferir el cortante horizontal, $A_{v,min}$ debe ser el mayor entre a) y b): a) $\frac{\sqrt{f'_c}}{16 f_y} b_w s$ b) $\frac{0,35}{f_y} b_w s$	**R16.4.6.1** Los requisitos para el área mínima de la armadura de transferencia de cortante se basan en los datos de los ensayos discutidos en Kaar et al. (1960), Saemann and Washa (1964), Hanson (1960), Grossfield and Birnstiel (1962), y Mast (1968).
16.4.7 Detallado de la armadura para transferir el cortante horizontal.	**R16.4.7 Detallado de la armadura para transferir el cortante horizontal.**
16.4.7.1 La armadura para transferir el cortante debe consistir en barras individuales o alambres, estribos de ramas múltiples, o ramas verticales de armadura de alambre electrosoldado.	*(Sin comentario)*
16.4.7.2 Donde se coloca armadura de transferencia de cortante diseñado para resistir el cortante horizontal, el espaciamiento longitudinal de esta armadura no debe exceder el menor de 600 mm y cuatro veces la dimensión menor del elemento soportado.	
16.4.7.3 La armadura para transferir cortante debe anclarse dentro de los elementos interconectados de acuerdo con 25.7.1.	**R16.4.7.3** Se requiere de un anclaje adecuado para los amarres que se prolongan a través de la interfaz para mantener el contacto a lo largo de la interfaz.
16.5 MÉNSULAS Y CARTELAS.	**R16.5 MÉNSULAS Y CARTELAS.**
16.5.1 Generalidades	**R16.5.1 Generalidades**
	Las ménsulas y cartelas son voladizos cortos que tienden a actuar como cerchas simples o vigas de gran altura más que como elementos a flexión, las que están diseñadas para cortante de acuerdo con 22.5. La cartela que se muestra en la Figura R16.5.1 puede fallar por cortante a lo largo de la interfaz entre la columna y la cartela, por fluencia del estribo en tracción, por aplastamiento o hendimiento del puntal de compresión, o debido a una falla de aplastamiento localizada o de cortante bajo la platina de carga. Estos modos de falla se ilustran y examinan con mayor detalle en Elzanaty et al. (1986). El método de diseño abordado en este artículo ha sido validado experimentalmente sólo para $a_v/d \leq 1,0$. Además, se especifica un límite superior para N_{uc} ya que este método de diseño sólo se ha validado experimentalmente para $N_{uc} \leq V_u$

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN | **COMENTARIO**

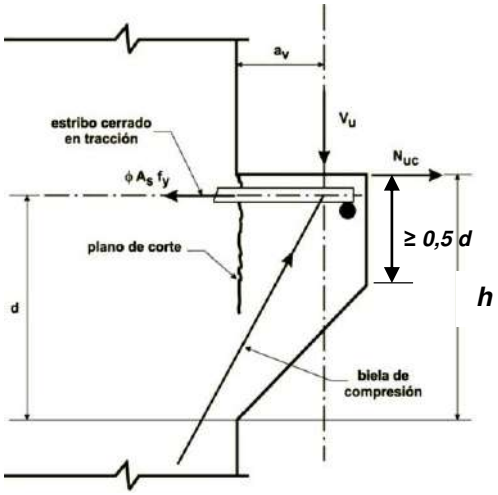


Figura R16.5.1a — Comportamiento estructural de una ménsula corta.

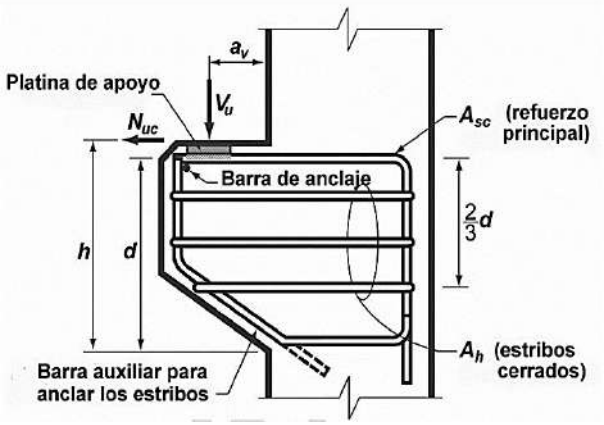


Figura R16.5.1b — Nomenclatura usada en el artículo 18.3.

16.5.1.1 Se pueden diseñar ménsulas y cartelas con una relación de luz de cortante a altura, $a_v/d \leq 1,0$ y con una fuerza mayorada de tracción horizontal, $N_{uc} \leq V_u$ de acuerdo con 16.5.

R16.5.1.1 Se permite el diseño de ménsulas y catelas de acuerdo con el Capítulo 23 indistintamente de la luz de cortante.

16.5.2 Límites dimensionales.

16.5.2.1 La altura efectiva ***d*** para ménsulas y cartelas debe ser determinada en la cara del apoyo.

R16.5.2 Límites dimensionales.

(Sin comentario)

16.5.2.2 La altura total de ménsulas y cartelas en el borde exterior del área de apoyo debe ser al menos **0,5 *d***

R16.5.2.2 Se especifica una altura mínima como la señalada en la Figura R16.5.1(a) en el borde exterior del área de apoyo para evitar la ocurrencia de una falla prematura debida a una fisura mayor que se propaga desde debajo del área de contacto hacia la cara inclinada de la cartela o de la ménsula. Se han observado fallas prematuras de este tipo (Kriz and Raths 1965) en cartelas con alturas en el borde exterior del área de

Documento

ESPECIFICACIÓN

COMENTARIO

contacto menores que las especificadas en el artículo 16.5.2.2.

16.5.2.3 Ninguna parte del área de contacto sobre una ménsula o cartela puede proyectarse más allá de la cara del apoyo que lo indicado en a) o b):

a) El extremo de la porción recta de las barras de armadura principal de tracción

b) La cara interior de la barra transversal de anclaje, cuando ésta exista.

R16.5.2.3 La restricción sobre la ubicación del área de apoyo es necesaria para asegurar el desarrollo de la resistencia a la fluencia especificada de la armadura a tracción localizado cerca de la carga.

Cuando se diseñan ménsulas para resistir fuerzas de tracción N_{uc} la platina de apoyo debe estar completamente anclada a la armadura de tracción principal (Véase la Figura R16.5.1(b)).

16.5.2.4 Para hormigón de densidad normal, las dimensiones de las ménsulas o cartelas deben seleccionarse de manera que V_u/ϕ no exceda el menor de:

$$\frac{V_u}{\phi} \leq \begin{cases} 0{,}2\, f'_c\, b_w\, d & a) \\ \left(3{,}3 + 0{,}08\, f'_c\right) b_w\, d & b) \\ 11\, b_w\, d & c) \end{cases}$$

R16.5.2.4 Estos límites imponen restricciones de tipo dimensional en ménsulas y cartelas, necesarias para cumplir con la resistencia máxima a cortante por fricción crítica en la cara de apoyo.

16.5.2.5 Para el hormigón completamente liviano u hormigón liviano de arena de peso normal, las dimensiones de las ménsulas o cartelas deben seleccionarse de manera que V_u/ϕ no exceda al menor de:

$$\frac{V_u}{\phi} \leq \begin{cases} \left(0{,}2 - 0{,}07\, \frac{a_v}{d}\right) f'_c\, b_w\, d & a) \\ \left(5{,}5 - 1{,}9\, \frac{a_v}{d}\right) b_w\, d & b) \end{cases}$$

R16.5.2.5 Ensayos (Mattock et al. 1976) han demostrado que la resistencia máxima al cortante por fricción de ménsulas o cartelas de hormigón liviano es función tanto de f'_c como de a_v/d . No se dispone de datos para cartelas o ménsulas hechas de hormigón liviano de arena de peso normal. Como resultado, se han aplicado las mismas limitaciones en ménsulas y cartelas tanto de hormigón completamente liviano como en hormigón liviano de arena de peso normal

16.5.3 Resistencia requerida

R16.5.3 Resistencia requerida

(Sin comentario)

16.5.3.1 La sección en la cara del apoyo debe diseñarse para resistir simultáneamente el cortante mayorado V_u, la fuerza mayorada de tracción horizontal N_{uc} y el momento mayorado M_u dado por $[V_u a_v + N_{uc}(h - d)]$

16.5.3.2 La fuerza de tracción horizontal, N_{uc}, y el cortante, V_u , mayorados deben tener los valores máximos calculados de acuerdo con las combinaciones de mayoración de carga del Capítulo 5.

16.5.3.3 La resistencia requerida debe calcularse de acuerdo con los procedimientos de análisis del Capítulo 6, y los requisitos de este artículo.

16.5.3.4 Al calcular la fuerza de tracción horizontal N_{uc} que actúa sobre una ménsula o cartela debe considerarse como una carga viva aun

R16.5.3.4 Debido a que la magnitud de las fuerzas horizontales que actúan en ménsulas y car-

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO

cuando la tracción resulte de restricción a la fluencia lenta, retracción, o variación de temperatura.

telas no puede determinarse con precisión, se requiere que N_{uc} se amplifique utilizando el factor de carga aplicable a carga viva.

16.5.3.5 La fuerza de tracción mayorada, debe ser $N_{uc} \geq 0{,}2 V_u$ a menos que se tomen precauciones para evitar que las fuerzas de tracción afecten la ménsula o cartela.

16.5.4 Resistencia de diseño

16.5.4.1 La resistencia de diseño en todas las secciones debe cumplir con $\phi S_n \geq U$, incluyendo de a) a c). Se debe considerar la interacción entre los efectos de las cargas.

a) $\phi N_n \geq N_u$

b) $\phi M_n \geq M_u$

c) $\phi V_n \geq V_u$

16.5.4.2 ϕ debe determinarse de acuerdo con 21.2.

16.5.4.3 La resistencia nominal a tracción N_n proporcionada por A_n debe calcularse mediante:

$$N_n \geq A_n f_y \qquad (16.5.4.3)$$

16.5.4.4 La resistencia nominal de cortante V_n proporcionada por A_{vf} debe calcularse de acuerdo con los requisitos para fricción-cortante de 22.9, donde A_{vf} es el área de armadura que cruza el plano de cortante supuesto.

16.5.4.5 La resistencia nominal a flexión M_n proporcionada por A_f debe calcularse de acuerdo con las suposiciones de diseño de 22.2.

R16.5.4 Resistencia de diseño

(Sin comentario)

16.5.5 Límites de las armaduras

16.5.5.1 El área de la armadura principal de tracción, A_{sc} debe ser al menos la mayor de:

$$A_{sc} \geq \begin{cases} A_{vf} + A_n & a) \\ {}^{2}/_{3} A_{vf} + A_n & b) \\ 0{,}04 \left(f'_c / f_y\right) b_w d & c) \end{cases}$$

R16.5.5 Límites de las armaduras

R16.5.5.1 Los resultados de ensayos (Mattock et al. 1976) indican que la cantidad total de armadura principal de tracción, A_{sc}, que debe cruzar la cara del apoyo, debe ser la mayor entre:

a) La suma de la cantidad de armadura necesario para resistir las demandas por flexión, A_f, más la cantidad de armadura necesario para resistir la fuerza axial, A_n, calculada de acuerdo con 16.5.4.3.

b) La suma de dos tercios del total de la armadura requerido para cortante por fricción, A_{vf}, calculada de acuerdo con 16.5.4.4, más la cantidad de armadura necesaria para resistir fuerza axial, A_n, calculada de acuerdo con 16.5.4.3. El restante $A_{vf}/3$ debe colocarse

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
	como estribos cerrados paralelos a A_{sc} como se requiere por 16.5.5.2. *c)* Una cantidad mínima de armadura, multiplicada por la relación entre la resistencia del hormigón y la del acero. Esta cantidad se requiere para evitar la posibilidad de una falla súbita, en caso que la ménsula o la cartela se fisure bajo la acción del momento de flexión y la fuerza de tracción dirigida hacia afuera.
16.5.5.2 El área total de estribos cerrados o estribos paralelos a la armadura principal de tracción, A_h, debe ser al menos: $A_h = 0{,}5\,(A_{sc} - A_n)$ (16.5.5.2)	**R16.5.5.2** Los estribos cerrados paralelos a la armadura principal de tracción se necesitan para evitar una falla prematura de tracción diagonal de la cartela o ménsula. La distribución de A_h debe estar en acuerdo con 16.5.6.6. La cantidad total de armadura requerida para atravesar la cara de apoyo, como se señala en R16.5.1b, es la suma de A_{sc} y A_h
16.5.6 Detallado de la armadura	**R16.5.6 Detallado de la armadura**
16.5.6.1 El recubrimiento de hormigón debe cumplir con 20.6.1.3.	*(Sin comentario)*
16.5.6.2 El espaciamiento mínimo para la armadura corrugada debe cumplir con 25.2.	
16.5.6.3 En la cara frontal de una ménsula o cartela, la armadura principal de tracción debe anclarse de acuerdo con a), b) o c): *a)* Mediante soldadura a una barra transversal de por lo menos el mismo diámetro que debe diseñarse para desarrollar f_y en la armadura principal de tracción. *b)* Mediante doblado hacia atrás de la armadura principal de tracción para formar un anillo horizontal *c)* Mediante algún otro medio de anclaje que desarrolle f_y	**R16.5.6.3** En las ménsulas y cartelas de altura variable (Véase la Figura R16.5.1 a), la tensión última en la armadura es casi uniforme y aproximadamente igual a f_y desde la cara del apoyo hasta el punto de carga. Esto se debe a que la componente horizontal de la biela inclinada de hormigón en comprensión es transferida a la armadura principal de tracción en la ubicación de la carga vertical. Por lo tanto, la armadura debe estar anclada completamente en su extremo exterior (Véase 16.5.6.3) y en la columna de apoyo (Véase 16.5.6.4), de manera que sea capaz de desarrollar su resistencia especificada a la fluencia desde la cara del apoyo hasta el lugar de aplicación de la carga vertical (Véase la Figura R16.5.6.3(a)). Puede obtenerse un anclaje satisfactorio en el extremo exterior doblando las barras de la armadura principal de tracción en un anillo horizontal como se especifica en 16.5.6.3(b) o soldando una barra de diámetro igual, o un ángulo de tamaño adecuado a los extremos de las barras de la armadura principal de tracción. Un detalle de soldadura empleada exitosamente en los ensayos de cartelas, mencionados en Mattock et al. (1976), se muestra en la Figura R16.5.6.3b. Véase también ACI Committee 408 (1966)

Documento en Estudio

ESPECIFICACIÓN **COMENTARIO**

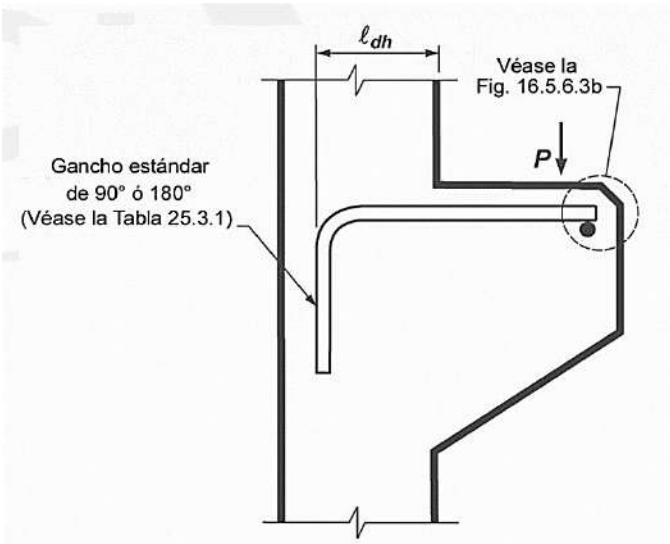


Figura R16.5.6.3 a *— Elemento dependiente del apoyo y extremo de los anclajes.*

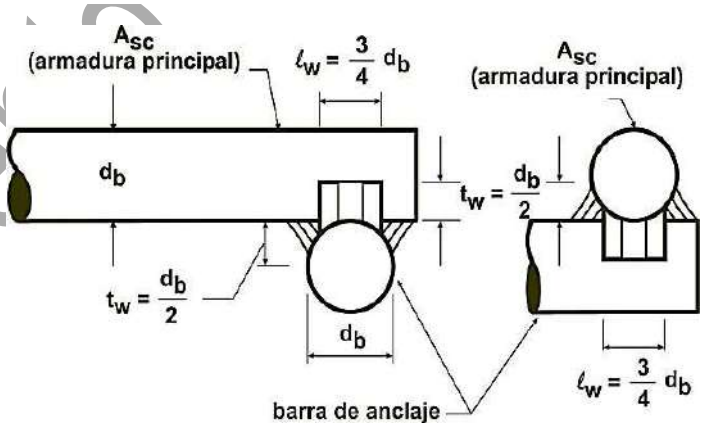


Figura R16.5.6.3b *— Detalles de la soldadura usada en los ensayos de Mattock et al. (1976).*

Un gancho en el extremo, en el plano vertical, con el diámetro de doblado mínimo, no resulta por completo efectivo dado que en la esquina existiría una zona de hormigón simple bajo el punto de carga para el caso de cargas aplicadas cerca del extremo de la ménsula o cartela. Para ménsulas anchas (perpendicular al plano de la figura) y cargas que no se apliquen en la proximidad de las esquinas, las barras en forma de *U* en un plano horizontal proporcionan ganchos efectivos en el extremo.

16.5.6.4 La armadura principal de tracción debe anclarse en la cara de apoyo.

16.5.6.5 El anclaje de la armadura de tracción debe considerar que la distribución de tensiones

R16.5.6.5 En ménsulas, cartelas y otros elementos de altura variable, la tensión calculada en el acero, f_s, para cargas de servicio en cartelas

Documento

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
en la armadura no es directamente proporcional al momento de flexión.	no disminuye linealmente en proporción a una reducción de momento. Además, se requiere de una consideración especial para el anclaje apropiado de la armadura sometida a flexión.
16.5.6.6 Los estribos cerrados deben espaciarse de tal manera que A_h quede distribuido uniformemente dentro de los $2d/3$ adyacentes a la armadura principal de tracción.	**R16.5.6.6** Véase R16.5.5.2.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN **COMENTARIO**

CAPÍTULO 17 — ANCLAJE AL HORMIGÓN

17.1 ALCANCE

17.1.1 Disposición general

Este capítulo cubre los requisitos de diseño para anclajes en el hormigón, utilizados para transmitir las cargas estructurales por medio de tracción, cortante o combinación de tracción y cortante, entre:

a) elementos estructurales conectados o

b) fijaciones y elementos estructurales relacionadas con la seguridad.

Los niveles de seguridad especificados están orientados a las condiciones durante la vida útil más que a situaciones durante la construcción o manejo de corta duración.

17.1.2 Exclusión

Este capítulo aplica a anclajes preinstalados antes de la colocación del hormigón, así como a anclajes pos-instalados de expansión (controlados por torque o controlados por desplazamiento), con sobreperforación en su base y adheridos. Los anclajes adheridos deben instalarse en hormigón que tenga una edad mínima de 21 días en el momento de la instalación del anclaje. No se incluyen dentro de los requisitos de este capítulo: aditamentos especiales, tornillos pasantes, anclajes múltiples conectados a una sola pletina de acero en el extremo embebido de los anclajes, anclajes inyectados con mortero, ni anclajes directos como tornillos o clavos instalados neumáticamente o utilizando pólvora. La armadura utilizada como parte del anclaje debe diseñarse de acuerdo con otras partes de este Norma.

R17.1 ALCANCE

R17.1.1 Disposición general

Este capítulo se encuentra restringido en su alcance a los anclajes estructurales que transmiten cargas estructurales relacionadas con la resistencia, estabilidad o seguridad de la vida. Se contemplan dos tipos de aplicaciones. La primera corresponde a conexiones entre elementos estructurales donde la falla de un anclaje o de un grupo de anclajes puede conducir a pérdida de equilibrio o de estabilidad de cualquier parte de la estructura. La segunda, corresponde a fijaciones relacionadas con la seguridad, que no son parte de la estructura (como los sistemas de aspersión, tuberías muy pesadas en suspensión o rieles de barandas), y que se anclan a elementos estructurales. Los niveles de seguridad dados por las combinaciones de los factores de carga y los factores ϕ son adecuados para aplicaciones estructurales. Otras normas pueden exigir niveles de seguridad más rigurosos durante el lapso de manipulación temporal.

R17.1.2 Exclusión

En la Norma NB 1225001:2017 se añadieron requisitos de diseño para anclajes adheridos. Los anclajes adheridos son especialmente sensibles a una serie de factores incluyendo la dirección de instalación y el tipo de carga. Para anclajes adheridos horizontales o inclinados hacia arriba utilizados para resistir cargas permanentes de tracción se incluyen requisitos de ensayo en el artículo 17.2.4, y requisitos de diseño y certificación en 17.2.5 y 17.8.2.2 a 17.8.2.4, respectivamente. Los anclajes adheridos calificados según ACI 355.4 se ensayan para dos intervalos diferentes de resistencia a la compresión del hormigón: 17 a 28 MPa y 45 a 59 MPa. En general la resistencia a la adherencia no es muy sensitiva a la resistencia a compresión del hormigón. El desempeño de diseño de anclajes adheridos no puede garantizarse indicando una resistencia mínima a la compresión del hormigón en el momento de la instalación en hormigones de edad temprana. Por esta razón, se requiere una edad mínima de 21 días al momento de la instalación del anclaje adherido.

La gran variedad de formas y configuraciones de los aditamentos especiales impide la formulación

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN **COMENTARIO**

17.1.3 Inclusiones

Se incluyen requisitos de diseño para los siguientes tipos de anclajes:

a) Pernos con cabeza y tornillos con cabeza con unas dimensiones que hayan demostrado que se obtiene una resistencia a la extracción por deslizamiento en hormigón no fisurado igual o mayor que $\mathbf{1,4}N_p$ donde N_p está dado en la ecuación (17.4.3.4).

b) Tornillos con gancho con unas dimensiones que hayan demostrado que se obtiene una resistencia a la extracción por deslizamiento sin el beneficio de la fricción en hormigón fisurado igual o mayor que $\mathbf{1,4}N_p$ donde N_p está dado en la ecuación (17.4.3.5).

c) Anclajes pos-instalados de expansión y con sobre-perforación en su base que cumplen con el criterio de evaluación de ACI 355.2, y

d) Anclajes adheridos que cumplen con el criterio de evaluación de ACI 355.4.

17.1.4 Fatiga e impacto

Las aplicaciones de cargas que correspondan predominantemente a ciclos de fatiga fuertes o cargas de impacto, no están cubiertas por este capítulo.

17.2 GENERALIDADES

17.2.1 Cargas mayoradas

Los anclajes y grupos de anclajes deben diseñarse para los efectos críticos producidos por las cargas mayoradas determinadas por medio de un análisis elástico. Se permite el enfoque del análisis plástico cuando la resistencia nominal está controlada por elementos de acero dúctiles y siempre que se tenga en cuenta la compatibilidad de deformaciones.

17.2.1.1 Los efectos de grupo en los anclajes deben tenerse en cuenta siempre que dos o más

R17.1.3 Inclusiones

de ensayos y ecuaciones de diseño generalizadas. Los requisitos del Capítulo 17 no cubren aditamentos especiales.

Se han ensayado pernos con cabeza y tornillos con cabeza preinstalados con geometrías congruentes con lo indicado en ANSI/ASME B1.1 (2003), B18.2.1 (1996a) y B18.2.6 (1996b) y estos ensayos han comprobado que tienen un comportamiento predecible, de tal manera que las resistencias a la extracción por deslizamiento calculadas sean aceptables. Los anclajes pos-instalados no poseen una resistencia a la extracción por deslizamiento predecible y por lo tanto se requieren ensayos usando los procedimientos de calificación de ACI 355.2 para establecer su resistencia a la extracción por deslizamiento. Para poder utilizar un anclaje pos-instalado cumpliendo con los requisitos de este capítulo los resultados de los ensayos según ACI 355.2 deben señalar que la falla de extracción por deslizamiento tiene unas características carga-desplazamiento aceptables o que la falla de extracción por deslizamiento se produce con posteridad a otro modo de falla. Para anclajes adheridos la tensión característica de adherencia y la bondad de los anclajes para aplicaciones estructurales deben establecerse por medio de ensayos realizados de acuerdo con ACI 355.4.

R17.1.4 Fatiga e impacto

La exclusión dentro del alcance de las aplicaciones con cargas que producen predominantemente ciclos de fatiga fuertes o cargas de impacto extremadamente cortas (como ondas de explosión o choque) no implica que se excluyan los efectos sísmicos. En 17.2.3 se presentan los requisitos para el diseño con fuerzas sísmicas.

R17.2 GENERALIDADES

R17.2.1 Cargas mayoradas

Cuando la resistencia de un grupo de anclajes se encuentra determinada por la rotura del hormigón, el comportamiento es frágil y existe una redistribución limitada de las fuerzas entre anclajes altamente solicitados y anclajes menos solicitados. En este caso, se requiere emplear la teoría de elasticidad suponiendo que el aditamento que distribuye las fuerzas hacia los anclajes es suficientemente rígido. Las fuerzas en los anclajes se consideran proporcionales a la carga

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN **COMENTARIO**

anclajes tengan separaciones menores que las separaciones críticas dadas a continuación:

Modo de falla que se estudia	Separación crítica
Arrancamiento de hormigón en tracción	3 h_{ef}
Resistencia de adherencia en tracción	2 c_{Na}
Arrancamiento de hormigón en corte	3 c_{a1}

Solo aquellos anclajes susceptibles al modo de falla en particular que se estudia pueden incluirse en el grupo.

17.2.2 Resistencia de diseño

La resistencia de diseño de los anclajes debe ser igual o exceder la mayor resistencia requerida calculada con las combinaciones de cargas de 5.3.

17.2.3 Requisitos de diseño sísmico

17.2.3.1 Los anclajes en estructuras asignadas a las Categorías de Diseño Sísmico (CDS) C, D, E o F, deben cumplir los requisitos adicionales de 17.2.3.2 a 17.2.3.7.

externa y a su distancia del eje neutro del grupo de anclajes.

Si la resistencia del anclaje es controlada por la fluencia dúctil del acero del anclaje, puede ocurrir una redistribución significativa de las fuerzas de anclaje. En este caso, es conservador utilizar un análisis basado en la teoría de la elasticidad. Cook and Klingner (1992a,b) y Lotze et al. (2001) se discute el análisis no lineal, usando la teoría de plasticidad para determinar la resistencia de un grupo de anclajes dúctiles.

R17.2.3 Requisitos de diseño sísmico

A menos que se aplique 17.2.3.4.1 ó 17.2.3.5.1, todos los anclajes en estructuras asignadas a las Categorías de Diseño Sísmico (CDS) C, D, E o F deben satisfacer los requisitos adicionales de 17.2.3.1 a 17.2.3.7 independientemente de que las cargas sísmicas hayan sido incluidas en el diseño de la combinación de carga del anclaje. Además, todos los anclajes pos-instalados en estructuras asignadas a las CDS C, D, E o F deben cumplir con los requisitos del ACI 355.2 ó ACI 355.4 de precalificación de anclajes para resistir cargas sísmicas. Idealmente, para cargas por tracción, la resistencia del anclaje debe estar regida por la fluencia del elemento de acero dúctil del anclaje. Cuando el anclaje no cumple con los requisitos de ductilidad especificados en 17.2.3.4.3(a), el aditamento debe ser diseñado para fluencia si es de acero estructural o de calibre liviano, o ser diseñado para aplastarse si es de madera. Cuando se cumplen los requisitos de ductilidad de 17.2.3.4.3(a) los aditamentos del anclaje deben ser diseñados para que no fluyan. Al diseñar aditamentos usando mecanismos de fluencia para proporcionar ductilidad adecuada como lo permite 17.2.3.4.3(b) y 17.2.3.5.3(a), debe tenerse en cuenta la relación entre la resistencia a fluencia especificada y la resistencia esperada. El valor utilizado para determinar la resistencia esperada debe considerar tanto la sobre resistencia del material como los efectos de endurecimiento por deformación. Por ejemplo, el material en un elemento de conexión podría fluir y debido a un aumento de su resistencia causado por el endurecimiento por deformación lle-

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN **COMENTARIO**

gar a provocar una falla secundaria del sub-elemento o aumentar las fuerzas o demandas de deformación en los anclajes. Para aditamentos de acero estructural, si solo se conoce la resistencia especificada a la fluencia, la resistencia esperada debe tomarse aproximadamente 1,25 veces la resistencia real a la fluencia.

Bajo condiciones sísmicas, la dirección del cortante puede no ser previsible. Para obtener un diseño seguro, la fuerza total de cortante debe suponerse que actúa en cualquier dirección.

17.2.3.2 Los requisitos de este capítulo no son aplicables al diseño de anclajes en las zonas de articulación plástica de estructuras de hormigón sometidas a fuerzas sísmicas.

R17.2.3.2 Los requisitos de diseño de este capítulo no aplican en zonas de articulación plástica. El alto nivel de fisuración y descascaramiento que puede ocurrir en las zonas de articulaciones plásticas exceden las condiciones para las cuales los valores de resistencia basados en la resistencia nominal del hormigón de este capítulo son adecuados. Se considera que las zonas de articulación plástica se extienden en una distancia igual al doble de la altura del elemento medida de la cara de la columna o viga e incluyen cualquier otra sección en muros, pórticos y losas donde pueda ocurrir fluencia del acero de armadura como consecuencia de los desplazamientos laterales.

Cuando deban colocarse anclajes en regiones de articulación plástica, éstos deben detallarse de tal manera que las fuerzas en el anclaje se transfieran directamente a la armadura de anclaje que se diseña específicamente para llevar las fuerzas del anclaje al cuerpo del elemento lejos de la región del anclaje. No deben emplearse configuraciones que dependan de la resistencia a la tracción del hormigón.

17.2.3.3 Los anclajes pos-instalados deben estar calificados para fuerzas sísmicas de acuerdo con ACI 355.2 ó ACI 355.4. La resistencia a la extracción por deslizamiento N_p y la resistencia del acero en cortante V_{sa} para anclajes de expansión o con sobre perforación en su base deben basarse en los resultados de ensayos de simulación sísmica de ACI 355.2 (ACI 355.2 Simulated Seismic Tests). Para anclajes adheridos, la resistencia del acero a cortante V_{sa} y las tensiones características de adherencia τ_{uncr} y τ_{cr} deben basarse en resultados de ensayos realizados siguiendo los ensayos de simulación sísmica de ACI 355.4 (ACI 355.4 Simulated Seismic Tests).

R17.2.3.3 Los anclajes que no son adecuados para su uso en hormigón fisurado no deben usarse para resistir cargas sísmicas. La calificación de anclajes pos-instalados para ser utilizados en hormigón fisurado es una parte integral de las calificaciones para resistir fuerzas sísmicas en ACI 355.2 y ACI 355.4. Los valores de diseño obtenidos de los Ensayos de Simulación Sísmica de ACI 355.2 y ACI 355.4 se espera que sean menores que los obtenidos para aplicaciones con fuerzas estáticas.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN **COMENTARIO**

17.2.3.4 Requisitos para carga a tracción

17.2.3.4.1. Cuando la componente en tracción de las fuerzas sísmicas al nivel de resistencia aplicadas a un anclaje o grupo de anclajes es menor o igual al 20 % de la fuerza de tracción mayorada total del anclaje asociada con la misma combinación de carga, el anclaje o grupo de anclajes pueden diseñarse para que cumplan con 17.4 y con los requisitos de resistencia a la tracción de 17.3.1.1.

17.2.3.4.2. Cuando la componente en tracción de las fuerzas sísmicas al nivel de resistencia aplicadas a anclajes excede el 20 % de la fuerza de tracción mayorada total del anclaje asociada con la misma combinación de carga, los anclajes y sus aditamentos deben diseñarse de acuerdo con 17.2.3.4.3. La resistencia de diseño a la tracción del anclaje debe determinarse de acuerdo con 17.2.3.4.4.

17.2.3.4.3. Los anclajes y sus fijaciones deben cumplir con una de las opciones siguientes:

a) Para anclajes individuales, la resistencia regida por el hormigón debe ser mayor que la resistencia del acero del anclaje. Para grupos de anclajes, la relación de la carga en tracción del anclaje sometido a las tensiones más altas a la resistencia del acero de ese mismo anclaje debe ser mayor o igual que la relación de la carga de tracción de los anclajes sometidos a tracción a la resistencia gobernada por la resistencia del hormigón de esos mismos anclajes. En cada caso:

i. La resistencia del acero debe tomarse como 1,2 veces la resistencia nominal del acero del anclaje.

ii. La resistencia regida por el hormigón debe tomarse como la resistencia nominal teniendo en cuenta deslizamiento del anclaje, desprendimiento lateral del hormigón y adherencia, según sea aplicable. Para la resistencia a la extracción por deslizamiento de grupos de anclajes, la relación debe calcularse utilizando el anclaje sometido a las mayores tensiones.

R17.2.3.4 Requisitos para carga a tracción

R17.2.3.4.1 No hay necesidad de aplicar los requisitos de 17.2.3.4.3 cuando las fuerzas sísmicas aplicadas son una porción pequeña de la fuerza mayorada total de tracción.

R17.2.3.4.2 Si el acero del elemento dúctil es ASTM A36M ó ASTM A307, el valor de f_{uta}/f_y típico es del orden de 1,5 y el anclaje puede alargarse apreciablemente antes que haya ruptura del roscado. Para otros aceros, pueden necesitarse cálculos para garantizar que ocurra un comportamiento similar. En R17.4.1.2 se da información adicional acerca de las propiedades del acero de anclajes. Los requisitos para extremos aplanados de la parte roscada, donde la parte final del roscado de la barra se agranda para compensar la reducción de área asociada con el roscado, aseguran que la fluencia ocurra en la longitud de estirado sin importar la relación de resistencia a la fluencia a resistencia última del anclaje.

R17.2.3.4.3 Se dan cuatro alternativas para determinar la resistencia del anclaje o del aditamento para evitar una falla a tracción no dúctil.

En la opción a) se imponen requisitos de ductilidad al anclaje y la resistencia requerida del anclaje es aquella que se determina utilizando fuerzas sísmicas al nivel de resistencia. Investigaciones (Hoehler and Eligehausen 2008; Vintzileou and Eligehausen 1992) han demostrado que, si el acero del anclaje fluye antes que el hormigón falle, no se necesita reducir la resistencia del anclaje para fuerzas sísmicas. Los anclajes de acero dúctil deben cumplir con la definición de elementos dúctiles de acero del Capítulo 2. Para facilitar la comparación entre la resistencia del acero, determinada con base en el anclaje con las mayores tensiones, y la resistencia del hormigón determinada con base en el comportamiento del grupo; el diseño se realiza utilizando la relación entre la carga aplicada y la resistencia del hormigón y del acero, respectivamente.

En algunas estructuras, los anclajes proveen la mejor localización para lograr disipación de energía en el rango inelástico de respuesta. La lon-

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN **COMENTARIO**

Además, debe cumplirse con lo siguiente:

iii. Los anclajes deben transmitir las cargas de tracción a través de un elemento dúctil de acero con una longitud de alargamiento de al menos ocho diámetros de anclaje a menos que se determine algo diferente por medio de análisis.

iv. Donde los anclajes puedan verse sometidos a reversiones de carga, los anclajes se deben proteger para que no fallen por pandeo.

v. Cuando las conexiones sean roscadas y los elementos dúctiles de acero no sean roscados en toda su longitud, la relación debe ser $f_{uta}/f_y \geq 1{,}3$ a menos que las porciones roscadas se aplanen. La porción aplanada no debe incluirse dentro de la longitud de alargamiento.

vi. Las barras de armadura corrugadas utilizadas como elementos dúctiles de acero para resistir efectos sísmicos deben limitarse a aquellas que sean de acero ASTM A615M AH 280 y 420, siempre y cuando cumplan los requisitos de 20.2.2.5(b), o ASTM A706M AH 420.

b) El anclaje o grupo de anclajes deben diseñarse para la máxima tracción que pueda ser transmitida al anclaje o grupo de anclajes cuando se desarrolla un mecanismo dúctil de fluencia en el aditamento ya sea en flexión, corte o aplastamiento, o en una combinación de estas condiciones, y considerando tanto la sobre-resistencia y los efectos de endurecimiento por deformación del aditamento. La resistencia de diseño a tracción del anclaje debe calcularse siguiendo 17.2.3.4.4.

c) El anclaje o grupo de anclajes debe diseñarse para la máxima tracción que pueda ser transmitida a los anclajes por un aditamento que no fluya. La resistencia de diseño a tracción del anclaje debe calcularse siguiendo 17.2.3.4.4.

d) El anclaje o grupo de anclajes debe diseñarse para la máxima tracción obtenida de las combinaciones de carga de diseño que incluyen E, con la componente horizontal de E incrementado por Ω_0. La resistencia de diseño a tracción del anclaje debe cumplir con los requisitos de 17.3.1.1.

gitud de alargamiento del anclaje afecta la capacidad de desplazamiento lateral de la estructura y, por lo tanto, esta longitud debe ser suficiente para que el desplazamiento asociado con el sismo de diseño pueda lograrse (FEMA P750-10). Después de la ocurrencia de sismos se ha observado que la recomendación de ocho diámetros de anclaje como longitud de alargamiento lleva a un desempeño estructural adecuado. La rigidez relativa de los elementos conectados debe tenerse en cuenta al calcular la longitud de alargamiento. Cuando un anclaje se somete a reversiones de carga y su longitud de fluencia por fuera del hormigón excede seis diámetros de anclaje, puede ocurrir pandeo del anclaje en compresión. El pandeo se puede restringir colocando el anclaje dentro de un tubo. No obstante, debe tenerse cuidado que el tubo no ayude a resistir la fuerza de tracción que se supone actúa en el anclaje únicamente. Para tornillos de anclaje sin roscado en toda su longitud, es importante garantizar que la fluencia ocurre en la zona no roscada de la longitud de alargamiento, antes que se presente la falla del roscado. Esto se logra disponiendo un margen suficiente entre la resistencia especificada a la fluencia y la resistencia última del tornillo. Debe tenerse en cuenta que la longitud de alargamiento disponible puede ser influida adversamente por las prácticas de construcción (por ejemplo, la adición de tuercas de nivelación en los ejemplos mostrados en la Figura R17.2.3.4.3).

En la opción (b), el anclaje se diseña para la fuerza de tracción asociada con la resistencia esperada del metal o materiales similares del aditamento. Para la opción (b), como se discute en R17.2.3, en el diseño debe tenerse cuidado de considerar las consecuencias de posibles diferencias entre la resistencia a la fluencia especificada y la resistencia esperada del anclaje. Un ejemplo son los requisitos de 18.5.2.2 para el diseño de conexiones en muros prefabricados intermedios donde una conexión que no se diseña para que fluya debe desarrollar al menos $1{,}5\ S_y$ donde S_y es la resistencia nominal del elemento a la fluencia, calculada con base en la resistencia a la fluencia especificada. De igual forma, los manuales de diseño de estructuras de acero indican que las conexiones de acero estructural que se designan como que no fluyen y son parte de la trayectoria de fuerzas sísmicas deben diseñarse para un múltiplo de la resistencia nominal. Ese múltiplo depende de un factor que relaciona

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN **COMENTARIO**

la resistencia especificada a la fluencia y la resistencia real a la fluencia, con un factor adicional mayor que la unidad para tener en cuenta el endurecimiento por deformación del material. Para aditamentos de acero trabajado en frío o madera, aplican principios similares al determinar la resistencia esperada del aditamento para calcular la resistencia requerida del anclaje.

En la edición de 2009 del documento NEHRP Recommended Seismic Provisions for New Buildings and Other Structures (FEMA P750-10), se dan guías adicionales para el uso de las opciones a) hasta d). El diseño de anclajes bajo la opción (a) debe utilizarse únicamente cuando el comportamiento bajo fluencia del anclaje está bien definido y donde la interacción del anclaje que fluye con otros elementos en la trayectoria de cargas ha sido adecuadamente estudiada. Para el diseño de anclajes utilizando la opción b), las fuerzas asociadas con la fluencia del aditamento de acero, como puede ser un angular, pletina de base o anclaje al alma, debe ser la resistencia esperada en vez de la resistencia especificada a la fluencia del acero.

La opción c) aplica a una variedad de casos especiales, como es el diseño de anclajes de base donde el aplastamiento de la madera limita las fuerzas que puedan transferirse al tornillo, o donde los requisitos del American National Standards Institute (ANSI)/American Institute of Steel Construction (AISC) en Code Seismic Provisions for Structural Steel Buildings (ANSI/AISC 341) especifican cargas basadas en la resistencia de los elementos.

Documento en estudio

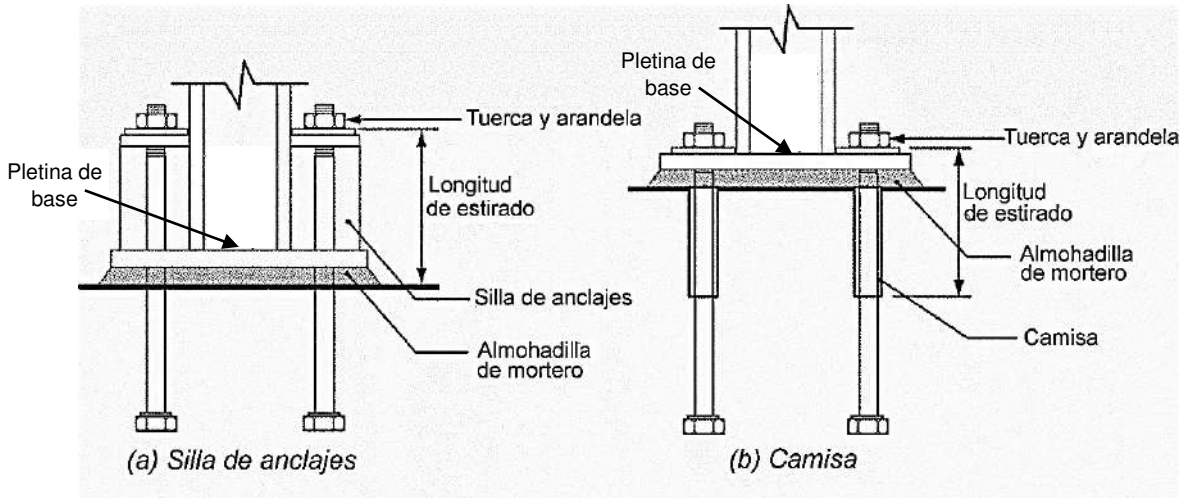


Figura R17.2.3.4.3 *— Ilustración de la longitud de estirado.*

ESPECIFICACIÓN **COMENTARIO**

17.2.3.4.4. La resistencia de diseño a tracción del anclaje para resistir fuerzas sísmicas debe determinarse con base en las consideraciones a) hasta e) para los modos de falla presentados en la Tabla 17.3.1.1 suponiendo que el hormigón está fisurado, a menos que pueda demostrarse que el hormigón permanece sin fisurarse.

R17.2.3.4.4 Las resistencias de anclaje nominales a tracción reducidas asociadas con modos de falla del hormigón tienen como objeto tener en cuenta aumentos en la fisuración y descascaramiento en el hormigón debidos a las acciones sísmicas.

a) ϕN_{sa} para un anclaje individual, o para el anclaje individual sometido a las tensiones mayores dentro de un grupo de anclajes.

b) $0{,}75\phi N_{cb}$ ó $0{,}75\ \phi N_{cbg}$, excepto que no hay necesidad de calcular N_{cb} o N_{cbg} cuando se coloca armadura de anclaje que cumple con 17.4.2.9.

c) $0{,}75\ \phi N_{pn}$ para un anclaje individual, o para el anclaje individual sometido a las tensiones mayores dentro de un grupo de anclajes.

d) $0{,}75\ \phi N_{sb}$ ó $0{,}75\ \phi N_{sbg}$

e) $0{,}75\ \phi N_a$ ó $0{,}75\ \phi N_{ag}$

donde ϕ cumple con lo requerido en 17.3.3.

Debido a que el diseño sísmico generalmente supone que todas las porciones de la estructura están sometidas a cargas mayores que las de fluencia, es posible que el concreto esté fisurado totalmente para efectos de determinar la resistencia del anclaje. En lugares donde se puede demostrar que el concreto no se ha fisurado, puede suponerse concreto no fisurado para efectos de determinar la resistencia del anclaje dominada por modos de falla del hormigón.

17.2.3.4.5. Cuando se coloca armadura de anclaje de acuerdo con 17.4.2.9, no se requiere reducir la resistencia de diseño a tracción por debajo de lo especificado en 17.4.2.9.

R17.2.3.4.5 Cuando se usa la armadura de anclaje definida en 17.4.2.9 y 17.5.2.9, con las propiedades definidas en 20.2.2.5, es poco probable que se presente separación del sustrato del prisma de falla por arrancamiento del hormigón, siempre y cuando la armadura de anclaje se diseñe para una carga mayor que la resistencia al arrancamiento del hormigón.

17.2.3.5 Requisitos para fuerza cortante

R17.2.3.5 Requisitos para fuerza cortante

Cuando la componente de cortante de las fuerzas sísmicas aplicadas al anclaje excede el 20 % de la fuerza cortante total del anclaje, se dan tres opciones para determinar la resistencia a cortante requerida para proteger el anclaje o grupo de anclajes contra una falla prematura a cortante. La opción a) de 17.2.3.4.3 no puede utilizarse para cortante debido a que la sección del elemento de acero del anclaje no se puede configurar de manera que el acero falle en corte con algún grado de ductilidad.

El diseño del anclaje o grupo de anclajes para una resistencia asociada con un mecanismo que limite la fuerza bajo la opción (b), como puede ser la resistencia al aplastamiento en huecos en el aditamento de acero, o la combinación de re-

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN **COMENTARIO**

sistencia al aplastamiento y tensiones de contacto para elementos de madera, tiene mucho sentido. Ensayos de conexiones típicas de tornillos de anclaje para paredes de cortante de madera (Fennel et al. 2009) mostraron que componentes de madera anclados al hormigón con distancias al borde mínimas mostraron comportamiento dúctil. La "fluencia" de la madera por aplastamiento fue el primer estado limitante y resultó en deslizamiento de los clavos por cortante. El deslizamiento de los clavos combinado con doblado de los tornillos suministró la ductilidad y tenacidad requeridas para las paredes de cortante y limitaron las cargas que actuaron en los tornillos. Los procedimientos para definir estados límites de aplastamiento y cortante para conexiones a elementos de acero formado en frío se describen en AISI S100-07 y se presentan ejemplos de cálculo de la resistencia en el manual de AISI (AISI D100-08) En estos casos, debe considerarse si al exceder la resistencia al aplastamiento se pueda llegar a un desprendimiento y una condición inaceptable de pérdida de conectividad. Cuando los anclajes están localizados lejos de los bordes puede ser imposible hacer el diseño de tal manera que la armadura de anclaje controle la resistencia del anclaje. En estos casos los anclajes se deben diseñar con sobre-resistencia de acuerdo con la opción c).

17.2.3.5.1. Cuando la componente de cortante de las fuerzas sísmicas al nivel de resistencia, aplicada al anclaje o grupo de anclajes es igual o menor que el 20 % de la fuerza cortante mayorada total del anclaje asociada con la misma combinación de carga, se permite diseñar el anclaje o grupo de anclajes de acuerdo con 17.5 y los requisitos de resistencia al cortante de 17.3.1.1.

R17.2.3.5.1 No hay necesidad de cumplir con los requisitos de 17.2.3.5.3 cuando las fuerzas sísmicas aplicadas son una pequeña fracción de la fuerza mayorada de cortante total.

17.2.3.5.2. Cuando la componente de cortante de las fuerzas sísmicas al nivel de resistencia aplicadas a anclajes excede el 20 % de la fuerza cortante mayorada total del anclaje asociada con la misma combinación de carga, los anclajes y sus fijaciones deben diseñarse de acuerdo con 17.2.3.5.3. La resistencia a cortante de diseño del anclaje para resistir fuerzas sísmicas debe determinarse de acuerdo con 17.5.

17.2.3.5.3. Los anclajes y sus fijaciones deben diseñarse utilizando una de las opciones siguientes:

a) El anclaje o grupo de anclajes debe diseñarse para la máxima fuerza cortante que pueda transmitirse al anclaje o grupo de anclajes con

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN **COMENTARIO**

base en que se desarrolla un mecanismo dúctil de fluencia en el aditamento ya sea en flexión, corte o aplastamiento, o en una combinación de estas condiciones, y considerando tanto la sobre-resistencia del material y los efectos de endurecimiento por deformación en el aditamento.

b) El anclaje o grupo de anclajes debe diseñarse para el máximo cortante que pueda ser transmitido a los anclajes por un aditamento que no fluya.

c) El anclaje o grupo de anclajes debe diseñarse para el máximo cortante obtenido de la combinaciones de carga de diseño que incluyen ***E***, con la componente horizontal de ***E*** incrementado por Ω_0. La resistencia de diseño a cortante del anclaje debe cumplir con los requisitos de 17.3.1.1.

17.2.3.5.4. Cuando se coloca armadura de anclaje de acuerdo con 17.5.2.9, no se requiere reducir la resistencia de diseño a cortante por debajo de lo especificado en 17.5.2.9.

17.2.3.6 Los anclajes individuales o grupos de anclajes que puedan verse sometidos a fuerzas de tracción y cortante deben diseñarse de tal manera que cumplan los requisitos de 17.6, con la resistencia a tracción del anclaje determinada de acuerdo con 17.2.3.4.4.

17.2.3.7 La armadura de anclaje utilizada en estructuras asignadas a las CDS C, D, E o F debe consistir en armadura corrugada ya sea tipo ASTM A615M AH 280 y AH 420, que cumpla con los requisitos de 20.2.2.5 (b) (i) y (ii) o ASTM A706M H 420.

17.2.4 Anclajes horizontales o inclinados

Los anclajes adheridos instalados horizontalmente o inclinados hacia arriba deben cumplir con lo indicado en ACI 355.4 respecto a la sensibilidad a la dirección de instalación.

R17.2.4 Anclajes horizontales o inclinados

ACI 355.4 incluye ensayos opcionales para confirmar si los anclajes adheridos horizontales o con una inclinación hacia arriba son adecuados.

17.2.5 Cargas de tracción

Los anclajes adheridos sometidos a cargas de tracción permanente deben cumplir con 17.3.1.2. Para grupos de anclajes adheridos, el anclaje individual que resista la mayor carga de tracción permanente debe cumplir con la ecuación (17.3.1.2). La certificación del instalador y los requisitos de inspección para anclajes horizontales o inclinados hacia arriba sometidos a cargas de tracción permanente deben cumplir 17.8.2.2 a 17.8.2.4.

R17.2.5 Cargas de tracción

Para anclajes adheridos sometidos a cargas permanentes de tracción, se requiere un cálculo adicional para la porción permanente de la carga mayorada con una resistencia a la adherencia reducida con el fin tener en cuenta una posible disminución de la resistencia a la adherencia debida a la carga permanente. La resistencia de anclajes adheridos a cargas de tracción permanentes depende particularmente de una correcta

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN **COMENTARIO**

instalación, incluyendo la limpieza de la perforación, medición y mezclado del adhesivo y la prevención de vacíos en la línea de adherencia (espacio libre anular). Adicionalmente, debe tenerse cuidado en la selección del adhesivo correcto y la resistencia a la adherencia para las condiciones esperadas en el sitio tales como condición del hormigón en el momento de la instalación (seco o saturado, frío o caliente), el método de taladrado (taladro rotatorio de impacto, taladro para roca, taladro de núcleos) y las variaciones de temperatura del hormigón en servicio. Los requisitos de certificación del instalador y los de inspección, asociados con el uso de anclajes adheridos en instalaciones horizontales o inclinadas hacia arriba y que resistan cargas permanentes de tracción se presentan en 17.8.2.2 a 17.8.2.4.

Los anclajes adheridos son particularmente sensibles a la dirección de instalación y el tipo de cargas. Los anclajes adheridos instalados hacia arriba y que resisten cargas permanentes de tracción son fuente de preocupación, pues aplicaciones previas de este tipo han conducido a fallas. Otro tipo de anclajes puede ser más apropiado para estos casos. Cuando se utilizan anclajes adheridos instalados hacia arriba y sometidos a cargas permanentes de tracción, es esencial que se cumplan los requisitos de ensayo de ACI 355.4 respecto a sensibilidad a la dirección de instalación, empleo de instaladores certificados y la obligatoriedad de inspección especial.

Documento en estudio

17.2.6 Hormigón liviano

El factor de modificación λ_a para hormigón de peso liviano debe ser:

Anclajes preinstalados o con sobre-perforación en su base para falla en el hormigón……..……. ***1,0 λ***

Anclajes de expansión o anclajes adheridos para falla en el hormigón……..…… ***0,8 λ***

Anclajes adheridos cuando fallan por adherencia de acuerdo con la ecuación (17.4.5.2) ***0,6 λ***

con λ determinado de acuerdo con 19.2.4. Se permite el uso de un valor alterno de λ_a cuando se respalde por medio de ensayos realizados y evaluados de acuerdo con ACI 355.2 ó ACI 355.4.

R17.2.6 Hormigón liviano

El número de ensayos disponibles para establecer la resistencia de anclajes colocados en hormigón liviano es limitado. Los ensayos de anclajes preinstalados en hormigón liviano indican que el factor actual de reducción λ refleja adecuadamente la influencia del hormigón liviano (Shaikh and Yi 1985; Anderson and Meinheit 2005). La información de los fabricantes de anclajes desarrollada para informes de evaluación en anclajes pos-instalados de expansión y en anclajes adheridos indica que se necesita un valor de λ reducido para obtener un factor de seguridad adecuado para las respectivas resistencias de diseño. ACI 355.2 y ACI 355.4 presentan procedimientos por medio de los cuales un valor específico de λ_a puede usarse con base en re-

ESPECIFICACIÓN **COMENTARIO**

sultados de ensayos, suponiendo que el hormigón liviano sea similar al material de referencia del ensayo.

17.2.7 Resistencia especificada del hormigón

Los valores de f'_c usados para los cálculos en este capítulo, no deben exceder 70 MPa para anclajes preinstalados y 55 MPa para anclajes pos-instalados. Se requieren ensayos para los anclajes pos-instalados cuando se emplean en hormigón con f'_c > 55 MPa.

R17.2.7 Resistencia especificada del hormigón

Un número limitado de ensayos de anclajes preinstalados y pos-instalados en hormigón de alta resistencia (Primavera et al. 1997) indican que los procedimientos de diseño contenidos en este capítulo no son conservadores, en especial para los anclajes preinstalados, en hormigones con resistencia a la compresión en el rango de 75 a 85 MPa. Hasta no contar con ensayos adicionales, se ha fijado un límite superior a f'_c = 70 MPa para el diseño de anclajes preinstalados. Esta limitación es consistente con 22.5.3 y 25.4.1.4. ACI 355.2 y ACI 355.4 no exigen ensayos para los anclajes pos-instalados en hormigón con f'_c > 55 MPa.

Algunos anclajes pos-instalados de expansión pueden tener dificultad para expandirse en hormigones de resistencia muy alta y la resistencia de adherencia en anclajes adheridos puede verse afectada adversamente por concreto de muy alta resistencia. Por esto, f'_c se ha limitado a 55 MPa en el diseño de anclajes pos-instalados, a menos que se realicen los ensayos correspondientes.

17.3 REQUISITOS GENERALES PARA LA RESISTENCIA DE LOS ANCLAJES

R17.3 REQUISITOS GENERALES PARA LA RESISTENCIA DE LOS ANCLAJES

17.3.1 Disposición general

La resistencia de diseño de anclajes debe basarse en cálculos que empleen modelos de diseño que satisfagan los requisitos de 17.3.2, o bien con base en resultados de ensayos, utilizando un percentil del 5 % de los resultados de ensayos representativos para lo siguiente:

a) Resistencia a tracción del acero del anclaje (17.4.1).

b) Resistencia al arrancamiento del hormigón de anclajes en tracción (17.4.2).

c) Resistencia a la extracción por deslizamiento en tracción de anclajes preinstalados, pos-instalados de expansión o con sobre-perforación en su base (17.4.3).

d) Resistencia al desprendimiento lateral del hormigón por tracción de anclajes con cabeza (17.4.4),

R17.3.1 Disposición general

En esta sección se dan los requisitos para determinar la resistencia de anclajes en hormigón. Los diversos modos de fallas del acero y del hormigón para los anclajes se pueden apreciar en las Figuras R17.3.1(a) y R17.3.1(b). En *Design of Fastenings in Concrete* (1997); Fuchs et al. (1995); Eligehausen and Balogh (1995); y Cook et al. (1998)., se presentan amplias discusiones sobre las modalidades de falla de los anclajes. Los modos de falla en tracción relacionados con la capacidad del hormigón incluyen resistencia al arrancamiento del hormigón en 17.4.2 (aplicable a todos los tipos de anclajes), resistencia a la extracción por deslizamiento en 17.4.3 (aplicable a anclajes preinstalados y a anclajes pos-instalados expansivos y con sobre-perforación en la base), resistencia al desprendimiento lateral en 17.4.4 (aplicable a anclajes

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN **COMENTARIO**

e) Resistencia a la adherencia en tracción de anclajes adheridos (17.4.5),

f) Resistencia del acero del anclaje en cortante (17.5.1),

g) Resistencia del anclaje en cortante al arrancamiento del hormigón (17.5.2)

h) Resistencia del anclaje en cortante al desprendimiento del hormigón por cabeceo (17.5.3).

Además, los anclajes deben cumplir las distancias al borde, espaciamiento y espesor requeridos para evitar las fallas por hendimiento, como lo exige 17.7.

17.3.1.1 El diseño de anclajes debe hacerse de acuerdo con la Tabla 17.3.1.1. Además, el diseño de los anclajes debe cumplir con 17.2.3 para cargas sísmicas y con 17.3.1.2 para anclajes adheridos sometidos a cargas de tracción permanente.

con cabeza) y fallas de adherencia en 17.4.5 (aplicable a anclajes adheridos). Los modos de falla por cortante relacionados con la capacidad del hormigón incluyen fallas de arrancamiento del hormigón y fallas de desprendimiento del hormigón por cabeceo del anclaje en 17.5.2 y 17.5.3, respectivamente (aplicables a todos los tipos de anclaje). Cualquier modelo que cumpla con los requisitos de 17.3.1.3 y 17.3.2 puede utilizarse para determinar las resistencias relacionadas con el hormigón. Adicionalmente, las resistencias del anclaje a tracción y cortante están limitadas por el mínimo espaciamiento y las distancias al borde en 17.7, como un prerrequisito para evitar el hendimiento. El diseño de anclajes pos-instalados reconoce que la resistencia de los anclajes es sensible a una instalación adecuada; los requisitos de instalación se incluyen en 17.8. Algunos anclajes pos-instalados son menos sensibles a errores de instalación y a las tolerancias.

Esto queda reflejado en los diferentes factores ϕ, dados en 17.3.3, basados en los criterios de evaluación del ACI 355.2 y ACI 355.4. Los procedimientos de ensayo también pueden usarse para determinar la resistencia al arrancamiento del hormigón de un solo anclaje por tracción y por cortante. Sin embargo, los resultados de los ensayos deben ser evaluados sobre una base estadísticamente equivalente a la usada para seleccionar los valores para el método de arrancamiento del hormigón que se considera satisfacen las disposiciones de 17.3.2. La resistencia básica no puede tomarse mayor a la correspondiente a un percentil del 5 %. El número de ensayos debe ser suficiente para que tenga validez estadística y debe considerarse en la determinación del percentil del 5 %.

Bajo combinación de tracción y flexión, los anclajes individuales en un grupo están sometidos a fuerzas de tracción de diferente magnitud. De igual forma, bajo cortante y torsión, combinadas los anclajes individuales en un grupo están sometidos a fuerzas cortantes de diferente magnitud. La Tabla 17.3.1.1 incluye requisitos para el diseño de anclajes solos y anclajes individuales en un grupo para evitar la ocurrencia de cualquier modo de falla potencial. Para los modos de falla del acero y extracción por deslizamiento, el anclaje sometido a las mayores tensiones del grupo debe verificarse para asegurar que tenga resistencia adecuada para resistir la carga requerida, mientras que para arrancamiento del

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN **COMENTARIO**

hormigón se debe verificar el grupo completo. El análisis elástico y el análisis plástico de anclajes dúctiles, como se describen en 17.2.1, pueden ser usados para determinar las cargas llevadas por cada anclaje.

Tabla 17.3.1.1 — Resistencia requerida para los anclajes, excepto lo indicado en 17.2.3

Modo de falla	Un anclaje	Grupos de anclajes(1)	
		Anclaje individual en un grupo	Anclajes como grupo
Resistencia del acero en tracción (17.4.1)	$\phi N_{sa} \geq N_{ua}$	$\phi N_{sa} \geq N_{ua,i}$	
Resistencia al arrancamiento del hormigón en tracción (17.4.2)	$\phi N_{cb} \geq N_{ua}$		$\phi N_{cbg} \geq N_{ua,g}$
Resistencia a la extracción por deslizamiento en tracción (17.4.3)	$\phi N_{pn} \geq N_{ua}$	$\phi N_{pn} \geq N_{ua,i}$	
Resistencia al desprendimiento lateral del hormigón en tracción (17.4.4)	$\phi N_{sb} \geq N_{ua}$		$\phi N_{sbg} \geq N_{ua,g}$
Resistencia de adherencia de anclaje adherido en tracción (17.4.5)	$\phi N_{a} \geq N_{ua}$		$\phi N_{ag} \geq N_{ua,g}$
Resistencia del acero en cortante (17.5.1)	$\phi V_{sa} \geq V_{ua}$	$\phi V_{sa} \geq V_{ua,i}$	
Resistencia al arrancamiento del hormigón por cortante (17.5.2)	$\phi V_{cb} \geq V_{ua}$		$\phi V_{cbg} \geq V_{ua,g}$
Resistencia al desprendimiento del hormigón por cabeceo del anclaje por cortante (17.5.3)	$\phi V_{cp} \geq V_{ua}$		$\phi V_{cpg} \geq V_{ua,g}$

(1) Las resistencias requeridas para los modos de falla dominados por el acero y para deslizamiento en tracción deben calcularse para el anclaje más esforzado en el grupo.

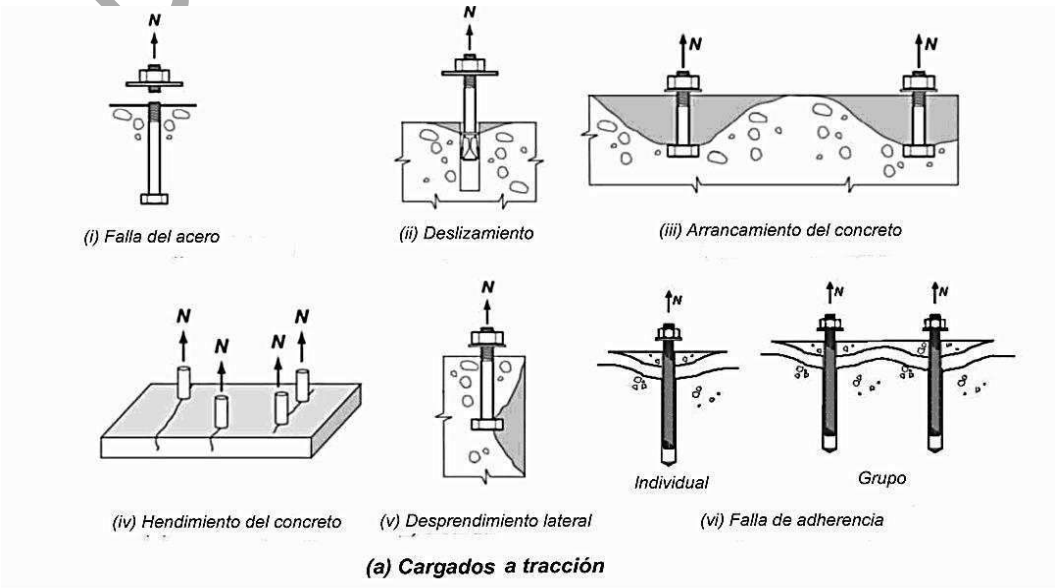


Figura R17.3.1 *— Modos de falla de anclajes.*

Documento en Estudio

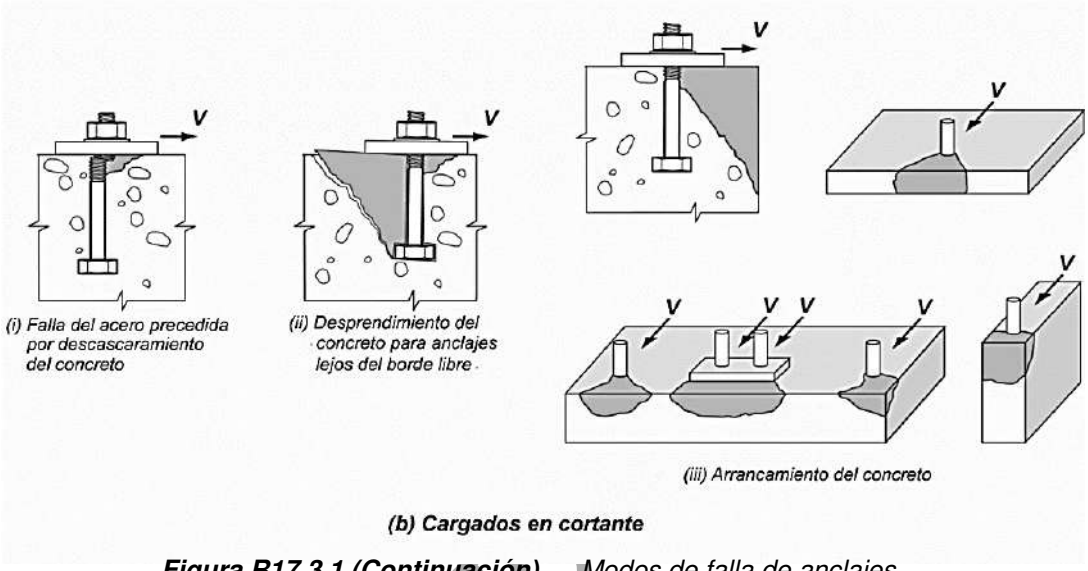


Figura R17.3.1 (Continuación) *— Modos de falla de anclajes.*

Documento

17.3.1.2 Para el diseño de anclajes adheridos para resistir cargas de tracción permanentes, además de 17.3.1.1, se debe cumplir:

$$0{,}55\,\phi N_{ba} \geq N_{ua,s} \qquad (17.3.1.2)$$

donde $\boldsymbol{N_{ba}}$ se determina de acuerdo con 17.4.5.2.

17.3.1.3 Cuando se encuentran presentes tanto $\boldsymbol{N_{ua}}$ como $\boldsymbol{V_{ua}}$, se deben considerar los efectos de interacción utilizando una expresión de interacción que resulte en un cálculo de la resistencia que esté substancialmente de acuerdo con los resultados de ensayos representativos. Puede considerarse que este requisito se cumple con 17.6.

17.3.2 Resistencia nominal

La resistencia nominal para cualquier anclaje o grupo de anclajes debe basarse en los modelos de diseño que resulten en predicciones de resistencia que concuerden sustancialmente con los resultados de ensayos de amplio alcance. Los materiales empleados en los ensayos deben ser compatibles con los materiales usados en la estructura. La resistencia nominal debe basarse en el percentil de 5 % de la resistencia básica individual del anclaje. Para resistencias nominales relacionadas con la resistencia del hormigón, deben considerarse las modificaciones debido a efectos del tamaño, el número de anclajes, los efectos del espaciamiento reducido de los anclajes, proximidad a los bordes, espesor del elemento de hormigón, solicitaciones excéntricas de grupos de anclajes y la presencia o ausencia de fisuración. Los límites

R17.3.1.3 y R17.3.2 En 17.3.1.3 y 17.3.2 se establecen los factores de desempeño por medio de los cuales se requiere verificar los modelos de diseño de los anclajes. Existen muchas formas posibles de diseñar y el usuario puede "diseñar con base en ensayos" usando 17.3.2, siempre que cuente con suficiente información para verificar el modelo.

El método de diseño para arrancamiento del hormigón incluido como "considerado que cumple" con 17.3.2 fue desarrollado con base en el Método de Diseño de Capacidad del Hormigón (DCC) (Fuchs et al. 1995; Eligehausen y Balogh 1995) que a su vez es una adaptación del Método Kappa (Eligehausen et al. 2006a; Eligehausen and Fuchs 1988) y se considera que es preciso, relativamente fácil de utilizar y además aplicable en disposiciones irregulares de los anclajes. El método DCC predice la resistencia de un anclaje o grupo de anclajes utilizando una ecuación básica para tracción o para cortante en anclajes individuales en hormigón fisurado, que se multiplica por factores que tienen en cuenta el número de anclajes, la distancia al borde, el espaciamiento, excentricidad y ausencia de fisuración. Investigaciones experimentales y teóricas han demostrado la aplicabilidad del

ESPECIFICACIÓN **COMENTARIO**

para las distancias a los bordes y espaciamiento entre los anclajes establecidos en los modelos de diseño deben ser congruentes con los utilizados en los ensayos que se utilicen para verificar el modelo.

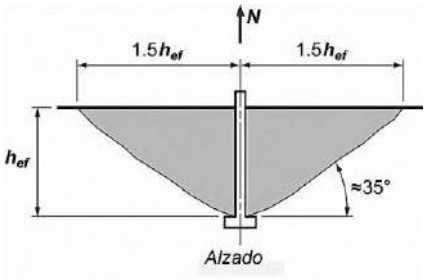


Figura R17.3.2 a *Cono de arrancamiento por tracción.*

17.3.2.1 En los modelos de diseño usados para cumplir con 17.3.2, se puede incluir el efecto de la armadura colocada para restringir el arrancamiento del hormigón. Donde se coloca armadura del anclaje, según 17.4.2.9 y 17.5.2.9, no se requieren cálculos para la resistencia al arrancamiento del hormigón, según 17.4.2 y 17.5.2.

Método DCC también a anclajes adheridos (Eligehausen et al. 2006a)

El cálculo de la resistencia al arrancamiento se basa en un modelo basado en el Método Kapa. Es consistente con un ángulo del prisma de arrancamiento de aproximadamente 35 º (Figura R17.3.2 a y b)

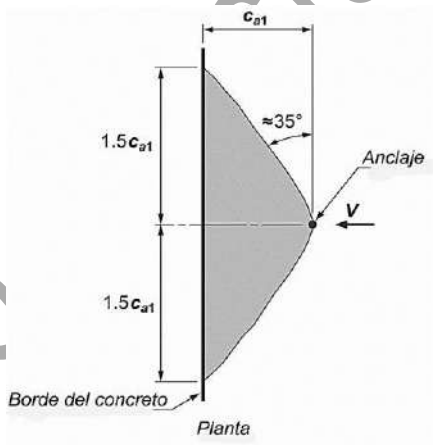


Figura R17.3.2b *Cono de arrancamiento por cortante.*

R17.3.2.1 Agregar armadura adicional en la dirección de la carga, puede aumentar enormemente la capacidad de resistencia y deformación de las conexiones con anclajes. Ese incremento es conveniente para los anclajes preinstalados como los usados en elementos prefabricados.

En las referencias CEB (1997, 1994), Klingner et al. (1982), ACI 349, and Eligehausen et al. (2006b) se proporciona información sobre el efecto de la armadura en el comportamiento de los anclajes. El efecto de la armadura no se encuentra incluido en los ensayos para la aceptación de anclajes del ACI 355.2 y ACI 355.4, ni en el método de cálculo de arrancamiento del hormigón por tracción del anclaje de 17.4.2 y 17.5.2. El efecto benéfico de la armadura suplementaria se encuentra reconocido por los factores ϕ de la Condición A en 17.3.3. Se puede proporcionar armadura al anclaje en vez de calcular la capacidad de arrancamiento usando las disposiciones del Capítulo 25 junto con 17.4.2.9 y 17.5.2.9.

La resistencia al arrancamiento de una conexión no reforzada puede tomarse como una indicación de la carga a la cual ocurrirán fisuras significativas. Estas fisuras pueden representar un problema de funcionamiento si no se controlan (Véase R17.5.2.1).

Documento de estudio

ESPECIFICACIÓN **COMENTARIO**

17.3.2.2 Para anclajes con diámetros que no excedan 100 mm, las exigencias para prevenir el arrancamiento del hormigón se deben considerar satisfechas si se cumple con los procedimientos de diseño de 17.4.2 y 17.5.2.

R17.3.2.2 La limitación del diámetro del anclaje se basa en el alcance actual de la información de ensayos. En las ediciones del Código ACI 318 de 2002 hasta 2008 había limitaciones al diámetro y embebido de los anclajes cuando se calculaba la resistencia del hormigón al arrancamiento. Estas limitaciones se establecieron por la ausencia de resultados de ensayos en anclajes con diámetros mayores de 50 mm y longitudes de embebido mayores de 600 mm. En 2011, las limitaciones al diámetro y longitud de embebido se revisaron para limitar el diámetro a 100 mm con base en ensayos de anclajes de diámetro grande y embebidos profundos en tracción y corte (Lee et al. 2007, 2010). Estos ensayos incluyeron anclajes de 105 mm de diámetro embebidos 1,15 m en ensayos a tracción y 90 mm de diámetro en ensayos a corte. La razón para esta limitación a 100 mm de diámetro se debe a que el máximo diámetro de anclaje en ASTM F1554 es 100 mm mientras que otras normas ASTM permiten anclajes hasta de 200 mm de diámetro los cuales no han sido ensayados para garantizar la aplicabilidad de los requisitos de 17.4.2 y 17.5.2 para resistencia de arrancamiento del hormigón.

17.3.2.3 Para anclajes adheridos con profundidades de embebido $4\,d_a \le h_{ef} \le 20\,d_a$, los requisitos de resistencia de adherencia se pueden considerar satisfechos al usar el procedimiento de 17.4.5.

R17.3.2.3 El ACI 355.4 limita la profundidad de embebido de anclajes adheridos a $4\,d_a \le h_{ef} \le 20\,d_a$, lo cual corresponde a los límites teóricos del modelo de adherencia (Eligehausen et al. 2006a).

17.3.3 Factores de reducción ϕ

Los factores de reducción de resistencia ϕ para anclajes en hormigón cuando se usan las combinaciones de carga de 5.3, deben ser:

a) Anclaje controlado por la resistencia de un elemento de acero dúctil:

i) Cargas de tracción…….....0,75

ii) Cargas de cortante..... 0,65

b) Anclaje controlado por la resistencia de un elemento de acero frágil:

i) Cargas de tracción 0,65

ii) Cargas de cortante..... 0,60

c) Anclaje controlado por la resistencia al arrancamiento, desprendimiento lateral, adherencia, extracción por deslizamiento o desprendimiento por cabeceo del anclaje

R17.3.3 Factores de reducción ϕ

Los factores ϕ para la resistencia del acero, se basan en el uso de f_{uta} para determinar la resistencia nominal del anclaje (véanse 17.4.1 y 17.5.1) en vez de f_{ya} como se usa en el diseño de elementos de hormigón armado. A pesar de que los factores ϕ para ser usados con f_{uta} parecen bajos, estos conducen a un nivel de seguridad consistente con el uso de los factores ϕ más altos aplicados a f_{ya} . Factores ϕ menores para cortante que para tracción no reflejan las diferencias básicas de los materiales, en cambio tienen en cuenta la posibilidad de una distribución no uniforme del cortante en las conexiones con varios anclajes.

Es aceptable tener una falla dúctil de un elemento de acero perteneciente a un aditamento si se diseña para alcanzar la fluencia dúctil a un nivel de carga correspondiente a las fuerzas del

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN **COMENTARIO**

	Condición A	Condición B
i) Cargas de cortante	0,75	 0,70
ii) Cargas de tracción		
Pernos con cabeza, tornillos con cabeza o con gancho preinstalados	0,75	 0,70
Anclajes pos-instalados de acuerdo con las categorías de ACI 355.2 ó ACI 355.4		
Categoría 1	0,75	 0,65
(Baja sensibilidad a la instalación y confiabilidad alta)		
Categoría 2	0,65	 0,55
(Sensibilidad media a la instalación y confiabilidad mediana)		
Categoría 3	0,55	 0,45
(Alta sensibilidad a la instalación y confiabilidad baja)		

La condición A se aplica donde existe armadura suplementaria excepto para resistencia a la extracción por deslizamiento o al desprendimiento por cabeceo del anclaje.

La condición B se aplica donde no existe armadura suplementaria, o donde controla la resistencia a la extracción por deslizamiento o al desprendimiento por cabeceo del anclaje.

anclaje no mayor que la resistencia de diseño mínima de los anclajes, especificada en 17.2.3 (véase 17.2.3.4.3 y 17.2.3.5.3).

A pesar de que el factor ϕ para hormigón estructural simple es 0,60, el factor básico para fallas frágiles del hormigón (ϕ = 0,70) se escogió con base en los resultados de estudios probabilísticos (Farrow and Klingner 1995), los cuales indicaron que el uso del factor ϕ para hormigón estructural simple con valores promedio de fallas controladas por el hormigón llevaba a niveles de seguridad adecuados. Debido a que las expresiones para la resistencia nominal utilizadas en este capítulo y en los requisitos de los ensayos están basados en percentiles de 5 %, el valor de ϕ = 0,60 sería demasiado conservador. Comparaciones con otros procedimientos de diseño y estudios probabilísticos (Farrow and Klingner 1995) indicaron que la selección de ϕ = 0,70 se justificaba. Las aplicaciones con armadura suplementario (Condición A) tienen mayor capacidad de deformación, permitiendo que los factores ϕ sean aumentados. El valor $\boldsymbol{\phi}$ **= 0,75** es compatible con el nivel de seguridad en vigas de hormigón, y ha sido recomendado en el *PCI Design Handbook* (PCI 12-10) y en ACI 349.

Se reconocen dos condiciones para los anclajes controlados por las fallas más frágiles de arrancamiento o desprendimiento lateral del hormigón. Si existe armadura suplementaria (Condición A), se tiene mayor capacidad de deformación que en el caso donde no existe dicha armadura suplementaria (Condición B). No se requiere un diseño explícito de la armadura suplementaria. Sin embargo, la disposición de la armadura suplementaria debe generalmente adaptarse a la armadura del anclaje mostrado en las Figuras R17.4.2.9 y R17.5.2.9(b). No se requiere de un desarrollo completo.

Los factores de reducción de resistencia para la armadura del anclaje se presentan en 17.4.2.9 y 17.5.2.9.

Los ensayos del ACI 355.2 para determinar la sensibilidad de un anclaje al procedimiento de instalación permiten determinar en particular la categoría de confiabilidad apropiada de un dispositivo de anclaje de expansión o con sobreperforación en su base. En los ensayos del ACI 355.2 para anclajes de expansión o con sobre-perforación en su base, los efectos de la variación del torque del anclaje durante la instala-

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN **COMENTARIO**

ción, la tolerancia en el diámetro de la perforación y el nivel de energía usado para fijar los anclajes se consideran para anclajes de expansión o con sobre-perforación en su base aprobados para su utilización en hormigón fisurado donde se consideran anchos de fisura más grandes. Los ensayos de ACI 355.4 para sensibilidad a los procedimientos de instalación determinan la categoría para un anclaje en particular considerando la influencia del mezclado del adhesivo y la influencia de la limpieza de la perforación cuando está seca, húmeda o llena de agua, incluyendo casos bajo agua. Las tres categorías de anclajes pos-instalados aceptables son:

Categoría 1 — baja sensibilidad a la instalación y confiabilidad alta,

Categoría 2 — sensibilidad media a la instalación y confiabilidad mediana, y

Categoría 3 — alta sensibilidad a la instalación y confiabilidad baja.

La resistencia de anclajes sometidos a cortante no es tan sensible a errores y tolerancias de instalación. Debido a ello, para los cálculos de corte de todos los anclajes se prescribe ϕ **= 0,75** para la Condición A y ϕ **= 0,70** para la Condición B.

17.4 REQUISITOS DE DISEÑO PARA CARGAS DE TRACCIÓN

R17.4 REQUISITOS DE DISEÑO PARA CARGAS DE TRACCIÓN

17.4.1 Resistencia del acero de un anclaje en tracción

R17.4.1 Resistencia del acero de un anclaje en tracción

17.4.1.1 La resistencia nominal de un anclaje en tracción controlada por el acero, N_{sa}, debe ser evaluada mediante cálculos basados en las propiedades del material del anclaje y en las dimensiones físicas del anclaje.

17.4.1.2 La resistencia nominal de un solo anclaje en tracción, N_{sa} , no debe exceder:

$$N_{sa} = A_{se,N}\, f_{uta} \qquad (17.4.1.2)$$

donde

$A_{se,N}$ = es el área transversal efectiva de un anclaje en tracción, mm², y

f_{uta} debe ser:

$$f_{uta} \leq \begin{cases} 1{,}9\, f_{ya} \\ 860\ MPa \end{cases}$$

R17.4.1.2 La resistencia nominal a tracción de los anclajes queda mejor representada por f_{uta} que por f_{ya} porque la gran mayoría de los materiales de los anclajes no presenta un punto de fluencia bien definido. AISC basa la resistencia a tracción de los anclajes en $A_{se,N}\, f_{uta}$ desde la edición de 1986 en sus especificaciones. El uso de la ecuación (17.4.1.2) con los factores de carga del artículo 5.3 y los factores ϕ de 17.3.3 da como resultado resistencias de diseño consistentes con "Load and Resistance Factor Design Specifications" de ANSI/AISC 360.

El límite de $1{,}9\, f_{ya}$ para f_{uta} es para asegurar que bajo condiciones de cargas de servicio, el anclaje no exceda f_{ya}. El límite para f_{uta} de

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN **COMENTARIO**

1,9 f_{ya} fue determinado convirtiendo las disposiciones del LRFD a las condiciones correspondientes de nivel de servicio. Para 5.3, el factor de carga promedio de 1,4 (de **1.2*D*** + **1.6*L***) dividido por el factor ϕ más alto (0,75 para tracción) da como resultado un límite para f_{uta}/f_{ya} de 1,4/0,75 = 1,87. Aunque este límite no afecta a los anclajes de acero estructural estándar (el valor máximo de f_{uta}/f_{ya} es de 1,6 para la ASTM A307), puede limitar el uso de algunos aceros inoxidables.

Para anclajes pos-instalados que tengan un área de sección reducida en cualquier lugar dentro del anclaje, como es el caso de anclajes en forma de cuña, el área de sección efectiva del anclaje debe ser suministrada por el fabricante. Para barras roscadas y tornillos con cabeza, ANSI/ASME B1.1 (2003) define $A_{se,N}$ como:

$$A_{se,N} = \frac{\pi}{4}\left(d_a - \frac{0{,}9743}{n_t}\right)^2$$

donde n_t es el número de hilos por mm de roscado.

17.4.2 Resistencia al arrancamiento del hormigón de un anclaje en tracción

17.4.2.1 La resistencia nominal de arrancamiento del hormigón en tracción, N_{cb} de un anclaje individual o N_{cbg} de un grupo de anclajes en tracción no debe exceder:

a) Para un solo anclaje:

$$N_{cb} \geq \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \Psi_{ed,N} \Psi_{c,N} \Psi_{cp,N} N_b \qquad (17.4.2.1a)$$

b) Para un grupo de anclajes:

$$N_{cbg} \geq \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \Psi_{ec,N} \Psi_{ed,N} \Psi_{cp,N} \Psi_{c,N} N_b \qquad (17.4.2.1b)$$

Los factores $\Psi_{ec,N}$, $\Psi_{ed,N}$, $\Psi_{c,N}$ y $\Psi_{cp,N}$ se encuentran definidos en 17.4.2.4, 17.4.2.5, 17.4.2.6 y 17.4.2.7 respectivamente. A_{Nc} es el área proyectada de la superficie de falla para un solo anclaje o grupo de anclajes, que debe ser aproximada a la base de la figura geométrica rectilínea que resulta al proyectar la superficie de falla hacia fuera en ***1,5 h_{ef}*** desde la línea del eje del anclaje o, en el caso de un grupo de anclajes, desde una línea a través de una fila de anclajes adyacentes. A_{Nc} no debe

R17.4.2 Resistencia al arrancamiento del hormigón de un anclaje en tracción

R17.4.2.1 El efecto de anclajes múltiples, espaciamiento entre anclajes y la distancia al borde en la resistencia nominal al arrancamiento debida a tracción, se toma en consideración al aplicar los factores de modificación A_{Nc}/A_{Nco} y $\Psi_{ed,N}$ en las ecuaciones (17.4.2.1a) y (17.4.2.1b).

La Figura R17.4.2.1(a) muestra $\Psi_{ed,N}$ y el desarrollo de la ecuación (17.4.2.1c). A_{Nco} es el área máxima proyectada para un solo anclaje. La Figura R17.4.2.1(b) muestra ejemplos de las áreas proyectadas para varios anclajes simples y anclajes múltiples con diferentes tipos de configuración.

Como A_{Nc} es el área total proyectada para un grupo de anclajes y A_{Nco} es el área para un solo anclaje, no es necesario incluir ***n*** , el número de anclajes, en las ecuaciones (17.4.2.1a) o (17.4.2.1b). Si los grupos de anclajes están colocados de tal manera que sus áreas proyectadas se traslapan, es necesario que el valor de A_{Nc} sea reducido de acuerdo con ello.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN **COMENTARIO**

exceder a $n\,A_{Nco}$ donde n es el número de anclajes que resisten tracción en el grupo. A_{Nco} es el área proyectada de la superficie de falla de un solo anclaje con una distancia del borde igual o mayor a $1{,}5\,h_{ef}$.

$$A_{Nco} = 9\,h_{ef}^2 \qquad (17.4.2.1c)$$

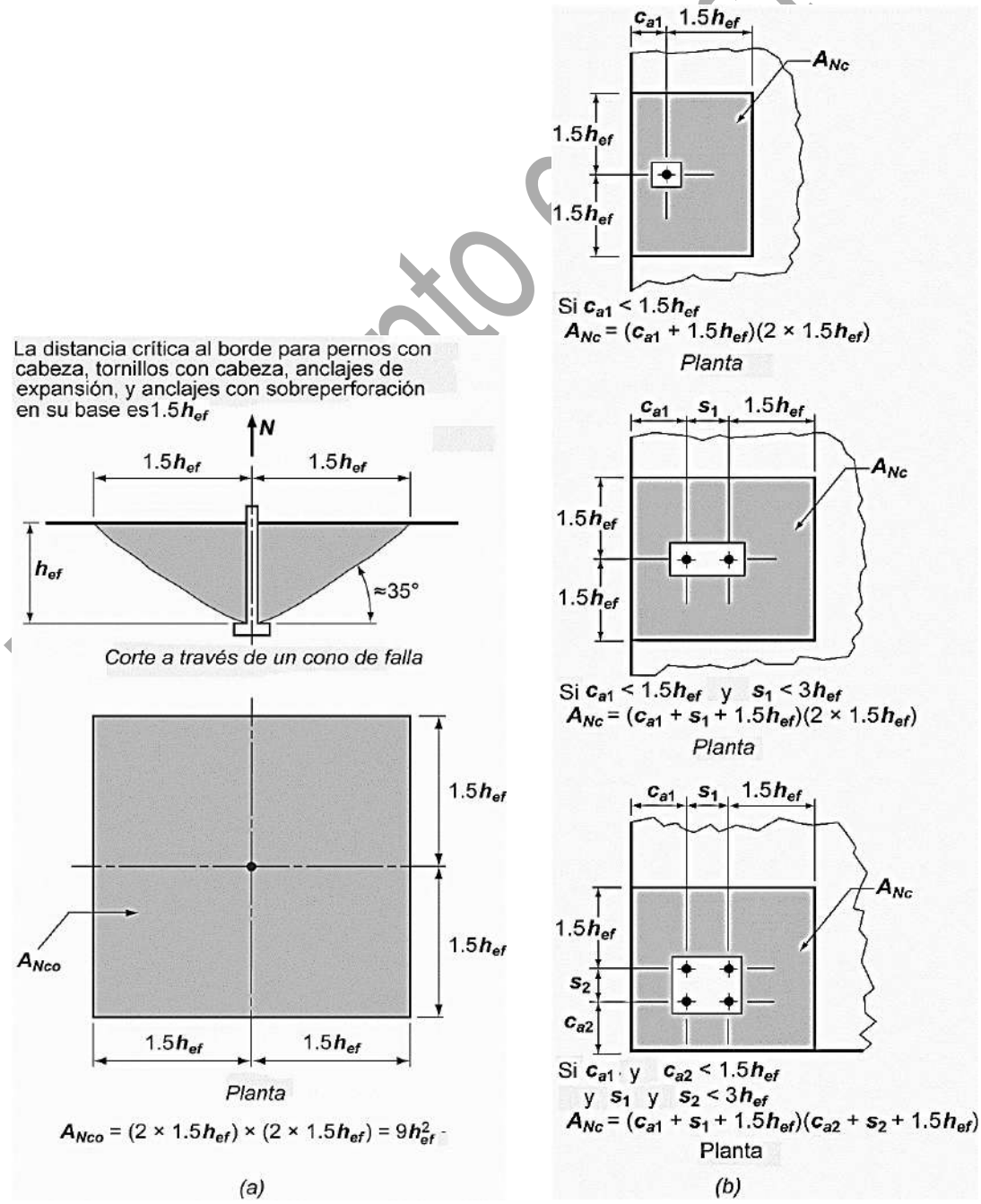


Figura R17.4.2.1 *— (a) Cálculo de A_{Nco} y (b) cálculo de A_{Nc} para anclajes individuales y grupos de anclajes*

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO

17.4.2.2 La resistencia básica al arrancamiento del hormigón de un solo anclaje en tracción embebido en hormigón fisurado, N_b , no debe exceder de:

$$N_b \leq k_c \lambda_a \sqrt{f'_c}\, h_{ef}^{1,5} \qquad (17.4.2.2a)$$

donde k_c **= 10** para anclajes pre-instalados y k_c **= 7** para anclajes pos-instalados.

Se puede incrementar el valor de k_c por encima de 7 para anclajes pos-instalados con base en ensayos específicos para el producto según ACI 355.2 ó ACI 355.4, pero no puede exceder 10.

Alternativamente, para tornillos y pernos, con cabeza y pre-instalados, con 280 mm ≤ h_{ef} ≤ 635 mm N_b no puede exceder:

$$N_b \leq 3{,}9 \sqrt{f'_c}\, h_{ef}^{5/3} \qquad (17.4.2.2b)$$

R17.4.2.2 La ecuación para determinar la resistencia básica de un anclaje por arrancamiento del hormigón fue derivada (Fuchs et al. 1995; Eligehausen and Balogh 1995; Eligehausen and Fuchs 1988; CEB 1994) suponiendo un prisma de falla del hormigón con un ángulo de aproximadamente 35 º, considerando los conceptos de mecánica de fractura.

Los valores de k_c en la ecuación (17.4.2.2a) fueron determinados a partir de una amplia base de datos de resultados de ensayos de hormigón no fisurado (Fuchs et al. 1995) con un percentil del 5 %. Los valores fueron ajustados a los valores k_c correspondientes a hormigón fisurado (Eligehausen and Balogh 1995; Goto 1971). Los ensayos han demostrado que valores de k_c aplicables a anclajes adheridos son aproximadamente iguales a los derivados para anclajes expansivos (Eligehausen et al. 2006a; Zhang et al. 2001). Se permiten valores de k_c más altos para anclajes pos-instalados, siempre que hayan sido determinados mediante ensayos de acuerdo con ACI 355.2 y ACI 355.4.

Para anclajes con un embebido más profundo (h_{ef} > 280 mm), los resultados de algunos ensayos indican que el uso de $h_{ef}^{1,5}$ puede ser demasiado conservador para algunos casos. Se incluye una expresión alternativa, ecuación (17.4.2.2b), que usa $h_{ef}^{5/3}$ para evaluar anclajes preinstalados con cabeza y tornillos con cabeza con 280 mm ≤ h_{ef} ≤ 635 mm. Esta expresión también puede ser adecuada para algunos anclajes pos-instalados con sobre-perforación en su base. Sin embargo, para estos anclajes el uso de la ecuación (17.4.2.2b) debe justificarse por medio de resultados de ensayos realizados de acuerdo con 17.3.2. Investigaciones numéricas y experimentales indican que la Ec. (17.4.2.2b) puede no ser conservadora para h_{ef} > 635 mm donde la tensión de aplastamiento puede estar en el límite permitido por la ecuación (17.4.3.4), o muy cerca de él (Ožbolt et al. 2007).

17.4.2.3 Donde los anclajes se ubican a menos de ***1,5*** h_{ef} de tres o más bordes, el valor de h_{ef} usado en el cálculo de A_{Nc} de acuerdo con 17.4.2.1, y en las ecuaciones de los artículos 17.4.2.1 hasta 17.4.2.5 debe ser el mayor entre $c_{a.max}/$**1,5** y $s/3$ donde s es el espaciamiento máximo entre anclajes dentro del grupo.	**R17.4.2.3** Para anclajes que se ubican a menos de ***1,5*** h_{ef} de tres o más bordes, la resistencia al arrancamiento debido a tracción, calculada por el Método DCC (véase R17.3.2), que constituye la base para las ecuaciones en 17.4.2.1 a 17.4.2.5, produce resultados extremadamente conservadores (Lutz 1995). Esto ocurre porque las definiciones usuales de A_{Nc}/A_{Nco} no reflejan

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
	correctamente el efecto de los bordes. Este problema se corrige cuando el valor de h_{ef} usado en las ecuaciones de los artículos 17.4.2.1 a 17.4.2.5, se limita a $c_{a.max}/1{,}5$, donde $c_{a.max}$ es la mayor de las distancias a los bordes que tienen influencia y es menor o igual a **1,5** h_{ef} real. En ningún caso $c_{a.max}/1{,}5$ puede ser menor a un tercio del espaciamiento máximo entre anclajes dentro del grupo. El límite para h_{ef} de no exceder un tercio del espaciamiento máximo ($s/3$) entre los anclajes del grupo evita que se utilice una resistencia calculada con base en prismas de arrancamiento individual para una configuración de anclajes en grupo. Este enfoque se ilustra en la Figura R17.4.2.3. En este ejemplo, el límite propuesto para el valor de h_{ef} que se debe usar en los cálculos, donde h_{ef} =$c_{a.max}/1{,}5$, tiene como resultado que $h_{ef} = h'_{ef} =$ ***100 mm***. Para este ejemplo, éste sería el valor adecuado para ser usado como h_{ef} al calcular la resistencia, incluso si la profundidad de embebido real es mayor. El requisito de 17.4.2.3 puede visualizarse trasladando la superficie de arrancamiento real del hormigón, que se origina en el h_{ef} real, hacia la superficie de hormigón paralela a la carga de tracción aplicada.

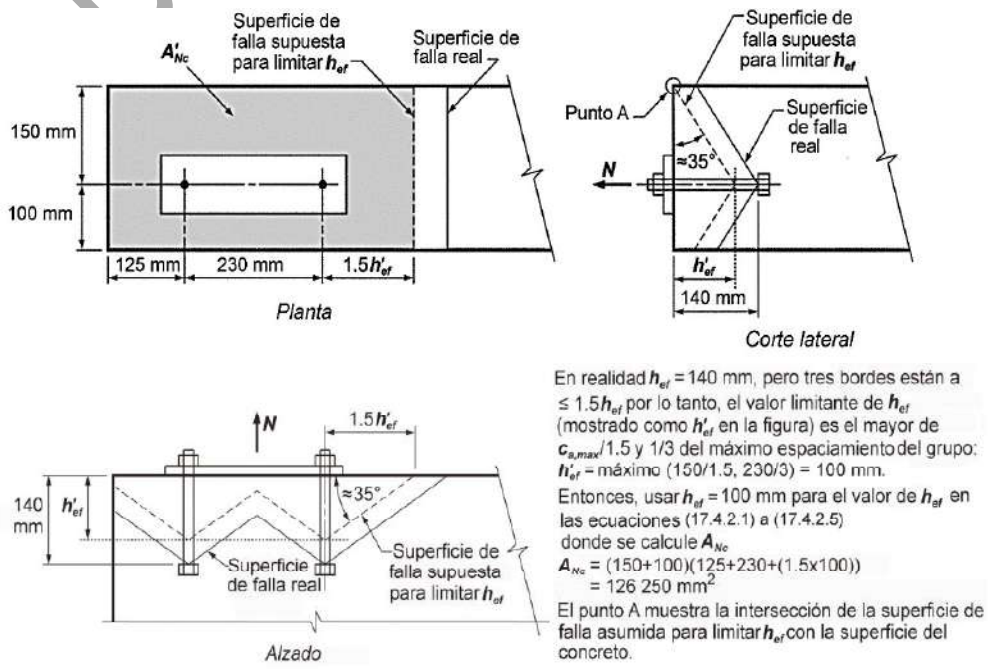


Figura R17.4.2.3 *Ejemplo de tracción con los anclajes están localizados en un elemento angosto.*

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
	El valor de h_{ef} usado en las ecuaciones en 17.4.2.1 a 17.4.2.5 se determina cuando: *a)* los bordes exteriores de la superficie de arrancamiento intersectan primero el borde libre, o *b)* la intersección de la superficie de arrancamiento entre los anclajes del grupo intersecta primero la superficie del hormigón. Para el ejemplo mostrado en la Figura R17.4.2.3, el punto A define la intersección de la superficie de falla supuesta para limitar h_{ef} con la superficie de hormigón.

17.4.2.4 El factor de modificación para grupos de anclajes sometido a cargas excéntricas de tracción, $\Psi_{ec,N}$, debe calcularse por medio de:

$$\Psi_{ec,N} \geq \frac{1}{1 + \frac{2\, e'_N}{3\, h_{ef}}} \qquad (17.4.2.4)$$

pero $\Psi_{ec,N}$ no debe tomarse mayor que la unidad (1,0). Si la carga sobre un grupo de anclajes es tal que sólo algunos anclajes se encuentran en tracción, únicamente esos anclajes en tracción deben considerarse para determinar la excentricidad e'_N a utilizar en la ecuación (17.4.2.4) y para calcular N_{cbg} en la ecuación (17.4.2.1b).

Cuando las cargas excéntricas actúen alrededor de dos ejes, el factor de modificación $\Psi_{ec,N}$ debe calcularse para cada eje individualmente y el producto de esos factores debe usarse como $\Psi_{ec,N}$ en la ecuación (17.4.2.1b).

R17.4.2.4 La Figura R17.4.2.4(a) muestra un grupo de anclajes que se encuentran todos en tracción, pero la fuerza resultante es excéntrica con respecto al baricentro del grupo de anclajes. Los grupos de anclajes pueden también cargarse de tal manera que sólo algunos de ellos queden en tracción (Figura R17.4.2.4(b)). En este caso, solamente los anclajes en tracción deben ser considerados para determinar e'_N . La carga sobre el anclaje se debe determinar como la tracción resultante del anclaje con una excentricidad con respecto al centro de gravedad de los anclajes en tracción.

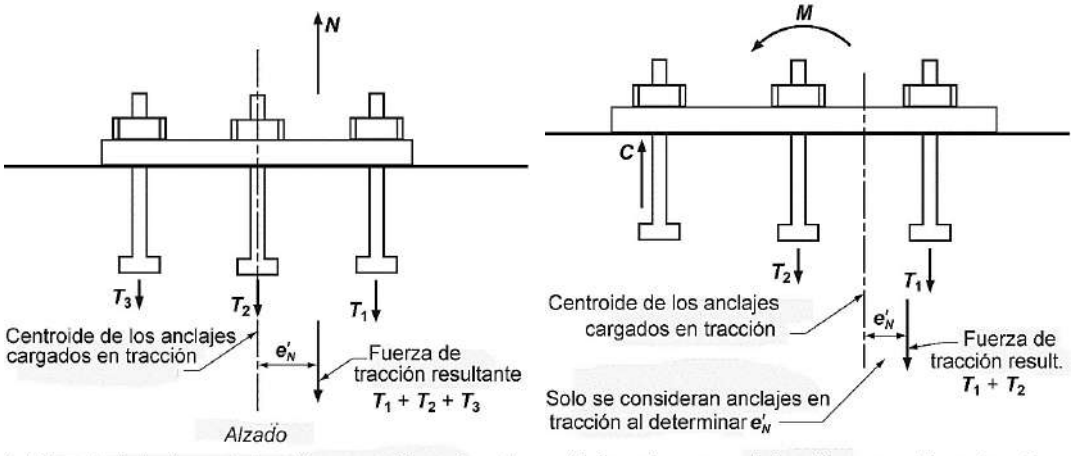


Figura R17.4.2.4 *— Definición de e'_N para un grupo de anclajes*

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN **COMENTARIO**

17.4.2.5 El factor de modificación de efectos de borde para anclajes solos o grupos de anclajes en tracción, $\Psi_{ed,N}$, se calcula como:

si $c_{a,min} \geq 1{,}5h_{ef}$ entonces:

$$\Psi_{ed,N} = 1 \qquad (17.4.2.5a)$$

si $c_{a,min} < 1{,}5h_{ef}$ entonces:

$$\Psi_{ed,N} = 0{,}7 + 0{,}3\,\frac{c_{a,min}}{1{,}5h_{ef}} \qquad (17.4.2.5b)$$

R17.4.2.5 Si los anclajes se encuentran ubicados cerca de un borde, de manera que no haya espacio suficiente para que se desarrolle un prisma de arrancamiento completo, la capacidad de carga del anclaje se reduce más allá de lo reflejado por A_{Nc}/A_{Nco}. Si la menor distancia de recubrimiento lateral es mayor o igual a $1{,}5h_{ef}$, se puede formar un prisma completo y no existirá reducción alguna ($\Psi_{ed,N} = 1$). Si el recubrimiento lateral es menor que $1{,}5h_{ef}$, es necesario ajustar el factor $\Psi_{ed,N}$ para el efecto del borde (Fuchs et al. 1995).

17.4.2.6 Para anclajes ubicados en una región de un elemento de hormigón, donde el análisis señala que no hay fisuración para el nivel de cargas de servicio, se permite el siguiente factor de modificación:

a) $\Psi_{c,N} = 1{,}25$ para anclajes preinstalados

b) $\Psi_{c,N} = 1{,}4$ para anclajes pos-instalados y con el valor de k_c usado en la ecuación (17.4.2.2a) igual a 17.

Cuando el valor de k_c usado en la ecuación (17.4.2.2a) se toma de los informes para evaluación de productos ACI 355.2 ó ACI 355.4 para anclajes pos-instalados, calificados para ser utilizados tanto en hormigón fisurado como no fisurado, los valores de k_c y $\Psi_{c,N}$ deben obtenerse de los reportes de evaluación de productos de ACI 355.2 ó ACI 355.4.

Cuando el valor de k_c usado en la ecuación (17.4.2.2a) se toma de los informes para evaluación de productos ACI 355.2 ó ACI 355.4 para anclajes pos-instalados, calificados para ser utilizados en hormigón no fisurado, el valor de debe tomarse $\Psi_{c,N} = 1{,}0$.

Cuando el análisis indica fisuración para niveles de carga de servicio, debe tomarse $\Psi_{c,N}$ = 1,0 tanto para anclajes preinstalados y pos-instalados. Los anclajes pos-instalados deben ser calificados para su empleo en hormigón fisurado de acuerdo con el ACI 355.2 ó ACI 355.4. La fisuración en el hormigón debe ser controlada mediante armadura de flexión distribuida de acuerdo con 24.3.2 ó un control de fisuración equivalente proporcionado mediante armadura de confinamiento.

R17.4.2.6 Los anclajes pos-instalados que no cumplen con los requisitos para ser utilizados en hormigón fisurado de acuerdo con el ACI 355.2 ó ACI 355.4 pueden ser usados solamente en regiones que van a permanecer no fisuradas. El análisis para determinar la formación de fisuras debe incluir los efectos de retracción restringida (véase 24.4.2). Los ensayos para la calificación de los anclajes del ACI 355.2 ó ACI 355.4 exigen que los anclajes para zonas de hormigón fisurado tengan un buen comportamiento con fisuras de 0,3 mm de ancho. Si se esperan fisuras más anchas, se debe colocar armadura de confinamiento para controlar el ancho de la fisura a un valor aproximado de 0,3 mm.

Las resistencias al arrancamiento del hormigón dadas por las ecuaciones (17.4.2.2a) y (17.4.2.2b) suponen un hormigón fisurado (esto es, $\Psi_{c,N} = 1{,}0$) con $\Psi_{c,N} * k_c = 10$ para los anclajes preinstalados, e igual a 7 para anclajes pos-instalados. Cuando se aplican los factores $\Psi_{c,N}$ para hormigón no fisurado (1,25 para los preinstalados y 1,4 para los pos-instalados), resultan factores $\Psi_{c,N} * k_c = 12{,}5$ para anclajes preinstalados y a 10 para los pos-instalados. Lo anterior concuerda con las observaciones en obra y ensayos que muestran que la resistencia de anclajes preinstalados excede a la resistencia de anclajes pos-instalados tanto en hormigón fisurado como en hormigón no fisurado.

17.4.2.7 El factor de modificación para anclajes pos-instalados diseñados para hormigón no fisu-

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN **COMENTARIO**

rado de acuerdo con 17.4.2.6 sin armadura suplementaria para controlar el hendimiento, $\Psi_{cp,N}$ debe calcularse como sigue utilizando la distancia crítica c_{ac} como se define en 17.7.6:

$$\Psi_{cp,N} = 1 \quad \text{si } c_{a,min} \geq c_{ac} \qquad (17.4.2.7a)$$

$$\Psi_{cp,N} = \frac{c_{a,min}}{c_{ac}} \quad \text{si } c_{a,min} < c_{ac} \qquad (17.4.2.7b)$$

pero $\Psi_{cp,N}$ determinado por medio de la ecuación (17.4.2.7b) no debe tomarse menor que $1{,}5h_{ef}/c_{ac}$ y la distancia crítica c_{ac} se encuentra definida en 17.7.6.

Para todos los demás casos, incluyendo los anclajes preinstalados, $\Psi_{cp,N}$ debe tomarse como 1,0.

R17.4.2.7 Los requisitos de 17.4 se basan en la suposición de que la resistencia básica al arrancamiento del hormigón puede lograrse si la distancia mínima al borde $c_{a,min}$ es igual a $1{,}5h_{ef}$. Sin embargo, los resultados de los ensayos (Asmus 1999) indican que muchos anclajes de expansión de torsión controlada y desplazamiento controlado y algunos anclajes con sobre-perforación en su base requieren distancias mínimas de borde que exceden $1{,}5h_{ef}$ para lograr la resistencia básica por arrancamiento del hormigón cuando se ensayan en hormigón no fisurado sin armadura suplementaria para controlar el hendimiento. Cuando se aplica una carga de tracción, las tensiones de tracción resultantes en el extremo embebido del anclaje se suman a las tensiones de tracción inducidas por la instalación del anclaje, y el hendimiento puede ocurrir antes de que el hormigón alcance la resistencia de arrancamiento, definida en 17.4.2.1. Para tener en cuenta este modo potencial de falla de arrancamiento, la resistencia básica de arrancamiento del hormigón se reduce con un factor $\Psi_{cp,N}$ si $c_{a,min}$ es menor que la distancia crítica de borde c_{ac}. Si existe armadura suplementaria para controlar el hendimiento o si los anclajes están ubicados en una región donde el análisis señala fisuración del hormigón para cargas de servicio, entonces el factor de reducción $\Psi_{cp,N}$ se toma igual a la unidad (1,0). La presencia de armadura suplementaria para controlar el hendimiento no afecta la selección de las Condiciones A o B de 17.3.3.

17.4.2.8 Cuando se agrega una pletina o arandela adicionales a la cabeza del anclaje, se puede calcular el área proyectada de la superficie de falla, extendiendo la superficie de falla $1{,}5h_{ef}$ hacia afuera del perímetro efectivo de la pletina o arandela. El perímetro efectivo no debe exceder el valor en una sección proyectada hacia fuera más del espesor de la arandela o pletina medida desde el borde exterior de la cabeza del anclaje.

17.4.2.9 Donde la armadura del anclaje se desarrolla de acuerdo con el Capítulo 25 a ambos lados de la superficie de arrancamiento, se puede usar la resistencia de diseño de la armadura del anclaje para determinar ϕN_n en lugar de la resistencia al arrancamiento del hormigón. En el diseño de la armadura del anclaje, se permite usar un factor de reducción de resistencia de $\phi = 0{,}75$.

R17.4.2.9 Para condiciones donde la fuerza de tracción mayorada excede a la resistencia de arrancamiento del hormigón de los anclajes o donde la resistencia al arrancamiento no es evaluada, la resistencia nominal puede ser aquella de la armadura del anclaje anclado adecuadamente como se ilustra en la Figura R17.4.2.9. Se debe poner atención al seleccionar y colocar la armadura del anclaje. La armadura del anclaje

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN **COMENTARIO**

debe consistir en estribos, amarres u horquillas colocadas lo más cerca posible del anclaje. Solamente las armaduras espaciadas menos de $0{,}5h_{ef}$ del eje central del anclaje deben ser incluidas como armadura del anclaje. Las investigaciones (Eligehausen et al. 2006b) en que se basan estos requisitos se limitaron a armaduras de anclajes con un diámetro similar al de la barra d_b 16 mm. Es beneficioso que la armadura del anclaje circunscriba la armadura de la superficie. Al dimensionar la armadura del anclaje, se recomienda usar un factor de reducción de resistencia $\phi = 0{,}75$, como el que se usa en los modelos bielas y tirantes. En la práctica, la armadura del anclaje en general es usado solo con anclajes pre-instalados.

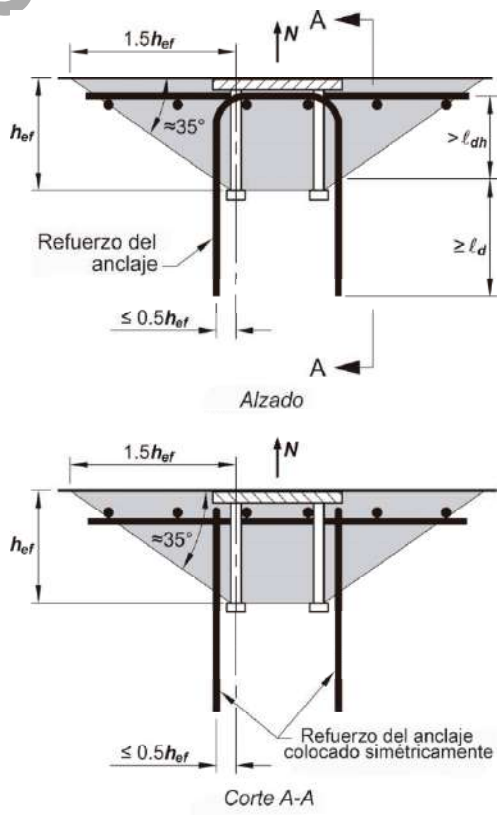


Figura R17.4.2.9 *— Armadura del anclaje para tracción.*

17.4.3 Resistencia a la extracción por deslizamiento en tracción de un anclaje preinstalado o pos-instalado de expansión o con sobre-perforación en su base.

17.4.3.1 La resistencia nominal a la extracción por deslizamiento en tracción de un anclaje preinstalado o pos-instalado de expansión o con sobre-perforación en su base, N_{pn} , no debe exceder:

R17.4.3 Resistencia a la extracción por deslizamiento en tracción de un anclaje preinstalado o pos-instalado de expansión o con sobre-perforación en su base

R17.4.3.1 Los requisitos de diseño para extracción por deslizamiento son aplicables a anclajes preinstalados, pos-instalados de expansión y pos-instalados con sobre-perforación en su

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO

$$N_{pn} = \Psi_{c,P}\, N_p \qquad (17.4.3.1)$$

donde $\Psi_{c,P}$ se define en 17.4.3.6.

base. No son aplicables a anclajes adheridos, los cuales en cambio deben ser evaluados para fallas por adherencia de acuerdo con 17.4.5.

17.4.3.2 Para los anclajes de expansión pos-instalados y anclajes con sobre-perforación en su base los valores de N_p deben basarse en los resultados con un percentil del 5 % de ensayos realizados y evaluados de acuerdo con el ACI 355.2. No se permite determinar la resistencia a la extracción por deslizamiento para esos anclajes por cálculo.

R17.4.3.2 Las ecuaciones para determinar la resistencia a extracción por deslizamiento dadas en 17.4.3.4 y 17.4.3.5 son aplicables únicamente a anclajes preinstalados consistentes en pernos y tornillos con cabeza o gancho (CEB 1997; Kuhn and Shaikh 1996); no son aplicables a anclajes pos-instalados de expansión o de sobre perforación en su base los cuales tienen diferentes mecanismos para su anclaje en la base, a menos que las resistencias a deslizamiento por tracción de estos últimos anclajes se validen por medio de ensayos.

17.4.3.3 Para pernos y tornillos con cabeza individuales preinstalados se puede evaluar la resistencia a la extracción por deslizamiento usando 17.4.3.4. Para tornillos individuales con extremo en forma de L o J, se puede evaluar la resistencia a la extracción por deslizamiento en tracción usando 17.4.3.5. Alternativamente, se pueden usar valores de N_p basados en resultados de ensayos con un percentil del 5 % realizados y evaluados de acuerdo con los procedimientos de ACI 355.2, pero sin el beneficio de la fricción.

R17.4.3.3 La resistencia a la extracción por deslizamiento a tracción de pernos con cabeza y tornillos con cabeza puede incrementarse mediante armadura de confinamiento, como espirales espaciadas muy cerca, a lo largo de la región de la cabeza. Este incremento puede determinarse por medio de ensayos.

17.4.3.4 La resistencia a la extracción por deslizamiento por tracción de un perno o tornillo con cabeza individual, N_p, para ser empleada en la ecuación (17.4.3.1) no debe exceder:

$$N_p = 8\, A_{brg}\, f'_c \qquad (17.4.3.4)$$

R17.4.3.4 El valor calculado por medio de la ecuación (17.4.3.4) corresponde a la carga a la cual ocurre la falla del hormigón por aplastamiento causado por la cabeza del anclaje (CEB 1997; ACI 349). No corresponde a la carga para extraer el anclaje completamente fuera del hormigón y por esta razón la ecuación no incluye término alguno relacionado con la longitud de embebido. El aplastamiento local del hormigón reduce enormemente la rigidez de la conexión y generalmente corresponde al inicio de la falla de extracción por deslizamiento.

17.4.3.5 La resistencia a la extracción por deslizamiento a tracción de un tornillo individual con gancho, N_p, para ser empleada en la ecuación (17.4.3.1) no debe exceder:

$$N_p = 0{,}9\, f'_c\, e_h\, d_a \qquad (17.4.3.5)$$

donde $3\, d_a \leq e_h \leq 4{,}5\, d_a$

R17.4.3.5 La ecuación (17.4.3.5) para tornillos con gancho fue desarrollada por Lutz, basándose en los resultados de Kuhn y Shaikh (1996). Se basa exclusivamente en la capacidad de aplastamiento, despreciando la componente de fricción, debido a que el aplastamiento interno en la zona del gancho reduce enormemente la rigidez de la conexión y, en general, corresponde al inicio de una falla de extracción por deslizamiento. Los límites de e_h se basan en el rango de variables usadas en los tres programas de ensayo descritos en Kuhn y Shaikh (1996).

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN **COMENTARIO**

17.4.3.6 Para un anclaje ubicado en una región de un elemento de hormigón, donde el análisis indica que no existen fisuras para niveles de carga de servicio, se puede utilizar el siguiente factor de modificación:

$$\Psi_{c,P} = 1,4$$

Cuando el análisis indica fisuración al nivel de cargas de servicio, debe tomarse $\Psi_{c,P} = 1,0$.

17.4.4 Resistencia al desprendimiento lateral del hormigón en tracción en un anclaje con cabeza.

17.4.4.1 Para un anclaje individual con cabeza con un embebido profundo cercano a un borde ($h_{ef} > 2,5\, c_{a1}$) , la resistencia nominal al desprendimiento lateral, N_{sb} , no debe exceder:

$$N_{sb} = 13,3\, c_{a1} \sqrt{A_{brg}}\ \lambda_a \sqrt{f'_c} \qquad (17.4.4.1)$$

Si c_{a2} para el anclaje con cabeza individual es menos que $3\, c_{a1}$ el valor de N_{sb} debe multiplicarse por el factor

$$\frac{1 + c_{a2}/c_{a1}}{4}$$

donde $1,0 \leq c_{a2}/c_{a1} \leq 3,0$.

17.4.4.2 Para un grupo de anclajes con cabeza con embebido profundo localizados cerca de un borde ($h_{ef} > 2,5\, c_{a1}$) y con un espaciamiento entre los anclajes menor que $6c_{a1}$, la resistencia nominal de esos anclajes susceptibles a una falla por desprendimiento lateral del hormigón N_{sbg} no debe exceder:

$$N_{sbg} \leq \left(1 + \frac{s}{6\, c_{a1}}\right) N_{sb} \qquad (17.4.4.2)$$

donde s es la distancia entre los anclajes exteriores medida a lo largo del borde y N_{sb} se obtiene de la ecuación (17.4.4.1) sin modificaciones debido a la distancia perpendicular al borde.

17.4.5 Resistencia a la adherencia en tracción de anclajes adheridos.

17.4.5.1 La resistencia nominal en tracción por adherencia, N_a de un anclaje individual o N_{ag} de un grupo de anclajes adheridos, no debe exceder:

a) Para un anclaje adherido individual:

$$N_a \leq \frac{A_{Na}}{A_{Nao}}\ \Psi_{ed,Na}\ \Psi_{cp,Na}\ N_{ba} \qquad (17.4.5.1a)$$

R17.4.4 Resistencia al desprendimiento lateral del hormigón en tracción en un anclaje con cabeza

Los requisitos de diseño para el desprendimiento lateral del hormigón se basan en las recomendaciones de Furche y Eligehausen (1991). Estos requisitos son aplicables a elementos de anclaje con cabeza que en general son anclajes preinstalados. La falla por hendimiento producida durante la instalación, más que un desprendimiento lateral del hormigón, generalmente controla el comportamiento de los anclajes pos-instalados, y debe evaluarse usando los requisitos del ACI 355.2.

R17.4.4.2 Al determinar la resistencia nominal al desprendimiento lateral del hormigón para anclajes múltiples con cabeza, se deben tener en cuenta solamente los anclajes cercanos a un borde ($h_{ef} > 2,5\, c_{a1}$) cargados en tracción. Su resistencia debe ser comparada con la proporción de carga a tracción aplicada a esos anclajes.

R17.4.5 Resistencia a la adherencia en tracción de anclajes adheridos

R17.4.5.1 La evaluación de la resistencia de adherencia aplica únicamente a anclajes adheridos. Los anclajes individuales con longitudes de embebido pequeñas ensayados a la falla por tracción pueden fallar por arrancamiento del hormigón, mientras que con longitudes de embebido mayores producen fallas por adherencia.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN **COMENTARIO**

b) Para un grupo de anclajes adheridos:

$$N_{ag} \leq \frac{A_{Na}}{A_{Nao}} \Psi_{ec,Na} \Psi_{ed,Na} \Psi_{cp,Na} N_{ba} \quad (17.4.5.1b)$$

Los factores $\Psi_{ec,Na}$, $\Psi_{ed,Na}$ y $\Psi_{cp,Na}$ se definen en 17.4.5.3, 17.4.5.4 y 17.4.5.5 respectivamente. A_{Na} es el área de influencia proyectada de un anclaje adherido individual o de un grupo de anclajes, que debe aproximarse como un área compuesta de elementos rectos que se proyecta hacia afuera una distancia c_{Na} medida desde el eje que pasa por el centro del anclaje adherido, o en el caso de un grupo de anclajes desde una línea que une los centros de una fila de anclajes adyacentes. A_{Na} no debe exceder $n\,A_{Na}$, donde n es el número de anclajes adheridos en el grupo que resiste las fuerzas de tracción. A_{Nao} es el área de influencia proyectada de un anclaje adherido individual con una distancia al borde igual o mayor que c_{Na} :

$$A_{Nao} = (2\,c_{Na})^2 \quad (17.4.5.1c)$$

Donde:

$$c_{Na} = 10\,d_a \sqrt{\frac{\tau_{uncr}}{7{,}6}} \quad (17.4.5.1d)$$

y la constante 7,6 tiene unidades de MPa.

Los anclajes adheridos que fallan por adherencia cuando se cargan individualmente pueden tener fallas en el hormigón cuando están en grupo o en una situación de cercanía al borde. En todos los casos, la resistencia a tracción de anclajes adheridos está limitada por la resistencia de arrancamiento del hormigón como se da en las ecuaciones (17.4.2.1a) y (17.4.2.1b) (Eligehausen et al. 2006a). La influencia del espaciamiento y la distancia al borde en la resistencia de adherencia y en la resistencia arrancamiento del hormigón debe ser evaluada para los anclajes adheridos. La influencia en la resistencia nominal de adherencia de anclajes en tracción de la separación entre anclajes y de la distancia al borde está incluida en los factores de modificación A_{Na}/A_{Nao} y $\Psi_{ed,Na}$ en las ecuaciones (17.4.5.1a) y (17.4.5.1b).

La influencia en la resistencia a adherencia de bordes cercanos y anclajes cargados adyacentes depende del volumen de hormigón afectado por un anclaje adherido individual. A diferencia con el concepto de área de falla del hormigón proyectada utilizado en las ecuaciones (17.4.2.1a) y (17.4.2.1b) para calcular la resistencia al arrancamiento del hormigón de un anclaje adherido, el área de influencia en la resistencia a adherencia de un anclaje adherido utilizada en las ecuaciones (17.4.5.1a) y (17.4.5.1b) no es una función de la profundidad de embebido sino, más bien, del diámetro del anclaje y de las características de la tensión de adherencia. La distancia crítica c_{Na} se supone igual para hormigón fisurado como para hormigón no fisurado; por simplicidad la relación para c_{Na} en la ecuación (17.4.5.1d) utiliza la tensión de adherencia característica en hormigón no fisurado, τ_{uncr} . Esto ha sido verificado por medio de estudios teóricos y experimentales (Eligehausen et al. 2006a). La Figura R17.4.5.1(a) muestra A_{Nao} y el desarrollo de la ecuación (17.4.5.1c). A_{Nao} es el área de influencia proyectada para la resistencia de adherencia de un anclaje individual. La Figura R17.4.5.1(b) muestra un ejemplo del área de influencia proyectada para un grupo de anclajes. Debido a que en este caso, A_{Na} es el área de influencia proyectada para un grupo de anclajes, y A_{Nao} es el área de influencia proyectada de un anclaje individual, no hay necesidad de incluir n , el número de anclajes, en la ecuación (17.4.5.1b). Si los anclajes en un grupo (anclajes cargados por una pletina de base común o un aditamento común) están dispuestos de tal manera que las áreas de influencia proyectadas de

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN **COMENTARIO**

los anclajes individuales se superponen, el valor de A_{Na} es menor que $n\,A_{Nao}$.

La resistencia a la tracción de anclajes adheridos colocados muy cerca unos de otros con resistencias bajas de adherencia puede exceder significativamente el valor dado por la ecuación (17.4.5.1b). En la literatura (Eligehausen et al. 2006a) se presenta un factor de corrección para este fin, pero por simplicidad, este factor no se incluye en la Norma.

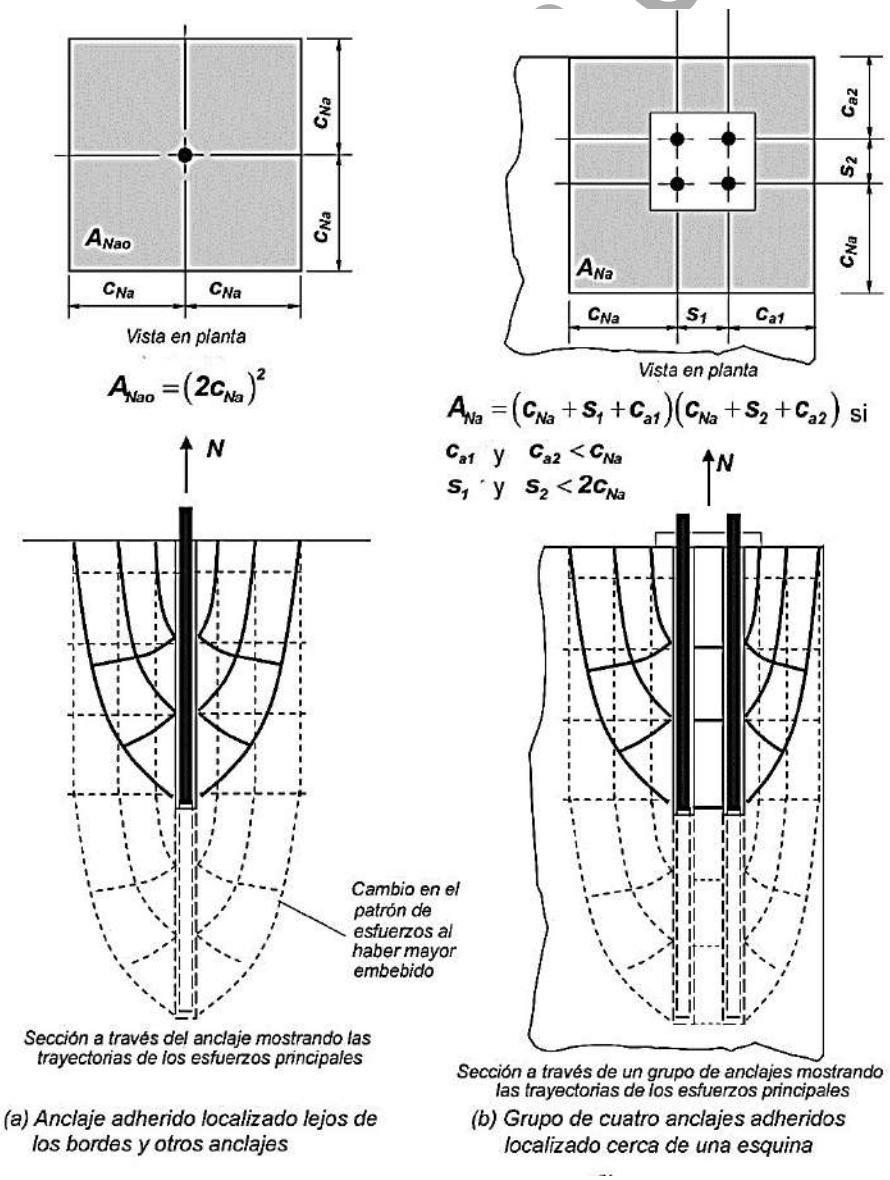


Figura R17.4.5.1 *— Cálculo de las áreas de influencia* A_{Nao} *y* A_{Na}

17.4.5.2 La resistencia básica de adherencia en tracción para un anclaje individual en hormigón fisurado, N_{ba} , no debe exceder:

$$N_{ba} \leq \lambda_a \, \tau_{cr} \, \pi \, d_a \, h_{ef} \qquad (17.4.5.2)$$

R17.4.5.2 La ecuación para la resistencia básica a la adherencia de anclajes adheridos dada en la ecuación (17.4.5.2) corresponde a un modelo de tensiones de adherencia uniformes que ha demostrado producir las mejores predicciones

ESPECIFICACIÓN **COMENTARIO**

La tensión característica de adherencia, τ_{cr} , debe tomarse como el percentil de 5 % de los resultados de ensayos realizados y avaluados según ACI 355.4.

Cuando el análisis indique que el hormigón estará fisurado al nivel de cargas de servicio, los anclajes adheridos deben calificarse para uso en hormigón fisurado según ACI 355.4.

Para anclajes adheridos localizados en regiones de un elemento de hormigón donde el análisis indique que no hay fisuración al nivel de cargas de servicio, se permite utilizar $\boldsymbol{\tau_{uncr}}$ en vez de $\boldsymbol{\tau_{cr}}$ en la ecuación (17.4.5.2) y debe tomarse como el percentil de 5 % de los resultados de ensayos realizados y evaluados de acuerdo con ACI 355.4.

Se puede utilizar el valor mínimo de la tensión de adherencia característica de los dados en la Tabla 17.4.5.2, siempre y cuando se cumpla con:

a) Los anclajes cumplen los requisitos de ACI 355.4.

b) Los anclajes se instalan en perforaciones taladradas con un taladro rotatorio de impacto o un taladro para rocas.

c) El hormigón en el momento de la instalación del anclaje tiene una resistencia mínima de 17 MPa.

d) El hormigón en el momento de la instalación del anclaje tiene al menos 21 días de edad.

e) La temperatura del hormigón en el momento de la instalación del anclaje es al menos 10°C.

Tabla 17.4.5.2 — Tensión de adherencia característica mínima (1) (2)

Ambiente de instalación y servicio	Contenido de humedad del hormigón en el momento de la instalación del anclaje	Temperatura pico del hormigón en servicio, °C	$\boldsymbol{\tau_{cr}}$ MPa	$\boldsymbol{\tau_{uncr}}$ MPa
Exterior	Seco a totalmente saturado	79	1,4	4,5
Interior	Seco	43	2,1	7,0

(1) Cuando el diseño del anclaje incluye cargas de tracción permanente, multiplique los valores de $\boldsymbol{\tau_{cr}}$ y $\boldsymbol{\tau_{uncr}}$ por 0,4.

(2) Cuando el diseño del anclaje incluye fuerzas sísmicas para estructuras asignadas a las Categorías de Diseño Sísmico D, E, y F, multiplique los valores de $\boldsymbol{\tau_{cr}}$ por 0,8 y los valores de $\boldsymbol{\tau_{uncr}}$ por 0,4.

de resistencia a la adherencia de anclajes adheridos a través de estudios numéricos y comparaciones con diferentes modelos contenidos en una base de datos internacional de resultados experimentales. (Cook et al. 1998) La resistencia básica a la adherencia de anclajes adheridos es válida para fallas que ocurren entre el hormigón y el adhesivo y entre el adhesivo y el anclaje.

Las tensiones de adherencia características deben basarse en ensayos realizados de acuerdo con ACI 355.4 y deben representar la combinación particular de condiciones de instalación y uso esperadas en construcción y durante la vida de servicio del anclaje. En aquellos casos en los cuales al diseñar no se dispone de información específica del producto, la Tabla 17.4.5.2 provee unos valores predeterminados de frontera inferior. Los valores de las tensiones de adherencia característicos dados en la Tabla 17.4.5.2 son los valores mínimos permitidos para sistemas de anclajes adheridos calificados de acuerdo con ACI 355.4 para las condiciones de instalación y uso tabulados. El uso de estos valores se restringe a las combinaciones de condiciones específicas listadas. Valores para otras combinaciones de condiciones de instalación o uso no se deben inferir de esta información. Cuando se presenten simultáneamente cargas permanentes y efectos sísmicos los factores dados en las notas de pie de la Tabla 17.4.5.2 deben multiplicarse entre sí. Los valores dados en la tabla suponen una edad mínima del hormigón de 21 días y una resistencia mínima a la compresión del hormigón de 17 MPa. Véase R17.1.2.

Los términos “interior” y “exterior” utilizados en la Tabla 17.4.5.2 hacen referencia a un conjunto específico de ambientes de instalación y servicio. Las condiciones de “interior” representan anclajes instalados en hormigón seco con un taladro rotatorio de impacto o un taladro de roca y sometidos a variaciones menores de temperatura durante su vida útil. Las condiciones de “exterior” se suponen que ocurren cuando en el momento de la instalación el hormigón está expuesto a la intemperie y puede, por lo tanto, estar húmedo. Los anclajes instalados en condiciones de “exterior” se supone que van a estar sometidos a variaciones mayores de temperatura como pueden ser las asociadas con congelamiento y deshielo o temperaturas elevadas como consecuencia de estar expuestos directamente al sol. Aunque la caracterización de interior/exterior es útil en muchas aplicaciones, pueden presentarse situaciones en las cuales una interpretación al

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN **COMENTARIO**

pie de la letra puede no ser apropiada. Por ejemplo, anclajes instalados antes de que la fachada del edificio se haya terminado puede implicar que se taladra el hormigón cuando está saturado. En este caso, la condición de exterior de la Tabla 17.4.5.2 aplica para determinar la tensión característica de adherencia, aún si las condiciones de servicio van a ser de interior. Los taladros de impacto y rotación y los taladros de roca producen geometrías irregulares de la perforación, las cuales en general son favorables para la adherencia. La instalación de anclajes adheridos en perforaciones hechas con un taladro de núcleos puede conducir a valores sustancialmente menores de la tensión característica de adherencia. Debido a que este efecto depende de forma importante de las características particulares del producto utilizado, los anclajes adheridos instalados en perforaciones hechas con taladros de núcleos deben cumplir con las tensiones características de adherencia establecidas por medio de ensayos realizados de acuerdo con ACI 355.4 para el producto en particular.

La tensión característica de adherencia asociada con un sistema específico de anclaje adherido depende de varios parámetros. Por esta razón, debe tenerse el cuidado de incluir todos los parámetros relevantes para determinar el valor de la tensión característica de adherencia a utilizar en diseño. Estos parámetros incluyen, pero no se limitan, a:

a) Tipo y duración de las cargas — La resistencia a la adherencia se reduce para cargas permanentes de tracción.

b) Fisuración del hormigón — La adherencia es mayor en hormigón no fisurado.

c) Tamaño del anclaje — La adherencia es generalmente inversamente proporcional al diámetro del anclaje.

d) Procedimiento de taladrado — La adherencia es generalmente menor en perforaciones hechas con un taladro de núcleos.

e) Grado de saturación del hormigón en el momento del taladrado e instalación del anclaje — La adherencia puede reducirse en hormigón saturado.

f) Temperatura del hormigón en el momento de la instalación — La instalación de anclajes en condiciones de clima frío puede conducir a un curado más lento del adhesivo y como consecuencia una menor adherencia.

g) Edad del hormigón en el momento de la instalación — La instalación del anclaje en un

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN **COMENTARIO**

hormigón joven puede reducir la adherencia (véase R17.1.2).

h) Temperatura máxima durante la vida útil del anclaje — Bajo condiciones específicas (por ejemplo, anclajes expuestos directamente a la luz del sol) las temperaturas elevadas del hormigón pueden reducir la adherencia.

i) Exposición a químicos — Anclajes utilizados en instalaciones industriales pueden estar expuestos a niveles apreciables de contaminantes que a su vez pueden reducir la adherencia con el tiempo.

Anclajes ensayados y calificados de acuerdo con ACI 355.4 en algunos casos pueden no calificar para todas las condiciones de instalación y ambientes de servicio descritos en la Tabla 17.4.5.2. Por lo tanto, aunque se utilicen los valores mínimos dados en la Tabla 17.4.5.2 en el diseño, las condiciones de instalación y servicio deben especificarse de acuerdo con 17.8.2.1 y solo anclajes que sean calificados bajo ACI 355.4 para las condiciones de instalación y servicio correspondientes a la tensión característica de adherencia tomada de la Tabla 17.4.5.2 pueden especificarse.

Los valores de la tensión característica de adherencia asociados con sistemas calificados de anclajes adheridos para unas condiciones específicas de instalación y servicio pueden exceder sustancialmente los valores mínimos indicados en la Tabla 17.4.5.2. Por ejemplo, anclajes de 12 a 20 mm de diámetro, instalados en hormigón seco utilizando taladros de impacto en usos limitados a interiores en hormigón no fisurado pueden llegar a valores de la tensión característica de adherencia, $\boldsymbol{\tau_{uncr}}$ en el intervalo de 14 a 17 MPa.

17.4.5.3 El factor de modificación para grupos de anclajes adheridos cargados excéntricamente en tracción, $\boldsymbol{\Psi_{ec,Na}}$, debe calcularse por medio de:

$$\Psi_{ec,Na} = \frac{1}{1 + \frac{e'_N}{c_{Na}}} \qquad (17.4.5.3)$$

pero $\boldsymbol{\Psi_{ec,Na}}$ no debe tomarse mayor que la unidad (1,0).

Si la carga en un grupo de anclajes adheridos es tal que solo una parte de los anclajes adheridos está en tracción, sólo los anclajes que están en tracción deben considerarse para determinar la excentricidad $\boldsymbol{e'_N}$ a utilizar en la ecuación (17.4.5.3) y

R17.4.5.3 Referirse a R17.4.2.4.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO

para los cálculos de N_{ag} de acuerdo con la ecuación (17.4.5.1b).

En caso que existan cargas excéntricas con respecto a dos ejes ortogonales, el factor de modificación, $\Psi_{ec,Na}$, debe calcularse para cada eje individualmente y el producto de estos factores usarse como $\Psi_{ec,Na}$ en la Ec. (17.4.5.1b).

17.4.5.4 El factor de modificación para efectos de borde en anclajes adheridos individuales en tracción o grupos de anclajes adheridos en tracción, $\Psi_{ed,Na}$, debe calcularse así,

si $c_{a,min} \geq c_{Na}$ entonces:

$$\Psi_{ed,Na} = 1 \qquad (17.4.5.4a)$$

si $c_{a,min} < c_{Na}$ entonces:

$$\Psi_{ed,Na} = 0{,}7 + 0{,}3\,\frac{c_{a,min}}{c_{Na}} \qquad (17.4.5.4b)$$

17.4.5.5 El factor de modificación para anclajes adheridos diseñados para hormigón no fisurado de acuerdo con 17.4.5.2 y sin armadura suplementaria para controlar el hendimiento, $\Psi_{cp,Na}$, debe calcularse así,

si $c_{a,min} \geq c_{ac}$ entonces:

$$\Psi_{cp,Na} = 1 \qquad (17.4.5.5a)$$

si $c_{a,min} < c_{ac}$ entonces:

$$\Psi_{cp,Na} = \frac{c_{a,min}}{c_{Na}} \qquad (17.4.5.5b)$$

pero $\Psi_{cp,Na}$ determinado de la ecuación (17.4.5.5b) no debe tomarse menor que c_{Na}/c_{ac} , donde la distancia crítica a los bordes, c_{ac} , se define en 17.7.6. Para todos los otros casos $\Psi_{cp,Na}$ debe tomarse como la unidad (1,0).

R17.4.5.4 Si los anclajes están localizados cerca de un borde, su resistencia se reduce adicionalmente con respecto a la indicada por el parámetro a A_{Na}/A_{Nao} . Si el menor recubrimiento lateral es mayor o igual a c_{Na} no hay reducción ($\Psi_{ed,Na} = 1$) . Si el recubrimiento es menor que c_{Na} , el factor $\Psi_{ed,Na}$ tiene en cuenta el efecto de borde (Fuchs et al. 1995; Eligehausen et al. 2006a).

17.5 REQUISITOS DE DISEÑO PARA SOLICITACIONES A CORTANTE

R17.5 REQUISITOS DE DISEÑO PARA SOLICITACIONES A CORTANTE

17.5.1 Resistencia del acero del anclaje sometido a cortante

R17.5.1 Resistencia del acero del anclaje sometido a cortante

17.5.1.1 La resistencia nominal de un anclaje a cortante cuando está controlada por el acero, V_{sa} , debe ser evaluada por cálculo con base en las propiedades del material del anclaje y las dimensiones físicas del anclaje. Cuando la resistencia al arran-

R17.5.1.1 La fuerza cortante aplicada a cada anclaje en un grupo puede variar dependiendo de las suposiciones que se hagan de la superficie de arrancamiento y la redistribución de las cargas (véase R17.5.2.1).

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN **COMENTARIO**

camiento del hormigón es uno de los modos potenciales de falla, la resistencia requerida del acero en cortante debe ser consistente con la superficie de falla de arrancamiento supuesta.

17.5.1.2 La resistencia nominal de un anclaje en cortante, V_{sa} , no debe exceder lo establecido en:

a) Para pernos con cabeza preinstalados

$$V_{sa} \leq A_{se,V}\, f_{uta} \qquad (17.5.1.2a)$$

donde $A_{se,V}$ es el área transversal efectiva de un anclaje individual a cortante, en mm², y f_{uta} no debe tomarse mayor que el menor entre **1,9** f_{ya} y 860 MPa.

b) Para anclajes preinstalados de tornillo con cabeza o con gancho y para anclajes pos-instalados donde las camisas no se extienden a través del plano de cortante

$$V_{sa} \leq 0{,}6\, A_{se,V}\, f_{uta} \qquad (17.5.1.2b)$$

donde $A_{se,V}$ es el área transversal efectiva del anclaje a cortante, en mm², y f_{uta} no debe tomarse mayor que el menor entre ***1,9*** f_{ya} y 860 MPa.

c) Para anclajes pos-instalados donde las camisas se extienden a través del plano de cortante, V_{sa} debe basarse en los resultados de los ensayos realizados y evaluados de acuerdo con el ACI 355.2.

De manera alternativa, se puede usar la ecuación (17.5.1.2b).

R17.5.1.2 La resistencia nominal al cortante de los anclajes queda mejor representada como una función de f_{uta} en vez de f_{ya} dado que la mayoría de los materiales para anclajes no exhiben un punto de fluencia bien definido. Los pernos soldados desarrollan una mayor resistencia a cortante del acero que los anclajes con cabeza debido a la fijación proporcionada por la soldadura entre los pernos y la placa base. El uso de las ecuaciones (17.5.1.2a) y (17.5.1.2b) con los factores de carga de 5.3, y los factores ϕ de 17.3.3 dan resistencias de diseño consistentes con ANSI/AISC 360.

El límite de ***1,9*** f_{ya} para f_{uta} es para asegurar que, bajo condiciones de cargas de servicio, la tensión en el anclaje no exceda f_{ya} . El límite de f_{uta} de ***1,9*** f_{ya} fue determinado convirtiendo las disposiciones LRFD a las correspondientes condiciones de cargas de servicio, como se discute en R17.4.1.2.

Para anclajes pos-instalados que tengan una reducción del área de su sección en cualquier punto de la longitud del anclaje, el área de la sección transversal efectiva del anclaje debe ser suministrada por el fabricante. Para barras roscadas y tornillos con cabeza, ANSI/ASME B1.1 (2003) define $A_{se,V}$ como:

$$A_{se,V} = \frac{\pi}{4}\left(d_a - \frac{0{,}9743}{n_t}\right)^2$$

donde n_t es el número de hilos por mm de roscado.

17.5.1.3 Cuando los anclajes se usan con pletinas de apoyo inyectadas con mortero, las resistencias nominales de 17.5.1.2 deben multiplicarse por un factor igual a 0,80.

17.5.2 Resistencia al arrancamiento del hormigón de anclajes a cortante

17.5.2.1 La resistencia nominal al arrancamiento del hormigón por cortante, V_{cb} en un anclaje individual o V_{cbg} de un grupo de anclajes no debe exceder:

a) Para una fuerza cortante perpendicular al borde sobre un anclaje individual:

R17.5.2 Resistencia al arrancamiento del hormigón de anclajes a cortante

R17.5.2.1 Las ecuaciones para la resistencia al cortante fueron desarrolladas con el método DCC (véase R17.3.2). Ellas suponen un ángulo del cono de arrancamiento de aproximadamente 35º (véase la Figura R17.3.2 b) y tienen en cuenta la teoría de mecánica de fractura. El

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN **COMENTARIO**

$$V_{cb} \leq \frac{A_{Vc}}{A_{Vco}} \Psi_{ed,V} \Psi_{c,V} \Psi_{h,V} V_b \qquad (17.5.2.1a)$$

b) Para una fuerza cortante perpendicular al borde sobre un grupo de anclajes

$$V_{cbg} \leq \frac{A_{Vc}}{A_{Vco}} \Psi_{ec,V} \Psi_{ed,V} \Psi_{c,V} \Psi_{h,V} V_b \qquad (17.5.2.1b)$$

c) Para una fuerza cortante paralela a un borde, se permite que V_{cb} o V_{cbg} sea el doble del valor de la fuerza cortante determinada por las ecuaciones (17.5.2.1a) o (17.5.2.1b), respectivamente, suponiendo que la fuerza cortante actúa perpendicular al borde con $\Psi_{ed,V}$ tomado igual a la unidad (1,0).

d) Para anclajes ubicados en una esquina, la resistencia nominal límite al arrancamiento del hormigón debe ser determinada para cada borde, y debe usarse el valor mínimo.

Los factores $\Psi_{ec,V}$, $\Psi_{ed,V}$, $\Psi_{c,V}$ y $\Psi_{h,V}$ se encuentran definidos en 17.5.2.5, 17.5.2.6, 17.5.2.7 y 17.5.2.8, respectivamente. V_b es el valor de la resistencia básica al arrancamiento del hormigón por cortante para un solo anclaje. A_{Vc} es el área proyectada de la superficie de falla sobre un lado del elemento de hormigón en su borde, para un anclaje individual o para un grupo de anclajes. Se puede evaluar A_{Vc} como la base de medio tronco de pirámide proyectada a la cara lateral del elemento donde la parte superior de la media pirámide está definida por el eje de la fila de anclajes seleccionada como crítica. El valor de c_{a1} debe tomarse como la distancia desde el borde hasta dicho eje. A_{Vc} no debe exceder $n\,A_{Vco}$, donde n es el número de anclajes del grupo.

A_{Vco} es el área proyectada para un anclaje individual en un elemento alto con una distancia al borde igual o mayor que **1,5** c_{a1} en dirección perpendicular a la fuerza cortante. Se permite evaluar A_{Vco} como la base de una media pirámide con una longitud lateral paralela al borde de $3\,c_{a1}$ y una profundidad de **1,5** c_{a1} :

$$A_{Vco} \leq 4{,}5\,(c_{a1})^2 \qquad (17.5.2.1c)$$

Cuando los anclajes se encuentran ubicados a distintas distancias del borde y los anclajes están soldados al aditamento de manera que distribuya la fuerza a todos los anclajes, se puede evaluar la resistencia basándose en la distancia desde el borde hasta la fila de anclajes más alejada. En este caso, se puede basar el valor c_{a1} en la distancia desde el efecto en anclajes múltiples, espaciamiento de anclajes, distancia al borde, y espesor del elemento de hormigón sobre la resistencia nominal al arrancamiento del hormigón debido al cortante sobre el anclaje se incluyen al aplicar el factor de reducción A_{Vc}/A_{Vco} en las ecuaciones (17.5.2.1a) y (17.5.2.1b), y $\Psi_{ec,V}$ en la ecuación (17.5.2.1b). Para anclajes alejados del borde, 17.5.2 en general no es determinante. Esos casos, generalmente son gobernados por 17.5.1 y 17.5.3.

La Figura R17.5.2.1a muestra A_{Vco} y el desarrollo de la ecuación (17.5.2.1c). A_{Vco} es la máxima área proyectada para un solo anclaje que se aproxima al área superficial del prisma o cono completo de arrancamiento de un anclaje no afectado por la distancia al borde, el espaciamiento o la profundidad del elemento. La Figura R17.5.2.1b muestra ejemplos de áreas proyectadas para varias disposiciones de anclajes únicos y múltiples. A_{Vc} se aproxima al área total de la superficie del cono de arrancamiento para la disposición particular de los anclajes. Debido a que A_{Vc} es el área total proyectada para un grupo de anclajes, y A_{Vco} es el área para un solo anclaje, no existe necesidad de incluir el número de anclajes en la ecuación.

Tal como se muestra en los ejemplos de la Figura R17.5.2.1b para grupos compuestos por dos anclajes sometidos a cortante, al usar la ecuación (17.5.2.1b) para casos donde el espaciamiento de los anclajes s es mayor que la distancia al borde más cercano $c_{a1,1}$, las dos suposiciones para la distribución de carga ilustradas en los Casos 1 y 2 deben considerarse. Esto se debe a que los anclajes más cercanos al borde libre pueden fallar primero o todo el grupo podría fallar como una unidad con la superficie de falla originada en los anclajes más alejados del borde. Para el Caso 1, la resistencia a cortante del acero es suministrada por ambos anclajes. Para el Caso 2, la resistencia a cortante del acero es suministrada totalmente por el anclaje más alejado del borde. No se considera contribución alguna del anclaje más cercano del borde. Además, es prudente verificar el anclaje más cercano al borde para arrancamiento del hormigón bajo cargas de servicio para inhibir una fisuración poco deseable bajo condiciones de servicio. Si el espaciamiento s entre anclajes es menor que la distancia al borde del anclaje más cercano a éste, las superficies de falla pueden unirse (Eligehausen et al. 2006b) y el Caso 3 de

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN **COMENTARIO**

borde al eje de la fila de anclajes más alejada que fue seleccionada como crítica, y se debe suponer que toda la fuerza cortante será resistida sólo por esta fila crítica de anclajes.

la Figura R17.5.2.1b puede adoptarse como un procedimiento conservador en este caso.

Si los anclajes están soldados a una pletina común (independientemente del espaciamiento entre anclajes ***s***), cuando el anclaje más cercano al borde frontal comience a formar un cono de falla, la fuerza cortante se transferirá al anclaje trasero más rígido y fuerte. Por esta razón, únicamente hay que considerar el Caso 2, lo cual es consistente con la Sección 6.5.5 del *PCI Design Handbook* (PCI MNL-120-10). Para la determinación de la resistencia a cortante del acero es conservador tener solamente en cuenta el anclaje más alejado del borde. No obstante, para anclajes que tengan una relación $s/c_{a1,1}$ menor de 0,6, tanto los anclajes del frente como los de atrás deben suponerse resistiendo cortante (Anderson and Meinheit 2007). Para relaciones $s/c_{a1,1}$ mayores que la unidad, es aconsejable verificar el arrancamiento del hormigón para el anclaje más cercano al borde para evitar una fisuración no deseada bajo condiciones de servicio.

En Primavera et al. (1997) se presenta una discusión sobre el diseño de anclajes múltiples.

Para el caso de anclajes cercanos a una esquina sometidos a fuerzas cortantes con componentes normales a cada borde, una solución satisfactoria es verificar en forma independiente la conexión para cada componente de la fuerza cortante. Otros casos especiales, como la resistencia a cortante de un grupo de anclajes donde todos los anclajes no tienen la misma distancia al borde, están tratados en Eligehausen et al. (2006a).

El caso de una fuerza cortante paralela al borde se muestra en la Figura R17.5.2.1c. La fuerza cortante máxima que puede ser aplicada en dirección paralela al bode, $V_{\parallel}$, cuando está dominada por arrancamiento del cortante, es el doble de la máxima fuerza cortante perpendicular al borde, $V_{\perp}$. Puede ocurrir un caso especial con la fuerza cortante paralela al borde próximo a una esquina. En el ejemplo de un solo anclaje cerca de una esquina (Véase Figura R17.5.2.1d), las disposiciones para cortante en la dirección de la carga deben ser verificadas, además de las disposiciones para cortante en la dirección paralela al borde.

Los requisitos detallados de 17.5.2.1(a) se aplican al caso de una fuerza cortante dirigida hacia un borde. Cuando la fuerza cortante está dirigida

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN **COMENTARIO**

alejándose del borde, la resistencia generalmente está dominada por 17.5.1 ó 17.5.3.

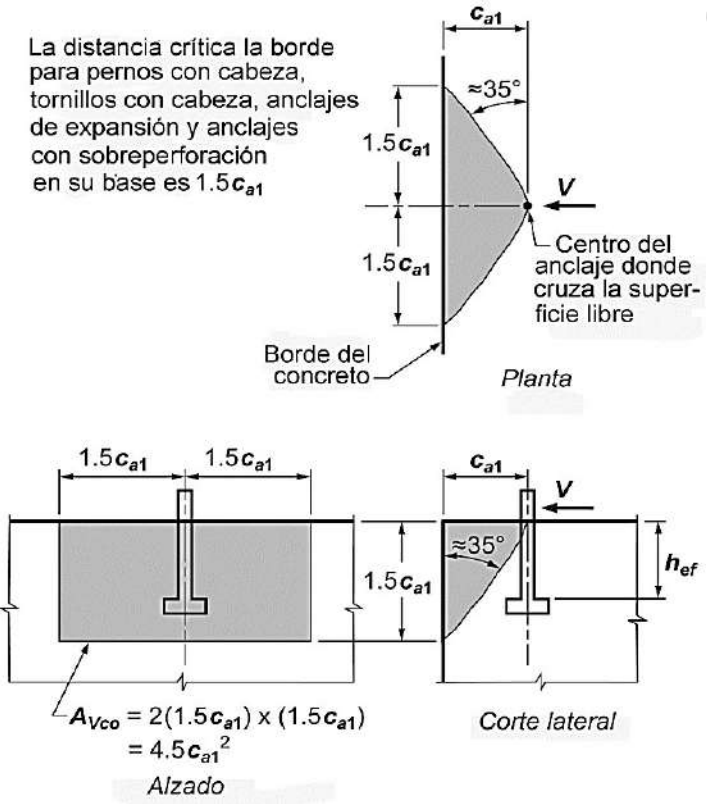


Figura R17.5.2.1a *— Cálculo de* A_{Vco}

Documento

ESPECIFICACIÓN **COMENTARIO**

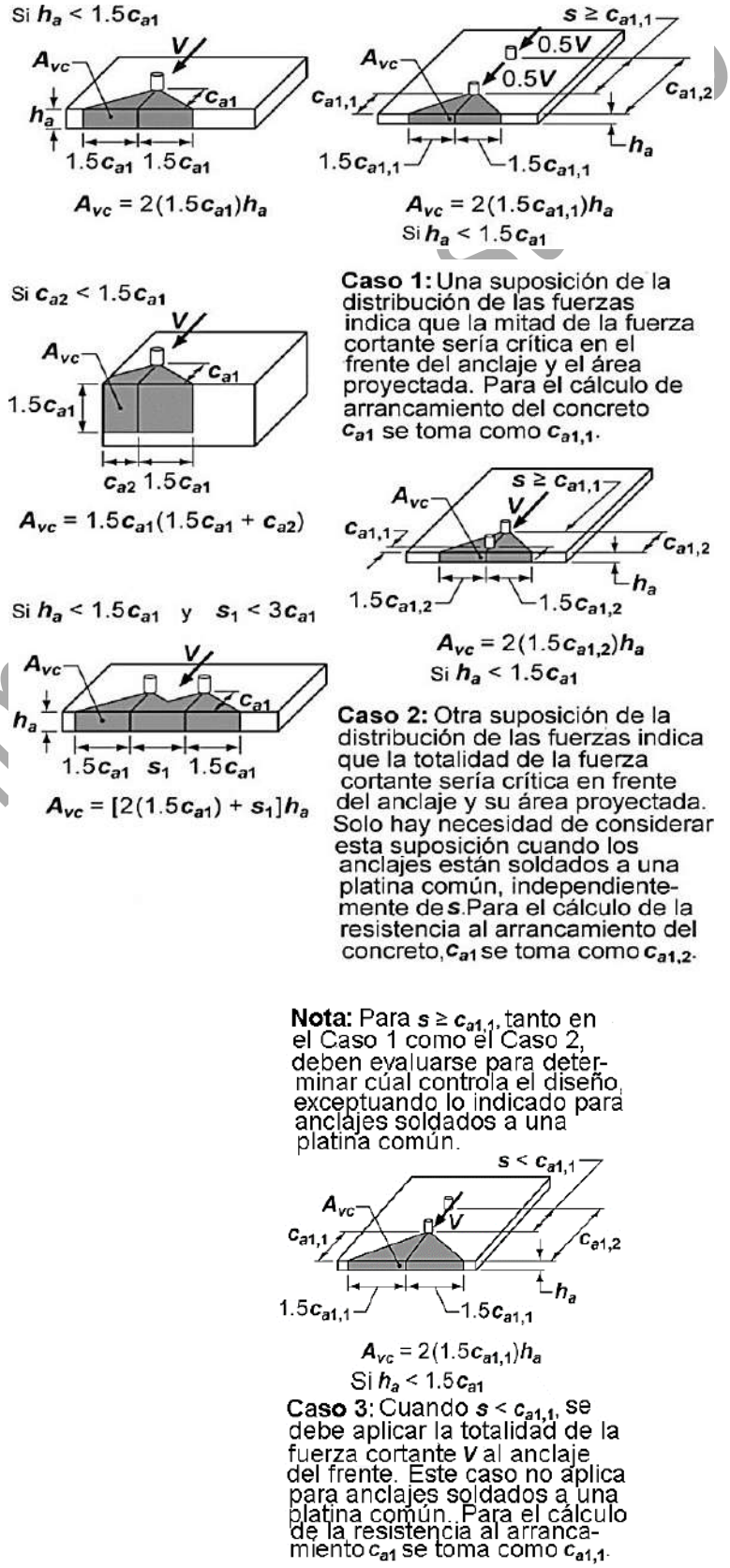


Figura R17.5.2.1b *— Cálculo de A_{Vc} para anclajes individuales y grupos de anclajes*

Document

ESPECIFICACIÓN **COMENTARIO**

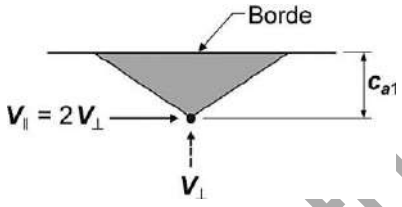


Figura R17.5.2.1c *— Fuerza cortante paralela a un borde.*

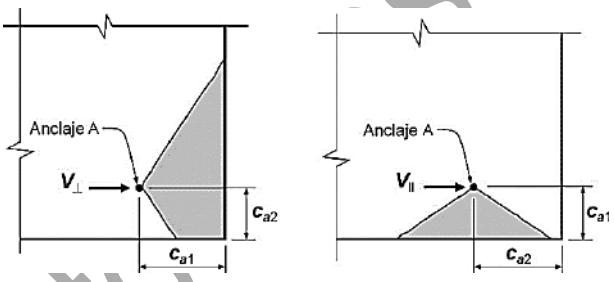


Figura R17.5.2.1d *— Fuerza cortante cerca de una esquina.*

17.5.2.2 La resistencia básica al arrancamiento por cortante del hormigón de un anclaje individual en hormigón fisurado, V_b , debe ser la menor de a) o b):

a)

$$V_b = 0{,}6\left(\frac{l_e}{d_a}\right)^{0,2}\sqrt{d_a}\,\lambda_a\sqrt{f'_c}\,(c_{a1})^{1,5} \quad (17.5.2.2a)$$

donde l_e es la longitud de apoyo de carga del anclaje en cortante:

$l_e = h_{ef}$ para anclajes de rigidez constante en toda la longitud de la sección embebida, tal como anclajes con cabeza y anclajes posinstalados con una camisa tubular en toda la longitud de embebido;

$l_e = 2d_a$ para anclajes de expansión de torque controlado con una camisa espaciadora separada de la camisa de expansión, y

$l_e \le 8d_a$ en todos los casos.

b)

$$V_b = 3{,}7\,\lambda_a\sqrt{f'_c}\,(c_{a1})^{1,5} \quad (17.5.2.2b)$$

R17.5.2.2 Al igual que la capacidad de arrancamiento por tracción, la capacidad de arrancamiento por cortante no aumenta con la superficie de falla, que es proporcional a $(c_{a1})^2$. En cambio, la resistencia aumenta proporcionalmente a $(c_{a1})^{1,5}$ debido a un efecto de tamaño. La resistencia también se ve influenciada por la rigidez y diámetro del anclaje (Fuchs et al. 1995; Eligehausen and Balogh 1995; Eligehausen et al. 1987/1988; Eligehausen et al. 2006b). La influencia de la rigidez y diámetro del anclaje no es aparente en anclajes de diámetro grande (Lee et al. 2010) resultando en una limitación de la resistencia a cortante por arrancamiento del hormigón dada por la ecuación (17.5.2.2b).

La constante, **0,6** en la ecuación de la resistencia a cortante fue determinada a partir de los ensayos descritos en Fuchs et al. (1995), con el percentil del 5 % ajustado para la fisuración.

17.5.2.3 Para los pernos preinstalados con cabeza, tornillos con cabeza o con gancho, que están soldados en forma continua a aditamentos de acero, con un espesor mínimo igual al mayor entre 10 mm y a la mitad del diámetro del anclaje, la resistencia básica al arrancamiento del hormigón en cortante de un solo anclaje en hormigón fisurado,

R17.5.2.3 Para el caso especial de tornillos con cabeza preinstalados, continuamente soldados a un aditamento, los resultados de ensayos (Shaikh and Yi 1985) muestran que de alguna forma existe una mayor resistencia a cortante, posiblemente debido a la conexión rígida de sol-

Document Studio

ESPECIFICACIÓN **COMENTARIO**

V_b no debe exceder el menor valor obtenido de las ecuaciones (17.5.2.2b) y (17.5.2.3):

$$V_b = 0{,}66\left(\frac{l_e}{d_a}\right)^{0,2}\sqrt{d_a}\,\lambda_a\sqrt{f'_c}\,(c_{a1})^{1,5} \quad (17.5.2.3)$$

donde l_e se define en 17.5.2.2 y siempre que:

a) Para un grupo de anclajes, la resistencia sea determinada con base en la resistencia de la fila de anclajes más alejada del borde;

b) El espaciamiento ***s*** de los anclajes no sea menor de 65 mm.

c) Se coloque armadura suplementaria en las esquinas si $c_{a2} \le 1{,}5\,h_{ef}$.

17.5.2.4 Cuando los anclajes están localizados en secciones angostas de espesor limitado de tal manera que tanto la distancia al borde c_{a2} como el espesor h_a sean menores que **1,5** c_{a1} el valor de c_{a1} empleado para determinar A_{Vc} de acuerdo con 17.5.2.1 y en las ecuaciones en los artículos 17.5.2.1 a 17.5.2.8 no debe exceder al mayor de:

a) $c_{a2}/1{,}5$, donde c_{a2} es la mayor distancia al borde.

b) $h_a/1{,}5$.

c) $s/3$, donde ***s*** es el máximo espaciamiento entre anclajes de un grupo, medido en la dirección perpendicular a la dirección del cortante.

dadura que sujeta el perno de manera más efectiva que un aditamento con una separación. Debido a esto, el valor básico a cortante para esos anclajes, se aumenta, pero el límite superior de la ecuación (17.5.2.2b) se mantiene debido a la ausencia de ensayos con anclajes de diámetro grande soldados a aditamentos de acero que justifiquen un valor mayor que el obtenido a través de la ecuación (17.5.2.2b). El diseño de armaduras suplementarias se discute en CEB (1997), Eligehausen et al. (1997/1998), and Eligehausen and Fuchs (1988).

R17.5.2.4 Para el caso de anclajes localizados en secciones angostas de espesor limitado donde las distancias al borde, perpendiculares a la dirección de la carga y el espesor del elemento son menores a **1,5** c_{a1} , la resistencia al arrancamiento por cortante calculada con base al Método DCC (véase R17.3.2) conduce a resultados extremadamente conservadores. Estos casos especiales fueron estudiados para el Método Kappa (Eligehausen and Fuchs 1988) y el problema fue señalado por Lutz (1995). De manera similar a las aproximaciones usadas para el arrancamiento del hormigón por tracción en 17.4.2.3, la resistencia al arrancamiento del hormigón a cortante es evaluada de una manera más precisa si el valor de c_{a1} a usarse en las ecuaciones en 17.5.2.1 a 17.5.2.8 y el cálculo de A_{Vc} se limita a un máximo de dos tercios de la mayor de las dos distancias a los bordes perpendiculares a la dirección del cortante, dos tercios del ancho del elemento, y un tercio del espaciamiento máximo entre los anclajes dentro del grupo, medido perpendicularmente a la dirección del cortante. El límite para c_{a1} de un tercio del espaciamiento máximo entre los anclajes dentro del grupo evita que se utilice una resistencia calculada con base en prismas de arrancamiento individual para una configuración de anclajes en grupo.

Este enfoque se ilustra en la Figura R17.5.2.4. En este ejemplo, el valor límite de c_{a1} se denota como c'_{a1} y es utilizado en el cálculo de A_{Vc} , A_{Vco} , $\Psi_{ed,V}$ y $\Psi_{h,V}$, e igualmente, para V_b (no se muestra). El requisito de 17.5.2.4 puede ser visualizado trasladando la superficie de arrancamiento real del hormigón originada en c_{a1} hacia la superficie de hormigón en la dirección de la carga de cortante aplicada. El valor de c_{a1} usado

Documento en estudio

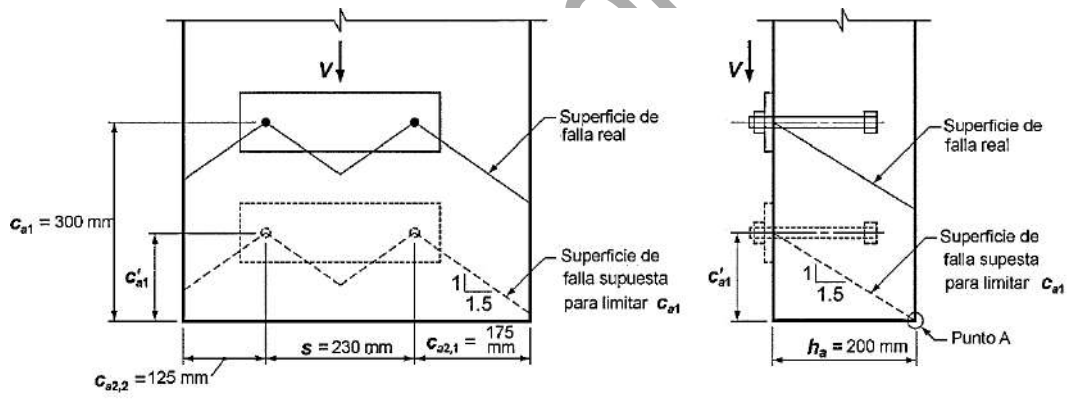
ESPECIFICACIÓN **COMENTARIO**

para calcular A_{Vc} y en las ecuaciones en 17.5.2.1 a 17.5.2.8 se determina cuando:

a) una frontera exterior de la superficie de falla primero intersecta la superficie del hormigón, o

b) la intersección de la superficie de arrancamiento de los anclajes dentro del grupo primero intersecta la superficie del hormigón.

Para el ejemplo de la Figura R17.5.2.4, el punto "A" señala la intersección de la superficie de falla supuesta para limitar c_{a1} con la superficie de hormigón.



1. El valor real de c_{a1} = 300 mm.
2. Las dos distancias al borde c_{a2} igual que *ha* son todas menores que 1,5 c_{a1} .
3. El valor limitante de c_{a1} (mostrado como c'_{a1} en la figura) para ser utilizado en el cálculo de A_{Vc} y en las ecuaciones en 17.5.2.1 a 17.5.2.8 se determina como el mayor de:

   $c_{a2,max}/1{,}5$ = 175 mm/1,5 = 117 mm

   $h_a/1{,}5$ = 200 mm/1,5 = 133 mm (¡controla!)

   $s/3$ = 230 mm/3 = 77 mm
4. Para este caso, A_{Vc} , A_{Vco} , $\Psi_{ed,V}$ y $\Psi_{h,V}$ se determinan como sigue a continuación:

   A_{Vc} = (125+230+175) (1,5x133) =105 735 mm^2

   A_{Vco} = 4,5 (133)^2 = 79 600 mm

   $\Psi_{ed,V}$ = 0,7+(0,3x125)/133 = 0,98

   $\Psi_{h,V}$ = 1,0 debido a que $c_{a1} = h_a/1{,}5$.

   El punto A muestra la intersección de la superficie de falla supuesta con la superficie del hormigón que establece el valor limitante de c_{a1} .

Figura R17.5.2.4 *— Ejemplo de cortante donde los anclajes están localizados en elementos angostos de espesor limitado*

17.5.2.5 El factor de modificación para grupos de anclajes cargados excéntricamente, $\Psi_{ec,V}$, debe calcularse como:

$$\Psi_{ec,V} = \frac{1}{1 + \frac{2\,e'_V}{3\,c_{a1}}} \qquad (17.5.2.5)$$

R17.5.2.5 Este artículo presenta un factor de modificación para la fuerza cortante excéntrica dirigida hacia un borde en un grupo de anclajes. Si la fuerza cortante se origina por encima del plano de la superficie de hormigón, el cortante debe ser primero resuelto como un cortante en

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN **COMENTARIO**

pero $\Psi_{ec,V}$ no debe tomarse mayor que la unidad (1,0).

Si la carga en un grupo de anclajes es tal que sólo algunos anclajes se encuentran cargados en corte en la misma dirección, sólo los anclajes que están cargados en corte en la misma dirección pueden ser considerados al determinar la excentricidad e'_V para ser usada en la ecuación (17.5.2.5) y para calcular V_{cbg} en la ecuación (17.5.2.1b)

el plano de la superficie de hormigón, con un momento que puede o no causar tracción en los anclajes, dependiendo de la fuerza normal. La Figura R17.5.2.5 define el término e'_V para calcular el factor de modificación $\Psi_{ec,V}$ que tiene en cuenta el hecho de que se aplica una mayor fuerza cortante sobre un anclaje que en otros, tendiendo a abrir el hormigón cercano a un borde.

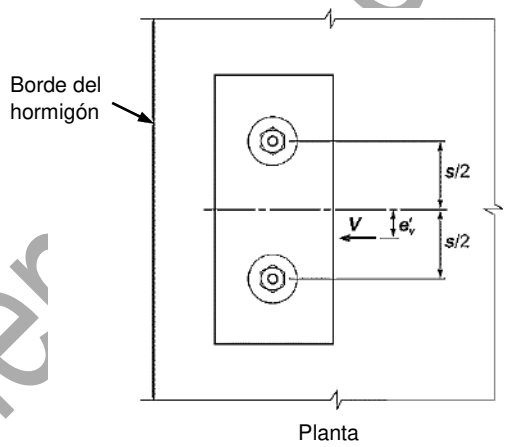


Figura R17.5.2.5 *— Definición de* e'_V *para un grupo de anclajes*

17.5.2.6 El factor de modificación para el efecto del borde para anclajes sencillos o grupos de anclajes cargados en cortante, $\Psi_{ed,V}$, debe calcularse como sigue, utilizando el menor valor de c_{a2} :

si $c_{a2} \geq 1{,}5\, c_{a1}$ entonces:

$$\Psi_{ed,V} = 1 \qquad (17.5.2.6a)$$

si $c_{a2} < 1{,}5\, c_{a1}$ entonces:

$$\Psi_{ed,V} = 0{,}7 + 0{,}3\, \frac{c_{a2}}{1{,}5\, c_{a1}} \qquad (17.5.2.6b)$$

17.5.2.7 Para anclajes ubicados en una región de un elemento de hormigón donde el análisis indica que no hay fisuración debido a cargas de servicio, se permite el siguiente factor de modificación:

$\Psi_{c,V} = 1{,}4$

Para anclajes ubicados en una región de un elemento de hormigón, donde el análisis indica fisuración para niveles de cargas de servicio, se permiten los siguientes factores de modificación:

$\Psi_{c,V} = 1{,}0$ para anclajes en hormigón fisurado sin armadura suplementaria o con armadura de borde menor que una barra de diámetro d_b 12 mm,

Documento de estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO

$\Psi_{c,V} = 1,2$ para anclajes en hormigón fisurado con armadura consistente en una barra de diámetro $d_b \geq 12$ mm, localizadas entre el anclaje y el borde,

$\Psi_{c,V} = 1,4$ para anclajes en hormigón fisurado con armadura consistente en una barra de diámetro $d_b \geq 12$ mm, localizada entre el anclaje y el borde, y con la armadura confinada por estribos espaciados a no más de 100 mm.

17.5.2.8 El factor de modificación para anclajes ubicados en un elemento de hormigón, donde $h_a < 1,5\, c_{a1}$, $\Psi_{h,V}$ debe calcularse así:

$$\Psi_{h,V} = 10\, d_a \sqrt{\frac{1,5\, c_{a1}}{h_a}} \qquad (17.5.2.8)$$

pero $\Psi_{h,V}$ no debe tomarse menor que la unidad (1,0).

17.5.2.9 Donde la armadura del anclaje se desarrolla de acuerdo con el Capítulo 25, a ambos lados de la superficie de ruptura, o encierra al anclaje y se desarrolla más allá de la superficie de ruptura, para determinar ϕV_n se permite usar la resistencia de diseño de la armadura del anclaje en vez de la resistencia al arrancamiento del hormigón. Se debe usar un factor de reducción de resistencia $\phi = 0,75$ para el diseño de la armadura del anclaje.

R17.5.2.8 Para anclajes ubicados en un elemento de hormigón donde $h_a < 1,5\, c_{a1}$, ensayos (CEB 1997; Eligehausen et al. 2006b) han demostrado que la resistencia al arrancamiento del hormigón en cortante no es directamente proporcional al espesor del elemento h_a . El factor $\Psi_{h,V}$ tiene en cuenta este efecto.

R17.5.2.9 Para condiciones donde la fuerza de cortante mayorada excede a la resistencia al arrancamiento del hormigón del anclaje o anclajes a cortante, o donde la resistencia al arrancamiento no es evaluada, la resistencia nominal puede ser aquella de la armadura del anclaje anclado adecuadamente como lo señala la Figura R17.5.2.9(a) y (b). Para asegurar la fluencia de la armadura del anclaje, la armadura del anclaje que lo confina en la Figura R17.5.2.9(a) debe estar en contacto con el anclaje y ubicado lo más cerca posible de la superficie de hormigón. Las investigaciones (Eligehausen et al. 2006b) en que se basan las disposiciones para el confinamiento de la armadura (véase Figura R17.5.2.9(a)) se limitó la armadura del anclaje con un diámetro máximo similar al de la barra d_b 16 mm. El doblez de mayor radio asociado con los diámetros de las barras más grandes puede reducir significativamente la efectividad del anclaje y por lo tanto, no se recomienda una armadura del anclaje con un diámetro $d_b \geq 20$ mm.

La armadura también puede consistir en estribos y amarres (así como horquillas) confinando la armadura de borde embebida en el cono de arrancamiento y colocada lo más cerca posible de los anclajes (véase Figura R17.5.2.9(b)). En general sólo las armaduras separadas a menos del menor entre $0,5\, c_{a1}$ y $0,3\, c_{a2}$ medidas desde la línea central del anclaje deben ser incluidas como armadura del anclaje. En este caso, la armadura del anclaje debe desarrollarse a ambos lados de la superficie de arrancamiento. Por razones de

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN **COMENTARIO**

equilibrio, debe existir una armadura de borde. Las investigaciones en que se basan estas disposiciones se limitan a la armadura del anclaje con un diámetro máximo similar al de la barra d_b = 20 mm. Los modelos biela-tirante pueden también utilizarse para diseñar la armadura del anclaje.

Debido a que la armadura del anclaje está ubicada por debajo de donde se aplica el cortante (véase Figura R17.5.2.9(b)), la fuerza en la armadura del anclaje es mayor que la fuerza cortante. Al dimensionar la armadura del anclaje, se recomienda usar un factor de reducción de resistencia ϕ = 0,75 como el que se usa para cortante y en los modelos biela-tirante. En la práctica, la armadura del anclaje en general se limita al uso con anclajes preinstalados.

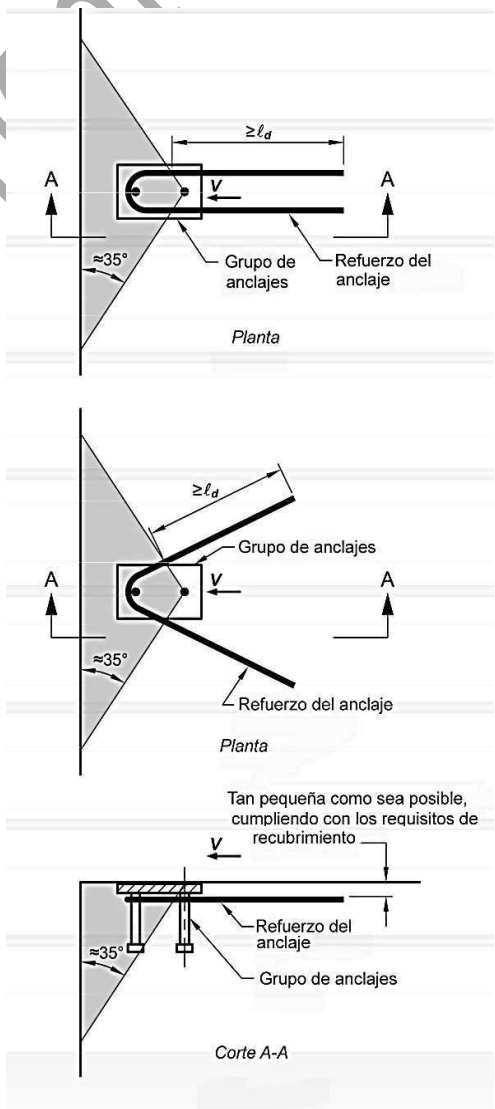


Figura R17.5.2.9(a) *— Armadura de anclaje para cortante en forma de horquilla*

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN **COMENTARIO**

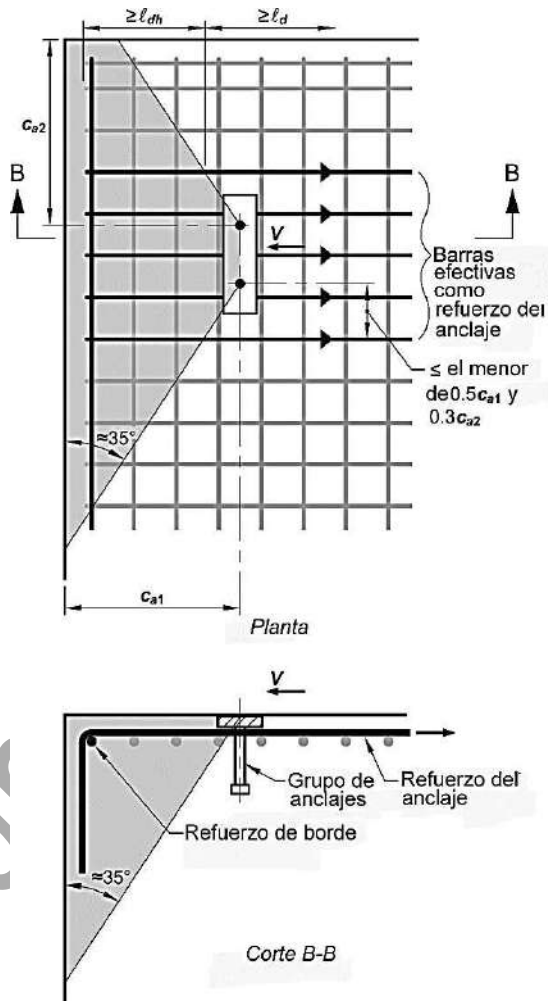


Figura R17.5.2.9(b) *— Armadura de anclaje y armadura de borde para cortante.*

17.5.3 Resistencia al desprendimiento del hormigón por cabeceo del anclaje sometido a cortante

17.5.3.1 La resistencia nominal al desprendimiento por cabeceo del anclaje causado por cortante, para un anclaje individual V_{cp} o para un grupo de anclajes V_{cpg} no debe exceder:

a) para un solo anclaje:

$$V_{cp} \leq k_{cp} N_{cp} \qquad (17.5.3.1a)$$

Para anclajes preinstalados de expansión y con sobre-perforación en su base, N_{cp} debe tomarse como N_{cb} calculado por medio de la ecuación (17.4.2.1a) y para anclajes adheridos, N_{cp} debe ser el menor de N_a determinado por medio de la ecuación (17.4.5.1a) y N_{cb} determinado por medio de la ecuación (17.4.2.1a).

b) Para un grupo de anclajes

$$V_{cpg} \leq k_{cp} N_{cpg} \qquad (17.5.3.1b)$$

R17.5.3 Resistencia al desprendimiento del hormigón por cabeceo del anclaje sometido a cortante

R17.5.3.1 En la referencia Fuchs et al. (1995) se indica que la resistencia al desprendimiento por cabeceo del anclaje causado por cortante puede ser aproximada a una o dos veces la resistencia de tracción del anclaje con el valor menor adecuado de h_{ef} que sea menor que 65 mm. Debido a que es posible que la resistencia de adherencia de anclajes adheridos sea menor que la resistencia al arrancamiento del hormigón, es necesario considerar tanto 17.4.2.1 como 17.4.5.1 en la determinación de la resistencia al desprendimiento por cabeceo del anclaje.

ESPECIFICACIÓN **COMENTARIO**

Para anclajes preinstalados de expansión y con sobre-perforación en su base, N_{cpg} debe tomarse como N_{cbg} calculado por medio de la ecuación (17.4.2.1b) y para anclajes adheridos, N_{cpg} debe ser el menor de N_{ag} determinado por medio de la ecuación (17.4.5.1b) y N_{cbg} determinado por medio de la ecuación (17.4.2.1b).

En las ecuaciones (17.5.3.1a) y (17.5.3.1b),

k_{cp} = **1,0** para $h_{ef} \leq$ 65 mm

k_{cp} = **2,0** para $h_{ef} >$ 65 mm.

17.6 INTERACCIÓN DE LAS FUERZAS DE TRACCIÓN Y CORTANTE

A menos que sea determinado de acuerdo con 17.3.1.3, los anclajes o grupo de anclajes que se encuentran sometidos tanto a cargas axiales como de cortante, deben ser diseñados para satisfacer las disposiciones de 17.6.1 a 17.6.3. Los valores de ϕN_n y ϕV_n deben ser las resistencias requeridas determinadas de acuerdo con 17.3.1.1 o de acuerdo con 17.2.3.

17.6.1 Si $V_{ua}/(\phi V_n) \leq$ **0,2** para la resistencia que gobierne en cortante, entonces se permite usar la resistencia total en tracción: $\phi N_n \geq N_{ua}$.

17.6.2 Si $N_{ua}/(\phi N_n) \leq$ **0,2** para la resistencia que gobierne en tracción, entonces se permite usar la resistencia total por cortante: $\phi V_n \geq V_{ua}$.

17.6.3 Si $V_{ua}/(\phi V_n) >$ **0,2** para la resistencia que gobierne en cortante y $N_{ua}/(\phi N_n) >$ **0,2** para la resistencia que gobierne en tracción, entonces:

$$\frac{N_{ua}}{\phi N_n} + \frac{V_{ua}}{\phi V_n} \leq 1{,}2 \qquad (17.6.3)$$

R17.6 INTERACCIÓN DE LAS FUERZAS DE TRACCIÓN Y CORTANTE

Tradicionalmente, la interacción tracción-cortante se ha expresado como:

$$\left(\frac{N_{ua}}{N_n}\right)^{\zeta} + \left(\frac{V_{ua}}{V_n}\right)^{\zeta} \leq 1{,}0$$

donde ζ varía de 1 a 2. La presente recomendación trilineal es una simplificación de la expresión cuando $\zeta = 5/3$ (véase Figura R17.6). Estos límites fueron escogidos para ahorrarse los cálculos de la interacción cuando la segunda fuerza es muy pequeña. Sin embargo, para cumplir con 17.3.1.3, se puede emplear cualquier otra expresión de interacción que sea verificada por ensayos.

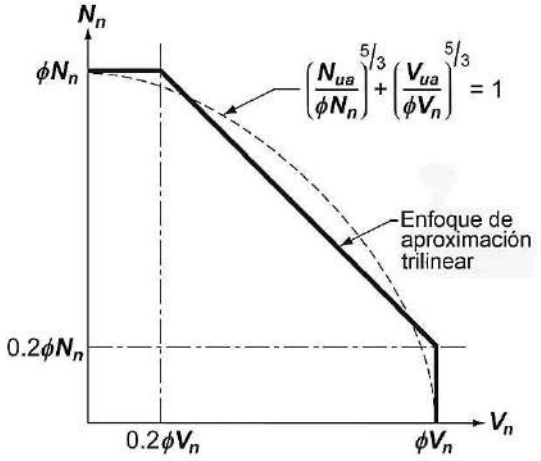


Figura R17.6 *— Ecuación de interacción para cortante y tracción axial.*

17.7 DISTANCIAS AL BORDE, ESPACIAMIENTOS Y ESPESORES REQUERIDOS PARA EVITAR LAS FALLAS POR HENDIMIENTO

Los espaciamientos mínimos y distancias al borde para anclajes, y los espesores mínimos de los elementos deben cumplir con 17.7.1 hasta 17.7.6, a

R17.7 DISTANCIAS AL BORDE, ESPACIAMIENTOS Y ESPESORES REQUERIDOS PARA EVITAR LAS FALLAS POR HENDIMIENTO

Los espaciamientos mínimos, distancias al borde y los espesores mínimos dependen en

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN **COMENTARIO**

menos que se coloque armadura suplementaria para controlar el hendimiento. Se permiten valores menores para determinados productos basados en ensayos específicos realizados de acuerdo con ACI 355.2 ó ACI 355.4.

gran medida de las características de los anclajes. Las fuerzas de instalación y las torsiones en los anclajes pos-instalados pueden provocar hendimiento del hormigón que lo rodea. Ese hendimiento también puede ser producido por la torsión subsiguiente, durante la conexión de las fijaciones al anclaje, inclusive en anclajes preinstalados. La principal fuente de valores para los espaciamientos mínimos, distancias al borde y espesores para anclajes pos-instalados deben ser los ensayos específicos para el producto de ACI 355.2 y ACI 355.4. Sin embargo, en algunos casos, los productos específicos son desconocidos en el momento del diseño. Se proveen valores aproximados para usar en los diseños.

17.7.1 Espaciamiento mínimo

A menos que se determinen siguiendo 17.7.4, el espaciamiento mínimo centro a centro de los anclajes debe ser de $\mathbf{4}d_a$ para anclajes preinstalados que no serán sometidos a torsión, y $\mathbf{6}d_a$ para anclajes preinstalados y pos-instalados que serán sometidos a torsión.

17.7.2 Anclajes sin torsión

A menos que se determine de acuerdo con 17.7.4, las distancias mínimas al borde para los anclajes preinstalados que no serán sometidos a torsión deben basarse en los requisitos mínimos de recubrimiento para la armadura de 20.6.1. Para los anclajes preinstalados que serán sometidos a torsión, la distancia mínima al borde es $\mathbf{6}d_a$.

R17.7.2 Anclajes sin torsión

Debido a que el recubrimiento del borde sobre un embebido profundo cercano al borde puede tener un efecto significativo en la resistencia al desprendimiento lateral de 17.4.4, además de los requisitos de recubrimiento normal del hormigón, puede ser ventajoso utilizar un recubrimiento mayor para aumentar la resistencia al desprendimiento lateral.

17.7.3 Distancia al borde

A menos que sea determinado de acuerdo con 17.7.4, las distancias mínimas al borde para anclajes pos-instalados deben basarse en el mayor de los requisitos mínimos de recubrimiento especificado para armaduras de 20.6.1, o los requisitos para la distancia mínima al borde para los productos determinados por medio de ensayos realizados de acuerdo con ACI 355.2 ó ACI 355.4, y no deben ser menores que el doble del tamaño máximo del agregado. En ausencia de información sobre los ensayos específicos para los productos según ACI 355.2 ó ACI 355.4, la distancia mínima al borde no debe ser menor de:

Anclajes adheridos	**6** d_a
Anclajes con sobre-perforación en su base	**6** d_a
Anclajes controlados por torque	**8** d_a
Anclajes controlados por desplazamiento .	**10** d_a

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN **COMENTARIO**

17.7.4 Anclajes que no producen hendimiento ni torsión

Para los anclajes donde la instalación no produce una fuerza de hendimiento y que no serán sometidos a torsión, si la distancia al borde o espaciamiento es menor al especificado en 17.7.1 a 17.7.3, los cálculos deben realizarse sustituyendo d_a por un valor menor d_a' que cumpla con los requisitos de 17.7.1 a 17.7.3. Las fuerzas calculadas aplicadas al anclaje deben limitarse a los valores que corresponden a un anclaje de diámetro d_a' .

R17.7.4 Anclajes que no producen hendimiento ni torsión

En algunos casos, puede ser deseable usar un anclaje de diámetro mayor que el permitido por 17.7.1 a 17.7.3. En estos casos, se puede usar un anclaje de diámetro mayor siempre y cuando la resistencia de diseño del anclaje se base en un anclaje supuesto de diámetro menor d_a' .

17.7.5 Distancia efectiva al borde

A menos que se determine por medio de ensayos realizados de acuerdo con ACI 355.2, el valor de h_{ef} para un anclaje pos-instalado, de expansión o con sobre-perforación en su base, no debe exceder al mayor entre 2/3 del espesor del elemento, h_a , o el espesor del elemento menos 100 mm.

R17.7.5 Distancia efectiva al borde

Las fallas por hendimiento son causadas por la transferencia de carga entre el tornillo y el hormigón. La limitación en el valor de h_{ef} no es aplicable a anclajes preinstalados y adheridos debido a que las fuerzas de hendimiento asociadas con este tipo de anclajes son menores que para anclajes preinstalados y de expansión o con sobre-perforación en la base.

Para todos los anclajes pos-instalados, la máxima profundidad de embebido para un espesor dado del elemento debe limitarse en la medida que se requiera evitar el desprendimiento de la cara de atrás en el lado opuesto del elemento de hormigón durante el taladrado y colocación del anclaje. Esto depende de numerosas variables tales como el tipo de anclaje, procedimiento de taladrado, tipo y tamaño del taladro, presencia de armadura, y resistencia y estado del hormigón.

17.7.6 Distancia crítica al borde, c_{ac}

A menos que se determine mediante ensayos de tracción, de acuerdo con el ACI 355.2 ó ACI 355.4, la distancia crítica de borde c_{ac} no debe tomarse menor que:

Anclajes adheridos	**2 h_{ef}**
Anclajes con sobre-perforación en su base	**2,5 h_{ef}**
Anclajes de expansión de torsión controlada	**4 h_{ef}**
Anclajes de expansión de desplazamiento controlado	**4 h_{ef}**

R17.7.6 Distancia crítica al borde, c_{ac}

La distancia crítica de borde c_{ac} se determina en ACI 355.2 ó ACI 355.4, y sólo es aplicable en diseños para hormigón no fisurado. Para poder permitir este tipo de anclajes cuando no se dispone de información específica del producto, se dan valores conservadores de c_{ac} . Las investigaciones han indicado que los requisitos en los ensayos de esquina no se cumplen con $c_{a,min} = 1{,}5\, h_{ef}$ para muchos anclajes de expansión y algunos anclajes con sobre-perforación en su base porque la instalación de este tipo de anclajes introduce tensiones de tracción por hendimiento en el hormigón, las que aumentan durante la aplicación de carga produciendo potencialmente una falla de hendimiento prematuro.

Similarmente, los anclajes adheridos que cumplen la máxima profundidad de embebido de

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
	17.7.5 pueden no cumplir el ensayo de esquina con $c_{a,min} = c_{Na}$ debido a los esfuerzos de flexión adicionales inducidos en el elemento por el anclaje.
17.7.7 Documentos de construcción Los documentos de construcción deben especificar los anclajes con la distancia mínima al borde que se supuso en el diseño.	
17.8 INSTALACIÓN E INSPECCIÓN DE LOS ANCLAJES	**R17.8 INSTALACIÓN E INSPECCIÓN DE LOS ANCLAJES**
17.8.1 Personal calificado Los anclajes deben ser instalados por personal calificado de acuerdo con los documentos de construcción y, donde sean aplicables, las instrucciones del fabricante. Los documentos de construcción deben requerir que la instalación de anclajes pos-instalados se realice de acuerdo con las Instrucciones de instalación impresas del fabricante (IIIF) [Manufacturer's Printed Installation Instructions (MPII)]. La instalación de anclajes adheridos debe realizarse por personal entrenado para instalar anclajes adheridos.	**R17.8.1 Personal calificado** Muchas características de comportamiento de los anclajes dependen de una instalación adecuada del anclaje. La instalación de anclajes adheridos debe ser realizada por personal calificado para el sistema de anclaje y el procedimiento de instalación que se utilizará. El personal de construcción puede certificarse por medio de un programa de certificación. Para anclajes preinstalados, debe tenerse cuidado que el anclaje esté asegurado al encofrado y orientado de acuerdo con los documentos de construcción. Más aún, debe tenerse cuidado que el hormigón alrededor del anclaje quede adecuadamente consolidado. La inspección es particularmente importante en anclajes pos-instalados para asegurarse que las instrucciones impresas del fabricante (IIIF) se han seguido. Para anclajes adheridos se recomienda inspección continua por parte de inspectores calificados para asegurar que se sigan los procedimientos de instalación. La resistencia y capacidad de deformación de los anclajes pos-instalados deben evaluarse siguiendo los procedimientos para ensayos de aceptación de ACI 355.2 ó ACI 355.4. Estos ensayos se realizan bajo la premisa de que las instrucciones impresas de instalación del fabricante se han seguido (en el caso de anclajes adheridos, las IIIF). Cierto tipo de anclajes pueden ser sensibles a variaciones del diámetro de la perforación, condiciones de limpieza, orientación del eje del anclaje, magnitud del torque de instalación, ancho de las fisuras, y otras variables. Parte de la sensibilidad se tiene en cuenta indirectamente por medio de los valores asignados de ϕ para las diferentes categorías de anclajes, que a su vez dependen en parte de los resultados de los ensayos de seguridad de instalación. Pueden presentarse desviaciones importantes con respecto a los resultados de los ensayos realizados de acuerdo con ACI 355.2 ó ACI

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN **COMENTARIO**

355.4 si los componentes del sistema de anclaje se varían, o si los criterios o procedimientos de instalación del anclaje varían con respecto a los especificados.

17.8.2 Supervisión

La instalación de anclajes debe ser supervisada de acuerdo con 1.9 y la Norma general de construcción. Los anclajes adheridos deben cumplir también con 17.8.2.1 a 17.8.2.4.

17.8.2.1 Para anclajes adheridos, los documentos de construcción deben especificar la carga de prueba cuando ésta se requiera según ACI 355.4. Los documentos de construcción deben también especificar todos los parámetros asociados con la tensión característica de adherencia, de acuerdo con 17.4.5, utilizado en el diseño, incluyendo edad mínima del hormigón, rango aceptable de temperaturas del hormigón, condiciones de humedad del hormigón en el momento de la instalación, el tipo de hormigón liviano, si es aplicable, y requisitos para la preparación y taladrado de la perforación.

R17.8.2.1 Debido a la sensibilidad de la resistencia de adherencia a la instalación, la inspección en obra es importante para anclajes adheridos. Cuando sea apropiado, debe establecerse un programa de cargas de prueba en los documentos de construcción. Para anclajes adheridos, los documentos de construcción deben indicar todos los parámetros relevantes de la tensión característica de adherencia, utilizada en diseño. Estos parámetros deben incluir, sin limitarse a:

a) Ambiente aceptable para la instalación del anclaje (hormigón seco o saturado, rango de temperaturas del hormigón).

b) Métodos de taladrado aceptables.

c) Procedimientos de limpieza del hueco de la perforación.

d) Tipo de anclaje y rango de tamaños (barras roscadas o barras de armadura).

La limpieza del hueco tiene por objeto retirar los residuos y el polvo del proceso de taladrado de tal manera que no se afecte la adherencia. Dependiendo de las condiciones en el sitio, la limpieza puede incluir operaciones de remoción de los residuos con una aspiradora de vacío o con aire comprimido, cepillado mecánico de la perforación para remover el polvo de la superficie interna, y un paso final para remover los residuos y polvo, usualmente con aire comprimido. Cuando se utilice un taladro de núcleos refrigerado con agua, las perforaciones se pueden limpiar con agua y luego secar con aire comprimido. Si los anclajes se instalan en lugares donde el hormigón está saturado (por ejemplo, localizaciones al exterior expuestas a la intemperie), el material de residuo de la perforación debe removerse por otros métodos. En todos los casos, los procedimientos a emplear deben estar claramente descritos en los documentos impresos del fabricante que acompañan el producto. Estas instrucciones de instalación impresas, proveen los rangos de temperatura del hormigón, el

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
	efecto de presencia de agua durante la instalación, los procedimientos necesarios para una inyección del adhesivo sin vacíos, y los requisitos para un curado apropiado del adhesivo, constituyen una parte integral del sistema de anclaje y se utilizan en la calificación del anclaje de acuerdo con ACI 355.4.
17.8.2.2 La instalación de anclajes adheridos horizontales o inclinados hacia arriba para soportar cargas permanentes en tracción debe realizarse por personal certificado por medio de un programa aplicable de certificación. La certificación debe incluir pruebas escritas y de idoneidad de acuerdo con el programa ACI/CRSI Certificación de instaladores de anclajes adheridos (ACI/CRSI Adhesive Anchor Installer Certification), o equivalente.	**R17.8.2.2** La sensibilidad de los anclajes adheridos a la orientación de instalación, combinada con la presencia de cargas permanentes de tracción, constituye un imperativo para exigir que el instalador esté certificado. La certificación puede ser apropiada también para otras instalaciones de productos asociados con seguridad especial. La certificación se establece por medio de una evaluación independiente tal como el ACI/CRSI Adhesive Anchor Installation Certification Program, o programas similares con requisitos equivalentes. Adicionalmente, los instaladores deben recibir instrucción a través de entrenamiento en productos específicos ofrecidos por los fabricantes de sistemas calificados de anclajes.
17.8.2.3 La aceptación de un programa de certificación diferente del programa ACI/CRSI Adhesive Anchor Installer Certification es responsabilidad del profesional facultado para diseñar.	**R17.8.2.3** Para efectos de cumplir con 17.8.2.3, un programa de certificación de instaladores equivalente debe examinar al instalador de anclajes adheridos sobre sus conocimientos y destrezas de una forma objetiva y sin sesgos por medio de un examen escrito y una prueba de desempeño. Los programas deben reflejar el conocimiento y las destrezas para instalar sistemas disponibles comercialmente de anclajes adheridos. La efectividad del examen escrito debe ser verificada por medio de un análisis estadístico de las preguntas y respuestas obtenidas. Un programa equivalente debe incluir un procedimiento confiable para verificar la certificación periódicamente y renovarla si es apropiado.
17.8.2.4 La instalación de anclajes adheridos con orientación horizontal o inclinada hacia arriba que resistan fuerzas de tracción permanente debe hacerse bajo supervisión permanente por un supervisor especial aprobado para este propósito por la autoridad competente. El inspector especial debe producir informes para el profesional facultado para diseñar y para la autoridad competente en los cuales indique la conformidad de los materiales utilizados y la instalación realizada con los documentos de construcción vigentes y las instrucciones impresas de instalación del fabricante (IIIF).	**R17.8.2.4** La Norma IBC (IBC-2012) requiere inspección especial de todos los anclajes posinstalados. La instalación de anclajes adheridos en orientación horizontal o inclinada hacia arriba requiere cualidades especiales del instalador y demanda especial atención en la calidad de la ejecución y de igual manera un especial cuidado para tener en cuenta todos los aspectos requeridos. Se espera que la instalación de estos anclajes sea supervisada por un inspector especial certificado que está permanentemente presente cuando y donde se realicen instalaciones.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN **COMENTARIO**

CAPÍTULO 18 — ESTRUCTURAS SISMO RESISTENTES

18.1 ALCANCE

18.1.1 Disposición general

Las disposiciones de este capítulo se aplican al diseño y construcción de las estructuras de hormigón no pretensadas y pretensadas asignadas a las Categorías de Diseño Sísmico B a F, conforme a lo establecido en el Anexo B de la presente Norma, incluyendo cuando corresponda:

a) Los sistemas estructurales que se designan como parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas, incluyendo los diafragmas, pórticos resistentes a momentos, muros estructurales y cimentación.
b) Elementos que no se designan como parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas, pero que se requieren para soportar otras cargas al mismo tiempo que se ven sometidos a deformaciones asociadas a los efectos sísmicos.

18.1.2 Respuesta dúctil e inelástica

Las estructuras diseñadas de acuerdo a las disposiciones de este capítulo tienen como objetivo resistir los movimientos sísmicos a través de una respuesta dúctil e inelástica de elementos seleccionados.

R18.1 ALCANCE

El Capítulo 18 no se aplica a las estructuras asignadas a la Categoría de Diseño Sísmico (CDS) A. Para las estructuras asignadas a las CDS B y C, el Capítulo 18 se aplica a los sistemas estructurales designados como parte del sistema resistente ante fuerzas sísmicas. Para las estructuras asignadas a las CDS D a F, el Capítulo 18 se aplica tanto a los sistemas estructurales designados como parte del sistema resistente ante fuerzas sísmicas como a los sistemas estructurales que no se designan como parte del sistema resistente ante fuerzas sísmicas.

El Capítulo 18 contiene disposiciones que se consideran como requisitos mínimos para una estructura de hormigón construida en obra o prefabricada capaz de soportar una serie de oscilaciones en el rango inelástico de respuesta sin un deterioro crítico de su resistencia. La integridad de la estructura en el rango inelástico de respuesta debe mantenerse dado que las fuerzas de diseño definidas en documentos tales como ASCE/SEI 7 (2016), IBC-18, UBC (ICBO 1997), y NEHRP (FEMA P749-10) se consideran menores que aquellas correspondientes a la respuesta lineal para la intensidad esperada del sismo (FEMA 2010b; Blume et al. 1961; Clough 1960; Gulkan and Sozen 1974).

En el Capítulo 18, la filosofía de diseño es que una estructura de hormigón construida en obra responda en el rango no lineal cuando sea sometida a movimientos del terreno del nivel de diseño, ésta responda con una disminución de su rigidez y un aumento de su capacidad de disipación de energía, pero sin reducción de su resistencia crítica. Las estructuras de hormigón prefabricadas diseñadas de acuerdo con el Capítulo 18 intentan emular a las estructuras de hormigón construidas en obra, excepto que en 18.5, 18.9.2.3 y 18.11.2.2 se permite la construcción prefabricada con mecanismos de fluencia alternativos. La combinación de una rigidez reducida y una disipación de energía aumentada tienden a reducir la respuesta de aceleración y las fuerzas inerciales laterales con respecto a los valores que se producirían si la estructura se mantuviera linealmente elástica y con bajo amortiguamiento (Gulkan and Sozen 1974). Por lo tanto, el uso de fuerzas de diseño que representen los efectos de un sismo como aquellos indicados en ASCE/SEI 7 requieren que el sistema de resistencia ante

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN

COMENTARIO

fuerzas sísmicas mantenga una porción significativa de su resistencia en el rango inelástico bajo desplazamientos alternantes.

Las disposiciones del Capítulo 18 relacionan los requisitos de detallado con el tipo de sistema estructural y categoría de diseño sísmico (CDS). Las categorías de diseño sísmico se adoptaron directamente del ASCE/SEI 7, y se refieren a consideraciones sobre el nivel de amenaza sísmica, tipo de suelo, ocupación y uso de la estructura. Con anterioridad a la Norma NB 1225001 del 2016, se usaba la designación de riesgo sísmico bajo, moderado y alto para definir los requisitos de detallado. Para una comparación cualitativa de las categorías de diseño sísmico y la designación de riesgo sísmico, véase la Tabla R5.2.2. La asignación de una estructura a una categoría de diseño sísmico (CDS) se encuentra regulada por el reglamento general de construcción (véase 4.4.6.1).

En ausencia de una Norma general de construcción, el ASCE/SEI 7 establece la asignación de una edificación a una categoría de diseño sísmico.

18.2 GENERALIDADES

18.2.1 Sistemas estructurales

18.2.1.1 Todas las estructuras deben asignarse a una categoría de diseño sísmico (CDS) de acuerdo con 4.4.6.1.

18.2.1.2 Todos los elementos deben cumplir los requisitos de los Capítulos 1 a 17 y 19 a 26. Las estructuras asignadas a las CDS B, C, D, E o F deben también cumplir con 18.2.1.3 a 18.2.1.7, según corresponda. Si los requisitos del Capítulo 18 están en conflicto con los de otros capítulos de esta Norma, rigen los requisitos del Capítulo 18.

18.2.1.3 Estructuras asignadas a la CDS B deben cumplir con 18.2.2.

18.2.1.4 Estructuras asignadas a la CDS C deben cumplir con 18.2.2 y 18.2.3.

18.2.1.5 Estructuras asignadas a las CDS D, E, o F deben cumplir con 18.2.2 a 18.2.8, y 18.12 a 18.14.

18.2.1.6 Los sistemas estructurales designados como parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas deben limitarse a aquellos designados por el reglamento general de construcción o han

R18.2 GENERALIDADES

No es necesario que las estructuras asignadas a CDS A cumplan con los requisitos del Capítulo 18. Sin embargo, deben cumplir con todos los demás requisitos aplicables de esta Norma. Las estructuras asignadas a las Categorías de Diseño Sísmico B a F deben cumplir con los requisitos del Capítulo 18 además de todos los demás requisitos aplicables de esta Norma.

Los artículos 18.2.1.3 a 18.2.1.5 identifican aquellas partes del Capítulo 18 que deben cumplirse con base en la asignación a las CDS, indistintamente de los elementos verticales del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas. ASCE/SEI 7 define los elementos verticales permitidos en el sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas y es aplicable donde sea adoptado. El resto del comentario de R18.2 resume las intenciones de ACI 318 con respecto a cuáles elementos verticales son admisibles en una edificación dependiendo de su CDS. El artículo 18.2.1.6 define los requisitos aplicables a los elementos verticales del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas.

Los requisitos de diseño y detallado deben ser compatibles con el nivel de respuesta inelástica asumido en el cálculo de las fuerzas sísmicas de

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN

sido determinados por la autoridad competente en áreas que no cuenten con un reglamento general de construcción legalmente adoptado, en ausencia de una Norma general de construcción, el ASCE/SEI 7. Excepto para la CDS A, para la cual el Capítulo 18 no aplica, todo sistema estructural designado como parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas debe cumplir con a) hasta h), además de 18.2.1.3 a 18.2.1.5:

a) Los pórticos ordinarios resistentes a momento deben cumplir con 18.3.

b) Los muros estructurales ordinarios de hormigón armado no necesitan cumplir con los requisitos de detallado del Capítulo 18, a menos que lo requiera 18.2.1.3 ó 18.2.1.4.

c) Los pórticos intermedios resistentes a momento deben cumplir con 18.4.

d) Los muros intermedios prefabricados deben cumplir con 18.5.

e) Los pórticos especiales resistentes a momento deben cumplir con 18.2.3 a 18.2.8 y 18.6 a 18.8.

f) Los pórticos especiales resistentes a momentos construidos utilizando hormigón prefabricado deben cumplir con 18.2.3 a 18.2.8 y 18.9.

g) Los muros estructurales especiales deben cumplir con 18.2.3 a 18.2.8 y 18.10.

h) Los muros estructurales especiales construidos utilizando hormigón prefabricado deben cumplir con 18.2.3 a 18.2.8 y 18.11.

18.2.1.7 Se puede permitir un sistema estructural de hormigón armado que no cumpla los requisitos de este capítulo si se demuestra por medio de evidencia experimental y análisis que el sistema propuesto tiene rigidez y tenacidad igual o mayor a las de una estructura comparable de hormigón armado que cumpla con este capítulo.

COMENTARIO

diseño. Se usan los términos “ordinario”, “intermedio” y “especial” para facilitar esta compatibilidad. Para cualquier sistema o elemento estructural dado, los términos “ordinario”, “intermedio” y “especial” se refieren al aumento de los requisitos de detallado y diseño, con la expectativa de incrementar la capacidad de deformación. Las estructuras asignadas a la CDS B, no se espera que se vean sometidas a movimientos fuertes del terreno, sin embargo, se espera que experimenten movimientos de terreno suaves a intervalos largos en el tiempo. Esta Norma proporciona algunos requisitos para pórticos ordinarios resistentes a momento compuestos por vigas y columnas con el fin de incrementar su capacidad de deformación.

Las estructuras asignadas a la CDS C pueden verse sometidas a movimientos del terreno moderadamente fuertes. Los sistemas designados de resistencia ante fuerzas sísmicas para esta categoría comprenden alguna combinación de muros estructurales ordinarios construidos en obra, muros estructurales intermedios prefabricados y pórticos intermedios resistentes a momento. El reglamento general de construcción también puede contener requisitos para el uso en la CDS C de otros sistemas resistentes ante fuerzas sísmicas. El artículo 18.2.1.6 define los requisitos para el sistema que se seleccione.

Las estructuras asignadas a las CDS D, E o F pueden verse sometidas a movimientos fuertes del terreno. La intención del Comité ACI 318 es que el sistema estructural de resistencia ante fuerzas sísmicas de edificios de hormigón estructural asignados a CDS D, E, o F tenga pórticos especiales resistentes a momentos, muros estructurales especiales, o una combinación de los dos. Además de 18.2.2 a 18.2.8, estas estructuras deben cumplir los requisitos de inspección continua (26.13.1.4), diafragmas y cerchas (18.12), cimentaciones (18.13), y elementos que resisten fuerzas gravitacionales sin que se designen como parte del sistema estructural de resistencia ante fuerzas sísmicas (18.14). Estos requisitos se han desarrollado para darle a la estructura una capacidad de deformación adecuada acorde con las altas demandas esperadas para estas categorías de diseño sísmico.

El reglamento general de construcción también puede permitir el uso de pórticos intermedios resistentes a momento como parte de sistemas duales en algunas edificaciones asignadas a las CDS D, E o F. No es la intención del Comité 318

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN **COMENTARIO**

del ACI recomendar el uso de pórticos intermedios resistentes a momento como parte de los sistemas de pórticos resistentes a momento o sistemas duales en las CDS D, E o F. El reglamento general de construcción puede también permitir alternativas sustentadas o diseños no prescriptivos, o con requisitos adicionales en uso de sistemas ordinarios o intermedios en estructuras que no sean edificaciones para las categorías de diseño sísmico más elevadas. Estas no son las aplicaciones típicas para las cuales este capítulo fue redactado, pero siempre que se utilice el término pórtico resistente a momentos "ordinario" o "intermedio" con referencia a hormigón armado, los requisitos de 18.3 ó 18.4 aplican.

La Tabla R18.2 resume la aplicabilidad de las disposiciones del Capítulo 18 y cómo se deben emplear cuando se usan los requisitos mínimos en las diversas categorías de diseño sísmico (CDS). Cuando se usan sistemas especiales para estructuras de las CDS B o C, no es necesario cumplir con los requisitos de 18.14, aunque se debe verificar que los elementos que no se designan como parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas sean estables cuando se vean sometidos a los desplazamientos de diseño.

Los requisitos de diseño y detallado indicados en el Capítulo 18 se basan principalmente en experiencias de campo y de laboratorio con estructuras monolíticas de hormigón armado y estructuras de hormigón armado prefabricado, diseñadas y detalladas para comportarse como estructuras monolíticas. La extrapolación de estos requisitos a otros tipos de estructuras de hormigón armado construidas en sitio o prefabricadas debe basarse en la evidencia derivada de experiencias de campo, ensayos o análisis. Los criterios de aceptación para pórticos resistentes a momento basados en el ACI 374.1 pueden ser utilizados en conjunto con el Capítulo 18 para demostrar que la resistencia, la capacidad de disipación de la energía y la capacidad de deformación de un sistema de estructuración propuesto igualan o exceden las de un sistema monolítico comparable de hormigón. El ACI ITG 5.1 da información similar para los sistemas de muros prefabricados.

Los requisitos de tenacidad de 18.2.1.7 se refieren a los requisitos para mantener la integridad estructural del sistema completo de resistencia ante fuerzas sísmicas para los desplazamientos

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN **COMENTARIO**

laterales esperados con los movimientos del terreno correspondientes al máximo sismo de diseño considerado. Dependiendo de las características de disipación de energía del sistema estructural usado, estos desplazamientos pueden ser mayores que los que tendría una estructura monolítica de hormigón armado que satisface las disposiciones prescriptivas de las otras partes de esta Norma.

Tabla R18.2 — Artículos del Capítulo 18 que deben cumplirse en aplicaciones típicas (1)

Componentes que resisten los efectos sísmicos, a menos que se indique de otro modo	Categoría de diseño sísmico (CDS)			
	A (ninguna)	**B** (18.2.1.3)	**C** (18.2.1.4)	**D, E, F** (18.2.1.5)
Requisitos de análisis y diseño	Ninguna		18.2.2	18.2.2, 18.2.4
Materiales		Ninguna	Ninguna	18.2.5 a 18.2.8
Elementos de pórticos		18.3	18.4	18.6 a 18.9
Muros estructurales y vigas de acople		Ninguna	Ninguna	18.10
Muros estructurales prefabricados		Ninguna	18.5	18.5 (2) 18.11
Diafragmas y cerchas		Ninguna	Ninguna	18.12
Cimentaciones		Ninguna	Ninguna	18.13
Elementos estructurales que no se designan como parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas		Ninguna	Ninguna	18.14
Anclajes		Ninguna	18.2.3	18.2.3

(1) Además de las disposiciones de los Capítulos 1 a 17, 19 a 26, y ACI 318.2, excepto en lo que se modifiquen en el Capítulo 18. El artículo 14.1.4 también aplica en las CDS D, E y F.

(2) Según lo permita el reglamento general de construcción.

18.2.2 Análisis y diseño de elementos estructurales

18.2.2.1 En el análisis debe tenerse en cuenta la interacción de todos los elementos estructurales y no estructurales que afecten la respuesta lineal y no lineal de la estructura ante los movimientos sísmicos.

18.2.2.2 Se permiten elementos rígidos no considerados como parte de un sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas con la condición de considerar y tener en cuenta en el diseño de la estructura su efecto en la respuesta del sistema. Se deben considerar también las consecuencias de las fallas de los elementos estructurales y no estructurales que no forman parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas.

R18.2.2 Análisis y diseño de elementos estructurales

Se supone que la distribución de la resistencia requerida en los diversos componentes de un sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas está determinada por el análisis de un modelo linealmente elástico del sistema, sobre el cual actúan las fuerzas mayoradas especificadas por el reglamento general de construcción. Si se emplea un análisis no lineal en el tiempo, los movimientos del terreno deben seleccionarse después de un estudio detallado de las condiciones del sitio y de la historia sísmica local.

Dado que las bases de diseño ante fuerzas sísmicas admiten una respuesta no lineal, es nece-

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
18.2.2.3 Los elementos estructurales situados por debajo de la base de la estructura y que se requieren para transmitir a la cimentación las fuerzas resultantes de los efectos sísmicos, deben cumplir también con las disposiciones del Capítulo 18 que sean congruentes con el sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas localizado por encima de la base de la estructura.	sario investigar la estabilidad del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas, así como su interacción con otros elementos estructurales y no estructurales, bajo los desplazamientos laterales esperados correspondientes al movimiento sísmico máximo considerado del terreno. Para el cálculo del desplazamiento lateral, el suponer que todos los elementos estructurales están completamente fisurados probablemente conduzca a un mejor estimativo de la deriva posible, que el que se obtendría al emplear una rigidez no fisurada para todos los elementos. Para calcular las deformaciones laterales de los sistemas constructivos de hormigón armado también se pueden emplear las consideraciones de análisis descritas en 6.6.3.1.2 y 6.6.3.1.3. El objetivo principal del Capítulo 18 es la seguridad de la estructura. El propósito de 18.2.2.1 y 18.2.2.2 es llamar la atención acerca de la influencia de los elementos no estructurales en la respuesta estructural y sobre la amenaza de objetos que caigan. El artículo 18.2.2.3 sirve como una alerta de que la base de la estructura, como se define en el análisis, puede no corresponder necesariamente al nivel de la cimentación o del terreno. El detallado de las columnas y muros que se extienden por debajo de la base de la estructura hasta la cimentación debe ser consistente con el de aquellos localizados por encima de la base de la estructura. Al seleccionar las dimensiones de elementos estructurales para estructuras sismo resistentes, es importante considerar los problemas constructivos relacionados con la congestión de la armadura. El diseño debe hacerse de tal modo que toda la armadura se pueda armar y colocar en el lugar indicado, y que el hormigón se pueda colocar y compactar apropiadamente. El empleo de los límites de cuantía de armadura superiores permitidos probablemente conduzca a problemas de construcción.
18.2.3 Anclaje al hormigón	**R18.2.3 Anclaje al hormigón**
18.2.3.1 Los anclajes que resistan fuerzas inducidas por sismo en estructuras asignadas a CDS C, D, E o F deben cumplir los requisitos de 17.2.3.	(*Sin comentarios*)
18.2.4 Factores de reducción de la resistencia	**R18.2.4Factores de reducción de la resistencia**
18.2.4.1 Los factores de reducción de resistencia deben cumplir con el Capítulo 21.	**R18.2.4.1** El Capítulo 21 contiene los factores de reducción de resistencia para todos los elementos, nudos, y conexiones de estructuras sismo resistentes, incluyendo requisitos específicos en

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN

COMENTARIO

21.2.4 para edificaciones que utilizan pórticos especiales resistentes a momento, muros estructurales especiales, y muros prefabricados intermedios.

18.2.5 Hormigón en pórticos especiales resistentes a momento y muros estructurales especiales

18.2.5.1 La resistencia especificada a la compresión del hormigón en los pórticos especiales resistentes a momento y muros estructurales especiales debe concordar con los requisitos de los sistemas sísmicos especiales de la Tabla 19.2.1.1.

R18.2.5 Hormigón en pórticos especiales resistentes a momento y muros estructurales especiales.

Los requisitos de este artículo se refieren a la calidad del hormigón en pórticos y muros diseñados para resistir fuerzas inducidas por sismos. La máxima resistencia especificada a la compresión del hormigón liviano a emplear en cálculos de diseño estructural se limita a 35 MPa, debido principalmente a la insuficiencia de datos de campo y experimentales acerca del comportamiento de elementos hechos con hormigón de agregado liviano, sometidos a desplazamientos alternantes en el rango no lineal. Si se desarrolla evidencia convincente para alguna aplicación específica, se puede incrementar el límite de resistencia máxima especificada a la compresión del hormigón liviano al nivel justificado por la evidencia.

18.2.6 Armadura en pórticos especiales resistentes a momentos y muros estructurales especiales

18.2.6.1 La armadura en los pórticos especiales resistentes a momentos y muros estructurales especiales debe concordar con los requisitos para sistemas sísmicos especiales de 20.2.2.

R18.2.6 Armadura en pórticos especiales resistentes a momento y muros estructurales especiales.

El empleo de armadura longitudinal con resistencia substancialmente mayor que la supuesta en el diseño, conduce a tensiones cortantes y de adherencia, mayores en el instante en que se desarrollen los momentos de fluencia. Estas condiciones pueden originar fallas frágiles por cortante o adherencia y deben evitarse aun cuando dichas fallas puedan ocurrir a cargas mayores que las previstas en el diseño. Por lo tanto, se impone un límite superior a la resistencia real a la fluencia del acero [véase 20.2.2.5]. Las barras de armadura de baja aleación fabricadas bajo la norma ASTM A706M cubren los aceros AH 420 y AH 500; no obstante, generalmente solo se permite el AH 420 debido a la ausencia de datos experimentales que confirmen su aplicabilidad con los requisitos actuales de la Norma utilizando resistencias mayores. El artículo 18.2.1.7 permite materiales alternativos tales como el AH 500 de ASTM A706M si se dispone de resultados de ensayos experimentales y estudios analíticos y éstos se presentan para apoyar su utilización.

El requisito de una resistencia de tracción mayor que la resistencia a la fluencia de la armadura (20.2.2.5) se basa en la suposición que la capacidad de un elemento estructural para desarrollar

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN

COMENTARIO

la capacidad de rotación inelástica es una función de la longitud de la región de fluencia a lo largo del eje del elemento. Al interpretar los resultados experimentales, la longitud de la región de fluencia se ha relacionado con las magnitudes relativas del momento nominal y de fluencia (ACI 352R). Según esta interpretación, en la medida en que la relación entre el momento nominal y el de fluencia sea mayor, la región de fluencia es más larga. En el Capítulo 20 se especifica que la relación entre la resistencia real a la tracción y la resistencia real de fluencia sea al menos 1,25.

Las restricciones en los valores de f_y y f_{yt} se aplican a todos los tipos de armadura transversal, incluyendo espirales, estribos cerrados de confinamiento circulares y rectilíneos, y estribos suplementarios. Las restricciones en los valores de f_y y f_{yt} en 20.2.2.4 para calcular la resistencia nominal a cortante intentan limitar el ancho de las fisuras por cortante. Los resultados de las investigaciones (Budek et al. 2002; Muguruma and Watanabe 1990; Sugano et al. 1990) indican que resistencias mayores a fluencia pueden ser usadas de manera efectiva como armadura de confinamiento, como se especifica en 18.7.5.4.

18.2.7 Empalmes mecánicos en pórticos especiales resistentes a momentos y muros estructurales especiales

R18.2.7 Empalmes mecánicos en pórticos especiales resistentes a momento y muros estructurales especiales

En una estructura que se someta a deformaciones inelásticas durante un sismo, las tensiones de tracción en la armadura pueden acercarse a la resistencia de tracción de dicha armadura. Los requisitos para los empalmes mecánicos Tipo 2 tienen por objeto evitar la rotura de los empalmes cuando la armadura se someta a los niveles de tensiones esperados en las regiones de fluencia. No se requiere que los empalmes Tipo 1 satisfagan los requisitos más exigentes para empalmes Tipo 2, y pueden ser incapaces de resistir los niveles de tensiones esperados en regiones de fluencia. La ubicación de los empalmes Tipo 1 está restringida debido a que las tensiones de tracción en la armadura en las regiones de fluencia pueden exceder los requisitos de resistencia indicados en 25.5.7. Las restricciones a los empalmes Tipo 1 son válidas para toda armadura que resista efectos sísmicos, incluyendo armadura transversal.

La práctica de detallado, recomendada impide el uso de empalmes en las zonas de articulaciones plásticas potenciales de los elementos que resis-

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN

COMENTARIO

tan efectos sísmicos. Si el uso de empalmes mecánicos en regiones de fluencia potencial no se puede evitar, se debe disponer de documentación respecto a las características reales de resistencia de las barras que se empalmarán, a las características fuerza-deformación de la barra empalmada y respecto a la capacidad de los empalmes Tipo 2 que se usarán para cumplir con los requisitos de desempeño especificados.

A pesar que los empalmes mecánicos definidos en 18.2.7 no necesitan estar escalonados, el escalonado es recomendable y puede ser necesario por efectos de construcción o para proveer suficiente espacio alrededor del empalme para su instalación, o para cumplir con los requisitos de distancia libre.

18.2.7.1 Los empalmes mecánicos deben clasificarse por medio de:

a) Tipo 1 Empalmes mecánicos que cumplen con 25.5.7.

b) Tipo 2 Empalmes mecánicos que cumplen con 25.5.7 y son capaces de desarrollar la resistencia a la tracción especificada de las barras empalmadas.

R18.2.7.1 Los requisitos adicionales para empalmes mecánicos Tipo 2 tienen como objetivo obtener un empalme mecánico capaz de resistir deformaciones unitarias inelásticas en múltiples ciclos.

18.2.7.2 Los empalmes mecánicos Tipo 1 no deben usarse dentro de una distancia igual al doble de la altura del elemento, medida desde la cara de la viga o columna para pórticos especiales resistentes a momento, o desde las secciones críticas donde sea probable que se produzca fluencia de la armadura como resultado de desplazamientos laterales que sobrepasen el rango de comportamiento lineal. Se pueden usar empalmes mecánicos Tipo 2 en cualquier ubicación, excepto lo indicado en 18.9.2.1 c).

18.2.8 Empalmes soldados en pórticos especiales resistentes a momentos y muros estructurales especiales

R18.2.8 Empalmes soldados en pórticos especiales resistentes a momentos y muros estructurales especiales

18.2.8.1 Los empalmes soldados de la armadura que resiste fuerzas inducidas por sismos deben cumplir con 25.5.7 y no deben usarse dentro de una distancia igual al doble de la altura del elemento, medida desde la cara de la viga o columna para pórticos especiales resistentes a momento, o desde secciones críticas donde sea probable que se produzca fluencia de la armadura como resultado de desplazamientos laterales que sobrepasen el rango de comportamiento lineal.

R18.2.8.1 La soldadura de la armadura debe hacerse de acuerdo con los requisitos del AWS D1.4 cómo se especifica en el Capítulo 26. Las ubicaciones de los empalmes soldados están restringidas debido a que las fuerzas de tracción en la armadura en regiones de fluencia pueden sobrepasar los requisitos de resistencia indicados en 25.5.7. La restricción a empalmes soldados es válida para toda armadura que resista efectos sísmicos, incluyendo armadura transversal.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO

18.2.8.2 No se puede soldar estribos, elementos de amarre, insertos, u otros elementos similares a la armadura longitudinal requerida por el diseño.

R18.2.8.2 La soldadura de barras de armadura que se cruzan puede conducir a fragilidad local del acero. Si se sueldan las barras que se cruzan para facilitar la fabricación o colocación de la armadura, se debe efectuar únicamente en barras agregadas para dicho propósito. La prohibición de soldar barras de armadura que se cruzan no se aplica a las barras que se suelden bajo control continuo y competente como sucede en la fabricación de armadura electrosoldado de alambre.

18.3 PÓRTICOS ORDINARIOS RESISTENTES A MOMENTO

R18.3 PÓRTICOS ORDINARIOS RESISTENTES A MOMENTO

18.3.1 Alcance

18.3.1.1 Las disposiciones de este artículo son aplicables a pórticos ordinarios resistentes a momentos que forman parte del sistema resistente ante fuerzas sísmicas.

Este artículo aplica solamente a los pórticos ordinarios resistentes a momento asignados a la CDS B. Los requisitos para la armadura de vigas tratan de mejorar la continuidad en los elementos del pórtico y de esta forma mejoran la resistencia ante fuerzas laterales y la integridad estructural. Estas disposiciones no aplican a pórticos losa-columna resistentes a momento. Las disposiciones para las columnas tratan de proveer capacidad adicional para resistencia a cortante en columnas con dimensiones que de otro modo las hubiera hecho más susceptibles a fallar por cortante bajo cargas sísmicas.

18.3.2 Vigas

Las vigas deben tener al menos dos barras continúas colocadas tanto en la cara superior como en la inferior. Las barras inferiores continuas deben tener un área no menor a un cuarto del área máxima de las barras inferiores a lo largo del vano. Estas barras deben estar ancladas para desarrollar $\boldsymbol{f_y}$ en tracción en la cara de apoyo.

18.3.3 Columnas

Las columnas que tengan longitudes no soportadas $l_u \leq \mathbf{5}\ \boldsymbol{c_1}$ deben tener $\phi \boldsymbol{V_n}$ al menos igual al menor de:

a) El cortante asociado al desarrollo de resistencias a momento nominal de la columna en cada extremo restringido de la longitud no soportada debido a la flexión con curvatura inversa. La resistencia a flexión de la columna debe calcularse para la fuerza axial mayorada, consistente con la dirección de las fuerzas laterales consideradas, que resulta en la mayor resistencia a flexión.

b) El cortante máximo obtenido de las combinaciones de carga de diseño que incluyan $\boldsymbol{E}$, con $\Omega_0 \boldsymbol{E}$ substituyendo a $\boldsymbol{E}$.

18.4 PÓRTICOS INTERMEDIOS RESISTENTES A MOMENTO

R18.4 PÓRTICOS INTERMEDIOS RESISTENTES A MOMENTO

18.4.1 Alcance

18.4.1.1 Las disposiciones de este artículo son aplicables a pórticos intermedios resistentes a momento incluyendo las losas en dos direcciones sin

R18.4.1 Alcance

El objetivo de los requisitos de 18.4.2.3 y 18.4.3.1 es reducir el riesgo de falla por cortante en vigas y columnas durante un sismo. Se proponen dos

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN

vigas que forman parte del sistema resistente ante fuerzas sísmicas.

18.4.2 Vigas

18.4.2.1 Las vigas deben tener al menos dos barras continuas en las caras superior e inferior. Las barras inferiores continuas deben tener un área no inferior a un cuarto del área máxima de las barras inferiores a lo largo del vano. Estas barras deben estar ancladas para desarrollar f_y en tracción en la cara de apoyo.

18.4.2.2 La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que un tercio de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara del nudo. La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud de la viga, no debe ser menor de un quinto de la resistencia máxima a momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos.

18.4.2.3 ϕV_n debe ser al menos igual al menor de:

a) La suma del cortante asociado con el desarrollo de resistencias a momento nominal de la viga en cada extremo restringido de la luz libre debido a la flexión con curvatura inversa y el cortante calculado para las cargas gravitacionales mayoradas;

b) El cortante máximo obtenido de las combinaciones de carga de diseño que incluyan ***E*** , tomando ***E*** como el doble del indicado por el reglamento general de construcción.

18.4.2.4 En ambos extremos de la viga deben colocarse estribos cerrados de confinamiento en una longitud **2*h*** medida desde la cara del elemento de apoyo hacia el centro de la luz. El primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de 50 mm de la cara del elemento de apoyo. El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder el menor de:

a) *d/4*

b) Ocho veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro.

c) 24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento.

d) 300 mm.

COMENTARIO

opciones para determinar la fuerza cortante mayorada.

R18.4.2 Vigas

De acuerdo con 18.4.2.3 a), la fuerza cortante mayorada se determina mediante un diagrama de cuerpo libre obtenido al cortar la viga en sus extremos, tomando los momentos allí iguales a la resistencia nominal a momento actuando con curvatura inversa a flexión, tanto en el sentido de las manecillas del reloj como en sentido contrario a las manecillas del reloj. La figura R18.4.2 muestra solo una de las dos opciones que se deben considerar para cada viga.

Para determinar el cortante máximo en la viga, se supone que sus resistencias nominales a momento (ϕ = 1,0) se desarrollan simultáneamente en ambos extremos de la luz libre. Como se indica en la figura R18.4.2, el cortante asociado con esta condición $(M_{nl} + M_{nr})/l_n$ se suma algebraicamente al cortante debido a las cargas mayoradas gravitacionales para obtener así el cortante para el cual debe diseñarse la viga. En este ejemplo, tanto la carga muerta, w_D , como la carga viva, w_L , se han supuesto uniformemente distribuidas. Los efectos de ***E*** actuando verticalmente deben tenerse en cuenta si así lo requiere el reglamento general de construcción.

En la opción 18.4.2.3 b) obtiene V_u con base en las combinaciones de carga que incluye el efecto sísmico, ***E*** , el cual debe duplicarse. Por ejemplo, la combinación de carga definida por la ecuación (5.3.1.e) queda en este caso:

$$U = 1{,}2\,D + 2{,}0\,E + 1{,}0\,L + 0{,}2\,S$$

donde ***E*** es el valor especificado por el reglamento general de construcción. El factor 1,0 aplicado a ***L*** puede reducirse a 0,5 de acuerdo con 5.3.3.

La armadura transversal en los extremos de la viga debe consistir en estribos cerrados de confinamiento. En la mayoría de los casos, la armadura transversal requerido por 18.4.2.3 para el diseño a cortante será más que el requerido por 18.4.2.4.

La armadura transversal en los extremos de la viga debe consistir en estribos cerrados de con-

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN

18.4.2.5 El espaciamiento de la armadura transversal no debe exceder ***d/2*** en toda la longitud de la viga.

18.4.2.6 En vigas que tengan fuerza axial mayorada a compresión superior a $A_g f'_c/10$, la armadura transversal requerida en 18.4.2.5 debe cumplir con 25.7.2.2 y ya sea 25.7.2.3 ó 25.7.2.4.

COMENTARIO

finamiento. En la mayoría de los casos, la armadura transversal requerido por 18.4.2.3 para el diseño a cortante será más que el requerido por 18.4.2.4. Las vigas pueden verse sometidas a fuerzas axiales de compresión debido a las cargas aplicadas o al pretensado. Los requisitos adicionales en 18.4.2.6 tienen la intención de proporcionar apoyo lateral a la armadura longitudinal de la viga.

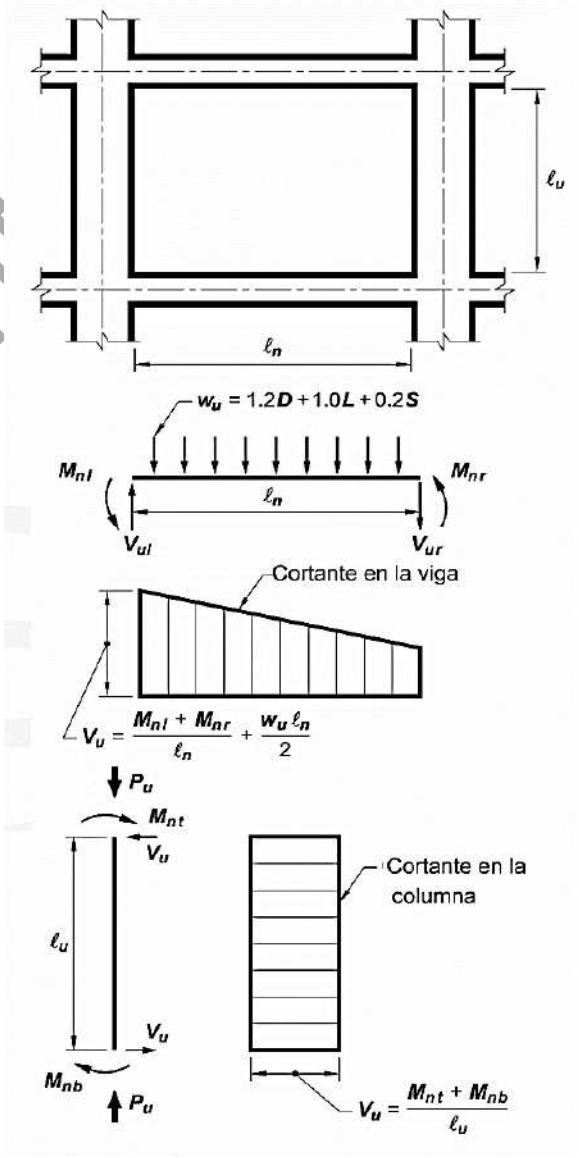


Figura R18.4.2 *— Cortante de diseño para pórticos intermedios resistentes a momentos.*

18.4.3 Columnas

18.4.3.1 ϕV_n debe ser al menos igual al menor de:

a) El cortante correspondiente al desarrollo de las resistencias nominales a momento de la co-

R18.4.3 Columnas

De acuerdo con 18.4.3.1(a), la fuerza cortante mayorada se determina mediante un diagrama de cuerpo libre obtenido al cortar la columna en

Documento de estudio

ESPECIFICACIÓN

lumna en cada extremo restringido de la longitud no soportada debido a flexión con curvatura inversa. La resistencia a flexión de la columna debe calcularse para la fuerza axial mayorada, congruente con la dirección de las fuerzas laterales consideradas, que resulte en la mayor resistencia a flexión.

b) El cortante máximo obtenido de las combinaciones de carga de diseño que incluyan E, con $\Omega_0 E$ substituyendo a E.

18.4.3.2 Las columnas deben armarse con espirales de acuerdo con el Capítulo 10 ó deben cumplir con 18.4.3.3 a 18.4.3.5. Los requisitos de 18.4.3.6 aplican a todas las columnas que soportan elementos rígidos discontinuos.

18.4.3.3 En ambos extremos de la columna deben colocarse estribos cerrados de confinamiento con un espaciamiento s_0 en una longitud ℓ_0 medida desde la cara del nudo. El espaciamiento s_0 no debe exceder el menor de:

a) 8 veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro.

b) 12 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento.

c) La mitad de la menor dimensión de la sección transversal de la columna.

d) 300 mm.

La longitud ℓ_0, no debe ser menor que la mayor entre e) hasta g):

e) Una sexta parte de la luz libre de la columna.

f) La mayor dimensión de la sección transversal de la columna.

g) 450 mm.

18.4.3.4 El primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de $s_0/2$ de la cara del nudo.

18.4.3.5 Fuera de la longitud ℓ_0 el espaciamiento de la armadura transversal debe cumplir con 10.7.6.5.2.

18.4.3.6 Las columnas que soportan reacciones de elementos rígidos discontinuos, como muros, deben estar provistas de armadura transversal con espaciamiento s_0, como se especifica en 18.4.3.3, en la altura total debajo del nivel en el cual ocurre la discontinuidad si la parte de la fuerza mayorada de compresión axial en estos elementos, debida al efecto sísmico, excede $A_g f'_c/10$. Si las fuerzas de

COMENTARIO

sus extremos, tomando los momentos finales iguales a la resistencia nominal actuando con curvatura inversa y en el sentido de las manecillas del reloj como en sentido contrario a las manecillas del reloj. La figura R18.4.2 muestra solo una de las dos opciones que se deben considerar para cada columna. La carga axial mayorada, P_u, de las columnas debe escogerse de tal manera que los momentos resistentes sean los mayores que se puedan obtener para la columna dentro del rango de las fuerzas axiales de diseño. La opción 18.4.3.1 b) para columnas es similar a la opción 18.4.2.3 b) para vigas, excepto que basa V_u en combinaciones de carga que incluyen los efectos sísmicos, E, con E aumentado por el factor de sobre resistencia Ω_0 en vez del factor 2,0. En ASCE/SEI 7-16, Ω_0 = **3,0** para pórticos intermedios resistentes a momento. El factor mayor para columnas en comparación con el de vigas refleja la preocupación respecto a las fallas a cortante de las columnas.

La armadura transversal en los extremos de la columna debe consistir en espirales y estribos cerrados de confinamiento. La cuantía de la armadura transversal en los extremos debe cumplir con 18.4.3.1 y 18.4.3.2. Debe tenerse en cuenta que los estribos cerrados de confinamiento requieren de ganchos sísmicos en ambos extremos.

Los muros estructurales discontinuos y otros elementos rígidos pueden imponer grandes fuerzas axiales a las columnas de apoyo durante el sismo. La armadura transversal requerida en 18.4.3.6 mejora la tenacidad de la columna bajo las demandas que se anticipan. La fuerza de compresión axial mayorada relacionada con el efecto sísmico debe incluir el factor Ω_0.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO

diseño han sido magnificadas para tener en cuenta la sobre resistencia de los elementos verticales del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas, el límite de $A_g f'_c/10$ debe ser incrementado a $A_g f'_c/4$. Esta armadura transversal debe extenderse sobre y bajo las columnas, como se exige en 18.7.5.6 b).

18.4.4 Nudos

18.4.4.1 Los nudos viga-columna deben tener armadura transversal de acuerdo con el Capítulo 15.

R18.4.4 Nudos

(Sin comentarios)

18.4.5 Losas en dos direcciones sin vigas

18.4.5.1 El momento mayorado de la losa en el apoyo que incluye efectos sísmicos, E , debe determinarse mediante las combinaciones de cargas de diseño definidas por las ecuaciones (5.3.1e) y (5.3.1g). La armadura proporcionada para resistir M_{sc} debe colocarse dentro de la franja de columna definida en 8.4.1.5.

18.4.5.2 La armadura colocada dentro del ancho efectivo especificado en 8.4.2.3.3 debe resistir $\gamma_f M_{sc}$. El ancho efectivo de la losa para las conexiones exteriores y de esquina no debe extenderse más allá de la cara de la columna una distancia mayor a c_t medida perpendicularmente a la luz de la losa.

18.4.5.3 Al menos la mitad de la armadura en la franja de columna en el apoyo debe colocarse dentro del ancho efectivo de la losa especificado en 8.4.2.3.3.

18.4.5.4 Al menos un cuarto de la armadura superior de la franja de columna en el apoyo debe ser continuo a lo largo de la luz.

18.4.5.5 La armadura continua inferior en la franja de columna no debe ser menor que un tercio de la armadura superior en el apoyo en la franja de columna.

18.4.5.6 Al menos la mitad de toda la armadura inferior de la franja central y toda la armadura inferior de la franja de columna en el centro de la luz debe ser continua y debe desarrollar f_y en la cara del apoyo, como se define en 8.10.3.2.1.

R18.4.5 Losas en dos direcciones sin vigas

Los requisitos de 18.4.5 se aplican a losas en dos direcciones sin vigas, tales como losas planas.

El uso de las combinaciones de carga definidas en las ecuaciones (5.3.1e) y (5.3.1g) pueden dar como resultado momentos que requieran armadura tanto superior como inferior en los apoyos.

El momento M_{sc} se refiere, para una combinación dada de carga de diseño con E actuando en una dirección horizontal, a la porción del momento mayorado de la losa que es balanceado por el elemento de apoyo en un nudo. No es necesariamente igual al momento total de diseño en el apoyo para una combinación de carga que incluya el efecto sísmico. De acuerdo con 8.4.2.3.3, sólo se asigna una fracción del momento M_{sc} al ancho efectivo de la losa. Para las conexiones de borde y esquina, la armadura para flexión perpendicular al borde no se considera completamente efectivo a menos que se encuentre ubicado dentro del ancho efectivo de la losa (ACI 352-1R; Pan and Moehle 1989). Véase la figura R18.4.5.1.

En las figuras R18.4.5.2 y R18.4.5.3 se ilustra la aplicación de los requisitos de 18.4.5.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN | **COMENTARIO**

18.4.5.7 En los bordes discontinuos de la losa, toda la armadura superior e inferior en el apoyo debe anclarse en la cara del apoyo, como se define en 8.10.3.2.1.

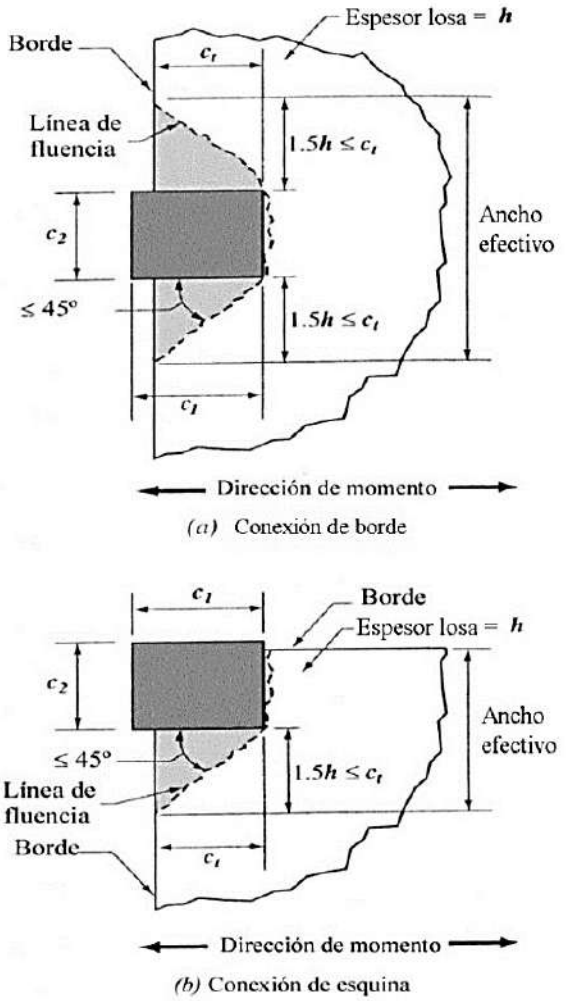


Figura R18.4.5.1 *— Ancho efectivo para colocación de la armadura en conexiones de borde y de esquina.*

Documento de estudio

ESPECIFICACIÓN **COMENTARIO**

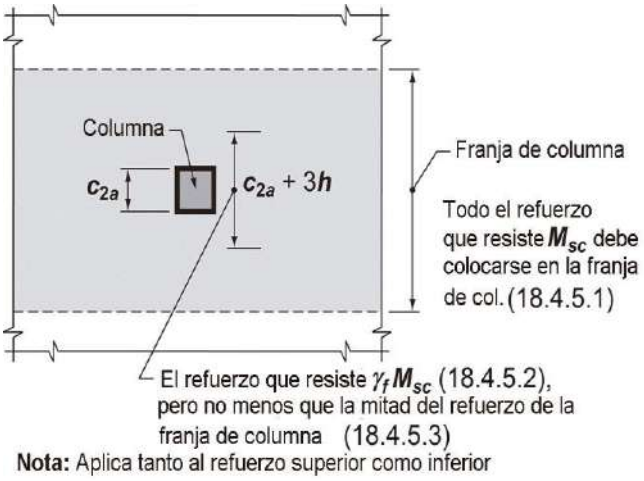


Figura R18.4.5.2 *— Localización de las armaduras en losas.*

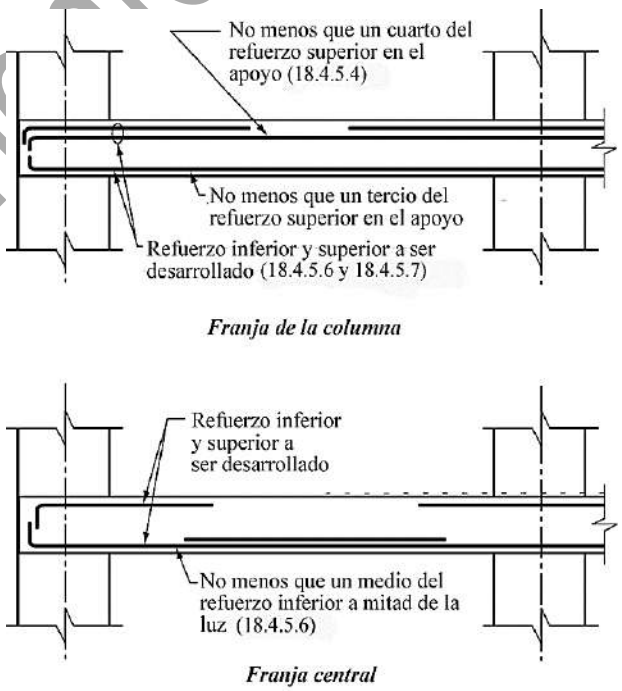


Figura R18.4.5.3 *— Disposición de la armadura en losas.*

18.4.5.8 En las secciones críticas para columnas definidas en 22.6.4.1, el cortante en dos direcciones causado por las cargas gravitacionales mayoradas no debe exceder $\mathbf{0,4}\phi\ V_c$ donde V_c debe ser calculado de acuerdo con 22.6.5. Este requisito puede obviarse si la losa cumple con 18.14.5.

R18.4.5.8 Los requisitos se aplican a las losas en dos direcciones que se designan como parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas. Las conexiones losa-columna en ensayos de laboratorio (Pan and Moehle 1989) exhibieron una reducida ductilidad de desplazamiento lateral cuando el cortante en la conexión de la columna excedía el límite recomendado. Las conexiones losa-columna también deben cumplir con los requisitos para resistencia a momento y cortante del Capítulo 8 bajo combinaciones de carga que incluyan efectos sísmicos.

Documento

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO

18.5 MUROS ESTRUCTURALES INTERMEDIOS DE HORMIGÓN PREFABRICADO

18.5.1 Alcance

18.5.1.1 Los requisitos de este artículo se aplican a muros estructurales intermedios prefabricados que forman parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas.

R18.5 MUROS ESTRUCTURALES INTERMEDIOS DE HORMIGÓN PREFABRICADO

Las conexiones entre los paneles de los muros prefabricados o entre los paneles y la cimentación deben resistir las fuerzas inducidas por los movimientos sísmicos y diseñarse para los efectos de fluencia en las proximidades de las conexiones. Cuando se utilizan empalmes mecánicos Tipo 2 para conectar directamente la armadura principal, la resistencia probable del empalme debe ser al menos 1,5 veces la resistencia a la fluencia especificada de la armadura.

18.5.2 Generalidades

18.5.2.1 En las conexiones entre los paneles de muro, o entre los paneles de muro y la cimentación, se debe restringir la fluencia en elementos de acero o en la armadura

18.5.2.2 En los elementos de la conexión que no han sido diseñados para fluir la resistencia requerida debe basarse en **1,5 S_y** de la porción de la conexión que fluye.

18.5.2.3 En estructuras asignadas a CDS D, E y F los segmentos verticales de muro resistentes a cortante deben diseñarse de acuerdo con 18.10.8 ó 18.14.

R18.5.2 Generalidades

(Sin comentarios)

18.6 VIGAS DE PÓRTICOS ESPECIALES RESISTENTES A MOMENTO

18.6.1 Alcance

18.6.1.1 Este artículo aplica a las vigas de los pórticos especiales resistentes a momentos que forman parte del sistema resistente ante fuerzas sísmicas y que se diseñan principalmente para resistir flexión y cortante.

18.6.1.2 Las vigas de los pórticos especiales resistentes a momentos deben interconectarse a columnas de pórticos especiales resistentes a momento que cumplen con 18.7.

R18.6 VIGAS EN PÓRTICOS ESPECIALES RESISTENTES A MOMENTO

R18.6.1 Alcance

Este artículo se refiere a vigas pertenecientes a pórticos especiales resistentes a momento que resisten cargas laterales inducidas por los movimientos sísmicos. En las Normas anteriores, cualquier elemento perteneciente a un pórtico, sometido a una fuerza axial mayorada de compresión que excediera ($\mathbf{A}_g f'_c/10$) bajo cualquier combinación de carga debía diseñarse y detallarse como se describe en 18.7. En la presente Norma, todos los requisitos para las vigas se encuentran en 18.6 independientemente de la magnitud de la fuerza axial de compresión.

Esta Norma fue redactada bajo la suposición que los pórticos especiales resistentes a momento incluyen vigas horizontales y columnas verticales interconectadas mediante un nudo viga-columna. Se acepta que vigas y columnas puedan estar inclinadas siempre que el sistema resultante se comporte como un pórtico, esto es, que

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN | **COMENTARIO**

la resistencia lateral se encuentre dada principalmente por la transferencia de momento entre vigas y columnas más que por la acción de bielas o diagonales. En pórticos resistentes a momentos especiales, es aceptable diseñar vigas para que resistan combinaciones de momento y fuerza axial como ocurre en vigas que actúan simultáneamente como elementos de pórtico y como cuerdas o colectores de un diafragma. Se acepta que las vigas de pórticos especiales resistentes a momento se extiendan más allá de la columna, actuando en voladizo, sin embargo, estos voladizos no forman parte del pórtico especial resistente a momento que forma parte del sistema resistente ante fuerzas sísmicas. También se acepta que vigas de pórticos especiales resistentes a momentos lleguen al borde de un muro siempre que el borde se encuentre armado como una columna de pórtico especial resistente a momento de acuerdo con 18.7. Un pórtico de hormigón arriostrado, donde la resistencia lateral está proporcionada principalmente por las fuerzas axiales en vigas y columnas, no se reconoce como un sistema resistente ante fuerzas sísmicas.

18.6.2 Límites dimensionales

18.6.2.1 Las vigas deben cumplir con:

a) La luz libre l_n no debe ser menor que $4d$.

b) El ancho b_w debe ser al menos igual al menor de $0{,}3h$ y 250 mm.

c) La proyección del ancho de la viga más allá del ancho de la columna soportante a cada lado no debe exceder el menor de c_2 y $0{,}75c_1$.

R18.6.2 Límites dimensionales

Evidencia experimental (Hirosawa 1977) indica que, bajo inversiones de los desplazamientos dentro del rango no lineal, el comportamiento de elementos continuos con relaciones luz-altura menores que cuatro es significativamente diferente del comportamiento de elementos relativamente esbeltos. Las reglas de diseño derivadas de la experiencia con elementos relativamente esbeltos no son directamente aplicables a elementos con relaciones luz-altura menores que cuatro, especialmente con respecto a la resistencia al cortante. Las restricciones geométricas indicadas en 18.6.2.1(b) y (c) se derivaron de la práctica e investigación (ACI 352R-02) con pórticos de hormigón armado resistentes a fuerzas inducidas por sismo. Los límites en 18.6.2.1(c) definen el ancho máximo de la viga que puede transferir efectivamente las fuerzas al nudo viga-columna. La figura R18.6.2 muestra un ejemplo del ancho efectivo máximo de una viga.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN | **COMENTARIO**

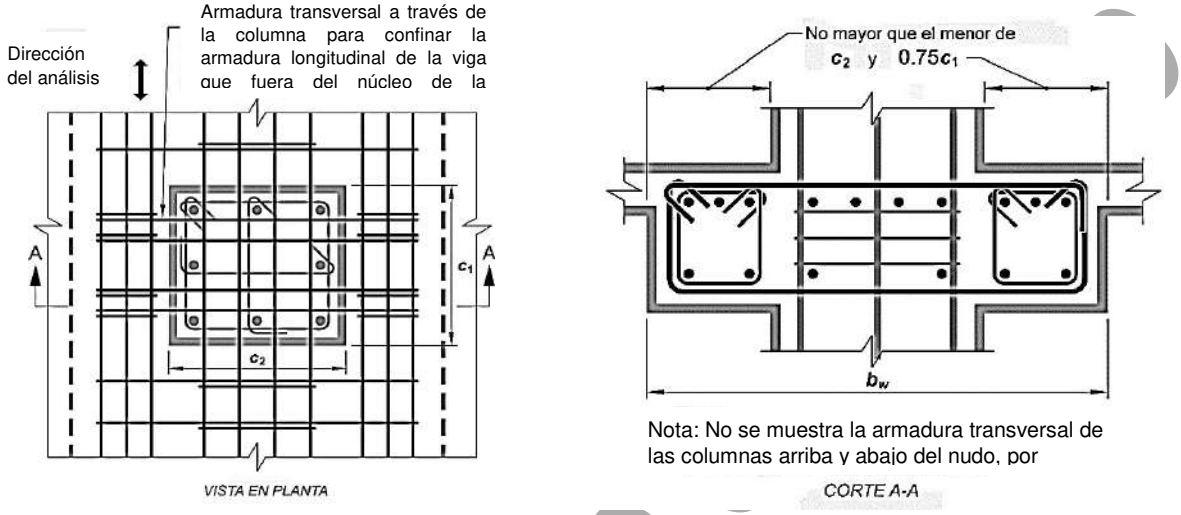


Figura R18.6.2 *— Ancho máximo efectivo de una viga ancha y la armadura transversal requerida.*

18.6.3 Armadura longitudinal

18.6.3.1 Las vigas deben tener al menos dos barras continuas tanto en la cara superior como inferior. En cualquier sección, tanto para la armadura superior como para el inferior, la cantidad de armadura no debe ser inferior a lo requerido por 9.6.1.2, y la cuantía de armadura debe ser $\rho \leq 0{,}025$.

18.6.3.2 La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara. La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento, debe ser al menos igual a un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos.

18.6.3.3 Sólo se permiten empalmes por traslapo de armadura longitudinal corrugada cuando se proporcionan estribos cerrados de confinamiento o espirales en la longitud de empalme por traslapo. El espaciamiento de la armadura transversal que confina las barras traslapadas no debe exceder al menor entre ***d*/4** y 100 mm. No deben usarse empalmes por traslapo en ubicaciones identificadas de a) hasta c):

a) Dentro de los nudos.

b) En una distancia de dos veces la altura de la viga medida desde la cara del nudo

c) Dentro de una distancia del doble de la altura de la viga medida desde secciones donde pueda ocurrir fluencia por flexión como resultado de los desplazamientos laterales que excedan el rango elástico de comportamiento.

R18.6.3 Armadura longitudinal

R18.6.3.1 El límite a la cuantía de armadura de 0,025 se basa principalmente en condiciones de congestión de acero e indirectamente en la limitación de las tensiones de cortante en vigas de dimensiones normales.

R18.6.3.3 Los empalmes por traslapo de la armadura están prohibidos a lo largo de regiones en las cuales se espera fluencia por flexión debido a que dichos empalmes por traslapo no se consideran confiables en condiciones de carga cíclica dentro del rango inelástico. La armadura transversal para los empalmes por traslapo en cualquier ubicación es obligatoria debido a la posible pérdida del hormigón de recubrimiento y por la necesidad de confinar el empalme.

Documento

ESPECIFICACIÓN

18.6.3.4 Los empalmes mecánicos deben cumplir con 18.2.7 y los empalmes soldados deben cumplir con 18.2.8.

18.6.3.5 Cuando se use pretensado, éste debe cumplir con a) hasta d), a menos que se use en un pórtico especial a momento como lo permite 18.9.2.3:

a) El pretensado promedio f_{pc} calculada para un área igual a la menor dimensión de la sección transversal de la viga multiplicada por la dimensión transversal perpendicular no debe exceder al menor entre:

$$f_{pc} \leq \begin{cases} f_c'/10 \\ 3{,}5 \text{ MPa} \end{cases}$$

b) El acero de pretensado no debe estar adherido en las regiones potenciales de articulación plástica, y las deformaciones unitarias en el acero de pretensado producidas por el desplazamiento de diseño debe ser:

$$\varepsilon_p < 0{,}01$$

c) El acero de pretensado no debe contribuir con más de un cuarto de la resistencia a flexión positiva o negativa en la sección crítica de una región de articulación plástica y debe estar anclado en la cara externa del nudo o más allá de ella.

d) Los anclajes de cables de pos-tesado que resistan fuerzas inducidas por sismo deben ser capaces de permitir que los cables resistan 50 ciclos de carga, con fuerzas en la armadura pretensada que ocurran dentro del 40 y 85 % de la resistencia a tracción especificada del acero de pretensado.

COMENTARIO

R18.6.3.5 Estos requisitos se desarrollaron, en parte, con base a las observaciones del comportamiento de edificaciones en sismos (ACI 423.3R-05). Para calcular el pretensado promedio, usualmente la dimensión menor de la sección transversal en una viga es la dimensión del alma, y no es la intención referirse al espesor del ala. En una región potencial de articulación plástica, el límite en la deformación unitaria y los requisitos de cables no adheridos tratan de prevenir la fractura de los cables bajo deformación sísmica inelástica. Se debe calcular la deformación unitaria en el acero de pretensado considerando el mecanismo inelástico anticipado de la estructura. Para acero de pretensado no adherido a lo largo de toda la luz de la viga, generalmente, las deformaciones unitarias se encontrarán muy por debajo del límite especificado. Para el acero de pretensado con una longitud corta no adherida a través del nudo o adyacente a él, la deformación unitaria adicional debida a las deformaciones sísmicas se calcula como el producto de la altura del eje neutro multiplicado por la suma de las rotaciones de la articulación plástica en el nudo, dividido por la longitud no adherida.

Las restricciones a la resistencia a flexión proporcionada por los cables se basan en los resultados de estudios analíticos y experimentales (Ishizuka and Hawkins 1987; Park and Thompson 1977; Thompson and Park 1980). A pesar de que se puede obtener un comportamiento sísmico satisfactorio con mayores cuantías de acero de pretensado, esta restricción es necesaria para permitir el uso de los mismos coeficientes de modificación de respuesta y de amplificación de la deflexión, como los especificados en los reglamentos modelo para pórticos especiales resistentes a momento sin acero de pretensado. Los pórticos especiales resistentes a momento pretensados en general contienen armadura pretensada continua que está anclado, con suficiente recubrimiento en, o más allá de la cara exterior de cada conexión viga-columna localizada en los extremos del pórtico resistente a momento.

Los ensayos de fatiga para 50 ciclos de carga entre 40 y 80 % de la resistencia especificada a tracción del acero de pretensado han sido una práctica de la industria con larga tradición (ACI 423.3R-05; ACI 423.7-07). El límite de 80 % fue

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN | **COMENTARIO**

incrementado a 85 % para hacerlo compatible al límite de 1 % en la deformación unitaria del acero de pretensado. Los ensayos en este rango de tensiones intentan simular de manera conservadora el efecto de un sismo severo. ACI 423.7 presenta detalles adicionales de los procedimientos de ensayo para diferentes niveles de tensión.

18.6.4 Armadura transversal

18.6.4.1 Deben colocarse estribos cerrados de confinamiento en las siguientes regiones de las vigas:

a) En una longitud igual a dos veces la altura de la viga, medida desde la cara de elementos de apoyo hacia el centro de la luz, en ambos extremos de la viga.

b) En longitudes iguales a dos veces la altura de la viga a ambos lados de una sección donde puede ocurrir fluencia por flexión debido a los desplazamientos laterales más allá del rango elástico de comportamiento.

18.6.4.2 Donde se requieran estribos cerrados de confinamiento, las barras de armadura longitudinales principales más cercanas a las caras de tracción y compresión deben tener soporte lateral de acuerdo con 25.7.2.3 y 25.7.2.4. El espaciamiento de las barras de flexión soportadas transversalmente no debe exceder 350 mm. No se requiere soportar lateralmente la armadura superficial requerida por 9.7.2.3.

18.6.4.3 Se permite que los estribos cerrados de confinamiento en vigas sean hechos hasta con dos piezas de armadura: un estribo con un gancho sísmico en cada extremo y cerrado por un estribo suplementario. Los estribos suplementarios consecutivos que enlazan la misma barra longitudinal deben tener sus patillas en lados opuestos del elemento en flexión. Si las barras de armadura longitudinal aseguradas por los estribos suplementarios están confinadas por una losa en un solo lado de la viga, las patillas de los estribos suplementarios deben ser colocadas en dicho lado.

18.6.4.4 El primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de 50 mm de la cara de la columna de apoyo. El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder el menor de a) hasta c):

a) ***d*/4** .

R18.6.4 Armadura transversal

La armadura transversal se requiere principalmente para confinar el hormigón y dar soporte lateral a las barras de armadura en regiones en las que se espera fluencia. En la figura R18.6.4 se muestran ejemplos de estribos cerrados de confinamiento adecuados para vigas.

En las ediciones anteriores de la Norma, el límite superior para el espaciamiento de estribos de confinamiento fue el menor de ***d*/4** , 8 diámetros de la barra longitudinal, 24 diámetros de la barra de estribo y 300 mm. Los límites superiores fueron cambiados en la edición de ACI 318 del año 2011 debido a la preocupación respecto a si estos espaciamientos inhibían el pandeo de las barras longitudinales y al confinamiento en las vigas de sección grande.

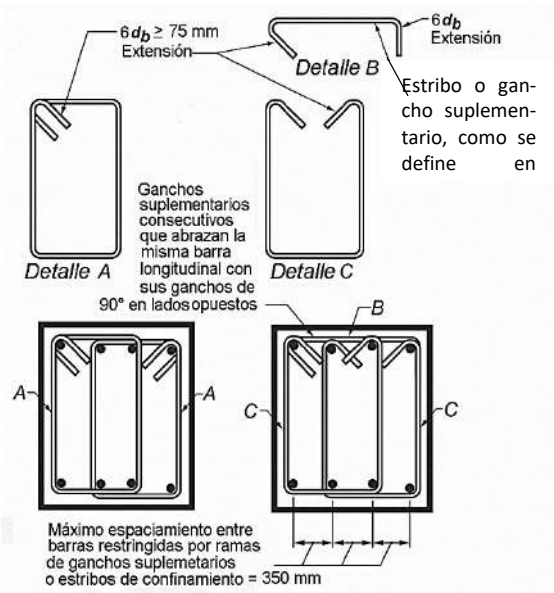


***Figura R18.6.4** — Ejemplos de estribos cerrados de confinamiento superpuestos e ilustración del límite del máximo espaciamiento horizontal de barras longitudinales restringidas lateralmente.*

En el caso de elementos con resistencia variable a lo largo del vano, o de elementos para los que

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN

b) Seis veces el diámetro de las barras principales a flexión más pequeñas, excluyendo la armadura superficial requerida por 9.7.2.3.

c) 150 mm.

18.6.4.5 Donde se requieran estribos cerrados de confinamiento, éstos deben diseñarse para resistir cortante de acuerdo con 18.6.5.

18.6.4.6 Cuando no se requieran estribos cerrados de confinamiento, deben colocarse estribos con ganchos sísmicos en ambos extremos, espaciados a no más de ***d*/2** en la longitud de la viga.

18.6.4.7 En vigas que tengan una fuerza a compresión axial mayorada que exceda $A_g f'_c/10$, se debe colocar estribos cerrados de confinamiento que cumplan con 18.7.5.2 a 18.7.5.4 en las longitudes identificadas en 18.6.4.1. A lo largo de la longitud restante, estribos cerrados de confinamiento que cumplan con 18.7.5.2 deben tener un espaciamiento ***s*** que no exceda al menor de seis veces el diámetro de la menor barra longitud de la viga y 150 mm. Donde el recubrimiento de hormigón sobre la armadura transversal exceda de 100 mm, se debe colocar armadura transversal adicional con un recubrimiento que no exceda de 100 mm y un espaciamiento que no exceda de 300 mm.

18.6.5 Resistencia a cortante

18.6.5.1 Fuerzas de diseño

La fuerza cortante de diseño V_e debe determinarse a partir de las fuerzas en la parte de la viga comprendida entre las caras del nudo. Se debe suponer que en las caras de los nudos localizados en los extremos de la viga actúan momentos de signo opuesto correspondientes a la resistencia a flexión probable, M_{pr} , y que la viga está además cargada a lo largo de la luz con cargas aferentes gravitacionales mayoradas.

18.6.5.2 Armadura transversal

La armadura transversal en los lugares identificados en 18.6.4.1 debe diseñarse para resistir cortante suponiendo $V_c = 0$ donde ocurran simultáneamente:

a) La fuerza cortante inducida por el sismo calculada de acuerdo con 18.6.5.1 representa la mitad o más de la resistencia máxima a cortante requerida en esas zonas;

b) La fuerza axial de compresión mayorada P_u incluyendo los efectos sísmicos es menor que $A_g f'_c/20$.

COMENTARIO

la carga permanente representa una gran parte de la carga total del diseño, pueden ocurrir concentraciones de rotación inelástica dentro del vano. Cuando se prevé una condición de este tipo, debe proveerse armadura transversal también en regiones en las que se espera fluencia. Debido a que pueda ser que se produzca descascaramiento del hormigón superficial, especialmente en y cerca de las regiones de fluencia por flexión, es necesario que la armadura del alma tenga la forma de estribos cerrados de confinamiento.

R18.6.5 Resistencia a cortante

A menos que una viga tenga una resistencia a momento del orden de 3 a 4 veces el momento de diseño, debe suponerse que llegará a fluencia en el caso de un sismo fuerte. La fuerza cortante de diseño debe seleccionarse de tal manera que sea una buena aproximación del cortante máximo que se puede desarrollar en el elemento. Por lo tanto, la resistencia a cortante requerida en elementos de pórtico está relacionada con la resistencia a flexión de dicho elemento más que con las fuerzas cortantes mayoradas obtenidas del análisis de cargas laterales. Las condiciones descritas en 18.6.5.1 se ilustran en la figura R18.6.5.

Debido a que la resistencia de fluencia real de la armadura longitudinal puede exceder la resistencia de fluencia especificada y debido a que es probable que ocurra endurecimiento por deformación de la armadura en un nudo sometido a rotaciones grandes, la resistencia a cortante requerida se determina usando una tensión de al menos **1,25** f_y para la armadura longitudinal.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN **COMENTARIO**

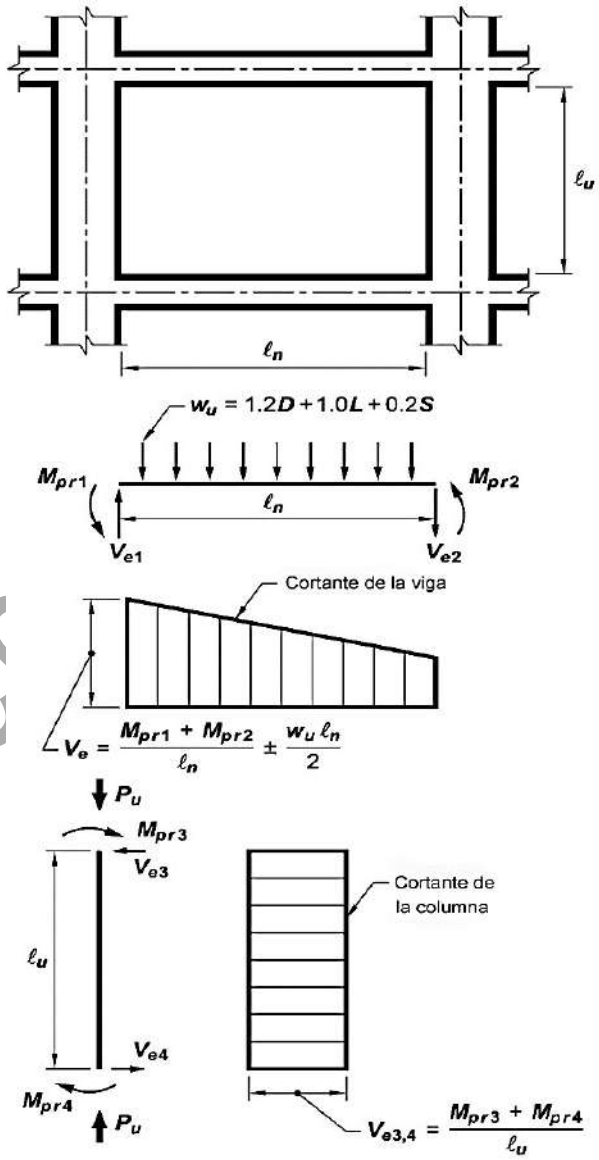


Figura R18.6.5 *— Cortante de diseño para vigas y columnas.*

Notas de la figura R18.6.5:

1. La dirección de la fuerza de cortante *Ve* depende de las magnitudes relativas de las cargas gravitacionales y los cortantes generados por los momentos en los extremos.

2. Los momentos en los extremos M_{pr} basados en el esfuerzo de tracción en la armadura de 1,25 f_y , donde f_y es la resistencia especificada a la fluencia. (Ambos momentos en los extremos del elemento deben considerarse en las dos direcciones, en el sentido de las manecillas del reloj

3. El momento en el extremo M_{pr} para columnas no requiere ser mayor que los momentos generados por el M_{pr} de las vigas que llegan a los nudos viga-columna. *Ve* no debe ser menor que el requerido por análisis de la estructura.

Estudios experimentales (Popov et al. 1972) de elementos de hormigón armado sometidos a cargas cíclicas han demostrado que se requiere

Documento

ESPECIFICACIÓN | **COMENTARIO**

más armadura de cortante para asegurar la falla por flexión en un elemento sometido a desplazamientos no lineales alternantes que si el elemento es cargado en una dirección solamente; siendo este incremento necesario de la armadura a cortante mayor cuando no existe carga axial. Esta observación está reflejada en el Norma (véase 18.6.5.2) eliminando del término que representa la contribución del hormigón a la resistencia al cortante. La seguridad adicional respecto al cortante se considera necesaria en lugares donde potencialmente se puedan producir articulaciones de flexión. Sin embargo, esta estrategia, elegida por su simplicidad relativa, no se debe interpretar como que no se requiere el hormigón para resistir el cortante. Por el contrario, se puede argumentar que el núcleo de hormigón resiste todo el cortante, con la armadura de cortante (transversal) confinada y aumentando la resistencia del hormigón. El núcleo confinado de hormigón juega un papel importante en el comportamiento de la viga y no se debe minimizar sólo porque la expresión de diseño no reconoce esto de manera explícita.

18.7 COLUMNAS DE PÓRTICOS ESPECIALES RESISTENTES A MOMENTO

R18.7 COLUMNAS EN PÓRTICOS ESPECIALES RESISTENTES A MOMENTO

18.7.1 Alcance

R18.7.1 Alcance

18.7.1.1 Este artículo aplica a columnas de pórticos especiales resistentes a momento que forman parte del sistema de resistencia ante fuerza sísmicas y que se diseñan principalmente para resistir flexión, cortante y fuerzas axiales.

Este artículo se refiere a columnas de pórticos especiales resistentes a momentos independientemente de la magnitud de la fuerza axial. Con anterioridad a 2014 la Norma permitía que las columnas con bajos niveles de tensión axial fueran detalladas como vigas.

18.7.2 Límites dimensionales

R18.7.2 Límites dimensionales

18.7.2.1 Las columnas deben cumplir con:

a) La dimensión menor de la sección transversal, medida en una línea recta que pasa a través del baricentro geométrico, debe ser al menos 300 mm.

b) La relación entre la dimensión menor de la sección transversal y la dimensión perpendicular debe ser al menos 0,4.

Las limitaciones geométricas de estos requisitos se derivan de la práctica anterior (Seismology Committee of SEAOC 1996).

18.7.3 Resistencia mínima a flexión de columnas

R18.7.3 Resistencia mínima a flexión de columnas

18.7.3.1 Las columnas deben satisfacer 18.7.3.2 ó 18.7.3.3.

18.7.3.2 Las resistencias a flexión de las columnas deben cumplir con:

El propósito de 18.7.3.2 es reducir la posibilidad de fluencia de las columnas que forman parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas. Si las columnas no son más resistentes que las vi-

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN

$$\sum M_{nc} \geq \left(6/5\right) \sum M_{nb} \qquad (18.7.3.2)$$

Donde

$\sum \boldsymbol{M_{nc}}$ es la suma de los momentos nominales de flexión de las columnas que llegan al nudo, evaluados en las caras del nudo. La resistencia a la flexión de la columna debe calcularse para la fuerza axial mayorada, congruente con la dirección de las fuerzas laterales consideradas, que conduzca a la resistencia a la flexión más baja.

$\sum \boldsymbol{M_{nb}}$ es la suma de los momentos resistentes nominales a flexión de las vigas que llegan al nudo, evaluados en la cara del nudo. En vigas T, cuando la losa está en tracción debida al momento en la cara del nudo, la armadura de la losa dentro del ancho efectivo de losa definido en 6.3.2 debe suponerse que contribuye a $\boldsymbol{M_{nb}}$ siempre que la armadura de la losa esté anclada en la sección crítica para flexión.

Las resistencias a la flexión deben sumarse de tal manera que los momentos de la columna se opongan a los momentos de la viga. Debe cumplirse con la ecuación (18.7.3.2) para momentos de vigas que actúen en ambas direcciones en el plano vertical del pórtico que se considera.

18.7.3.3 Cuando 18.7.3.2 no se cumple en un nudo, la resistencia lateral y la rigidez de las columnas que lleguen a ese nudo se deben ignorar al calcular la resistencia y la rigidez de la estructura. Estas columnas deben cumplir con 18.14.

COMENTARIO

gas que llegan a un nudo, existe una mayor posibilidad de acción inelástica en ellas. En el peor caso de columnas débiles se puede producir fluencia por flexión en ambos extremos de todas las columnas en un piso dado ocasionando un mecanismo de falla de columnas que puede conducir al colapso.

En 18.7.3.2, las resistencias nominales de vigas y columnas se calculan en las caras del nudo y dichas resistencias se comparan directamente usando la ecuación (18.7.3.2). El Código ACI 318 1995 y anteriores requería que las resistencias de diseño se compararan en el centro del nudo, lo que normalmente produce resultados similares, pero con una tensión computacional mayor.

Al determinar la resistencia nominal a flexión de la sección de una viga en flexión negativa (parte superior en tracción), la armadura longitudinal contenida dentro de un ancho efectivo de la losa superior que actúa monolíticamente con la viga, aumenta la resistencia de la viga. Las investigaciones efectuadas por French and Moehle (1991) en modelos viga-columna bajo cargas laterales indican que los anchos efectivos de losa como los que se definen en 6.3.2 estiman razonablemente las resistencias a flexión negativa de la viga en las conexiones interiores para niveles de deriva de piso, cercanos a 2 % de la altura del piso. Este ancho efectivo es conservador en casos en que la losa termina en una viga dintel débil.

Cuando en un nudo no se puede cumplir con lo especificado en 18.7.3.2, 18.7.3.3 exige que cualquier contribución positiva de la columna o columnas, relacionada con la resistencia lateral y la rigidez de la estructura se desprecie. Las contribuciones negativas de la columna o columnas no se deben ignorar. Por ejemplo, el ignorar la rigidez de las columnas no se debe emplear como justificación para reducir el cortante basal de diseño. Si la inclusión de aquellas columnas, en el modelo analítico da como resultado un aumento en los efectos de torsión, el aumento debe considerarse tal como lo exige por el reglamento general de construcción. Además, la columna debe estar provista con armadura transversal para aumentar su resistencia para cortante y fuerzas axiales.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN

COMENTARIO

18.7.4 Armadura longitudinal

18.7.4.1 El área de armadura longitudinal, A_{st}, debe ser al menos **0,01** A_g y no debe exceder ***0,06*** A_g.

18.7.4.2 En columnas con estribos de confinamiento circulares, debe haber al menos seis barras longitudinales.

18.7.4.3 Los empalmes mecánicos deben cumplir con 18.2.7 y los empalmes soldados deben cumplir con 18.2.8. Los empalmes por traslapo se permiten sólo dentro de la mitad central de la longitud del elemento, deben diseñarse como empalmes por traslapo en tracción y deben estar confinados por armadura transversal de acuerdo con 18.7.5.2 y 18.7.5.3.

R18.7.4 Armadura longitudinal

El límite inferior del área de armadura longitudinal es para controlar las deformaciones dependientes del tiempo y para que el momento de fluencia exceda al momento de fisuración. El límite superior refleja la preocupación por la congestión del acero, por la transferencia de carga desde los elementos del piso a las columnas (especialmente en las construcciones de baja altura) y por el desarrollo de tensiones cortantes altas.

El descascaramiento del hormigón de recubrimiento, que es posible que ocurra cerca de los extremos de la columna en los pórticos de configuración normal, hace vulnerables los empalmes por traslapo de esas ubicaciones. Cuando se hace necesario emplear empalmes por traslapo, estos deben estar ubicados cerca de la mitad de la altura, donde las inversiones de tensiones probablemente estén limitadas a un rango menor de tensiones que en los lugares cercanos a los nudos. Se requiere de armadura transversal a lo largo de los empalmes por traslapo debido a la incertidumbre en la distribución de momentos a lo largo de la altura y la necesidad de confinar los empalmes por traslapo sometidos a inversiones de tensiones (Sivakumar et al. 1983).

18.7.5 Armadura transversal

R18.7.5 Armadura transversal

Este artículo trata el confinamiento del hormigón y la colocación de armadura transversal para proveer soporte lateral a la armadura longitudinal.

18.7.5.1 Debe colocarse armadura transversal en las cantidades que se especifican en 18.7.5.2 hasta 18.7.5.4, en una longitud ℓ_0 medida desde cada cara del nudo y a ambos lados de cualquier sección donde pueda ocurrir fluencia por flexión como resultado de desplazamientos laterales más allá del rango elástico de comportamiento. La longitud ℓ_0 debe ser al menos igual a la mayor de:

a) La altura de la sección transversal de la columna en la cara del nudo o en la sección donde puede ocurrir fluencia por flexión.

b) Un sexto de la luz libre de la columna.

c) 450 mm.

R18.7.5.1 Este artículo establece la longitud mínima en los extremos de las columnas dentro de la cual se debe colocar armadura transversal con un menor espaciamiento, en donde generalmente se produce la fluencia por flexión. Los resultados de las investigaciones indican que la longitud debe aumentarse en un 50 % o más en sitios tales como la base de la edificación, en donde las cargas axiales y las demandas de flexión pueden ser especialmente elevadas (Watson et al. 1994).

18.7.5.2 La armadura transversal debe disponerse de acuerdo con:

a) La armadura transversal debe consistir ya sea en espirales simples o entrelazadas, o estribos cerrados de confinamiento circulares o rectilíneos con o sin estribos suplementarios

R18.7.5.2 Los artículos 18.7.5.2 y 18.7.5.3 dan los requisitos para la configuración de la armadura transversal para columnas y nudos de pórticos especiales resistentes a momento. La figura R18.7.5.2 muestra un ejemplo de armadura transversal dispuesta como un estribo cerrado de

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO

b) Los dobleces de estribos cerrados de confinamiento rectilíneos y de estribos suplementarios deben abrazar barras periféricas longitudinales de armadura.

c) Pueden usarse estribos suplementarios del mismo diámetro, o menor, al de los estribos cerrados de confinamiento, siempre y cuando se cumpla con la limitación de 25.7.2.2. Los estribos suplementarios consecutivos deben tener sus extremos alternados a lo largo de la armadura longitudinal y alrededor del perímetro de la sección.

d) Donde se usen estribos cerrados de confinamiento o estribos suplementarios, éstos deben proveer soporte lateral a la armadura longitudinal de acuerdo con 25.7.2.2 y 25.7.2.3.

e) La armadura debe disponerse de tal manera que el espaciamiento h_x de las barras longitudinales soportadas lateralmente por la esquina de un estribo suplementario o una rama de estribo cerrado de confinamiento no exceda 350 mm alrededor del perímetro de la sección de la columna.

f) Cuando $P_u > 0{,}3\,A_g\,f'_c$ o $f'_c > 70$ MPa en columnas con estribos cerrados de confinamiento rectilíneos, toda barra longitudinal, o paquete de barras, alrededor del perímetro del núcleo de la columna debe tener soporte lateral provisto por la esquina del estribo cerrado de confinamiento o por un gancho sísmico, y el valor de h_x no debe exceder 200 mm. P_u debe ser el máximo valor en compresión consistente con las combinaciones de mayoración de carga que incluyan ***E*** .

confinamiento y tres estribos suplementarios. Los estribos suplementarios con patilla no son tan efectivos como los estribos suplementarios con ganchos de 135 º o los estribos cerrados de confinamiento para proporcionar confinamiento. Para valores bajos de $P_u/(A_g\,f'_c)$ y resistencias a la compresión del hormigón bajas, los estribos suplementarios que terminan en patilla son adecuados si los extremos se alternan a lo largo de la longitud y el perímetro de la columna. Para valores más altos de $P_u/(A_g\,f'_c)$, para los cuales se espera un comportamiento controlado por compresión, y para resistencias del hormigón a la compresión, altas, para las cuales el comportamiento tiende a ser más frágil, el mejor confinamiento proveniente de tener esquinas de estribos cerrados de confinamiento o ganchos sísmicos soportando lateralmente todas las barras longitudinales de armadura es importante para lograr el desempeño deseado. Donde estas condiciones apliquen se requieren estribos suplementarios con ganchos sísmicos en sus dos extremos. El límite de 200 mm para h_x también tiene como objetivo mejorar el comportamiento bajo estas condiciones críticas. Para barras en paquete, se necesitan dobleces y ganchos en los estribos cerrados de confinamiento y estribos suplementarios para abrazar el paquete y se deben considerar extensiones mayores en el extremo libre de los ganchos. La carga axial P_u de la columna debe reflejar las demandas de compresión mayorada tanto para cargas sísmicas como gravitacionales.

En ediciones pasadas de la Norma, los requisitos, para armadura transversal en columnas, muros, nudos viga-columna y vigas de acople armadas diagonalmente hacían referencia a las mismas ecuaciones. En la edición de la presente Norma, las ecuaciones y requisitos de detallado difieren dentro de los tipos de elemento con base en consideraciones de sus solicitaciones de carga, deformaciones y requisitos de desempeño. Adicionalmente, h_x , anteriormente se refería a la distancia entre ramas de estribos cerrados de confinamiento y estribos suplementarios. En la edición presente, h_x se refiere a la distancia entre barras longitudinales apoyadas lateralmente por estos estribos cerrados de confinamiento y estribos suplementarios.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN | **COMENTARIO**

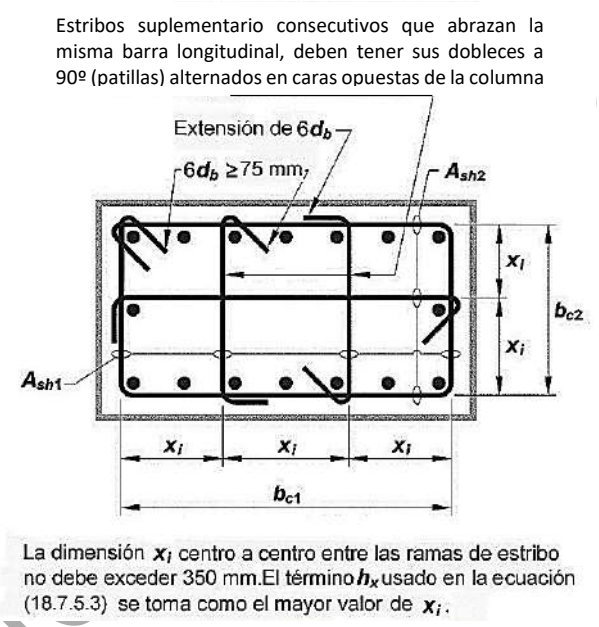


Figura R18.7.5.2 *— Ejemplo de la armadura transversal en columnas.*

18.7.5.3 La separación de la armadura transversal no debe exceder la menor de a) hasta c):

a) La cuarta parte de la dimensión menor de la columna.

b) Seis veces el diámetro de la menor barra de armadura longitudinal.

c) s_0 según se calcule por medio de la ecuación (18.7.5.3):

$$s_0 = 100 + \frac{350 - h_x}{3} \qquad (18.7.5.3)$$

El valor de s_0 de la ecuación (18.7.5.3) no debe ser mayor a 150 mm y no es necesario tomarlo menor a 100 mm.

R18.7.5.3 El requisito de un espaciamiento que no exceda de un cuarto de la dimensión mínima del elemento tiene por objeto obtener un confinamiento adecuado para el hormigón. El requisito de un espaciamiento que no exceda de seis diámetros de barra, tiene por objeto restringir el pandeo de la armadura longitudinal después del descascaramiento. El espaciamiento de 100 mm es para confinamiento del hormigón; 18.7.5.3 permite relajar este límite a un máximo de 150 mm si el espaciamiento de los estribos suplementarios o las ramas de los estribos cerrados de confinamiento múltiples se limita a 200 mm o menos.

18.7.5.4 La cantidad de armadura transversal debe cumplir lo exigido por la Tabla 18.7.5.4. Los factores de resistencia del hormigón, k_f, y de efectividad del confinamiento, k_n , deben calcularse de acuerdo con las ecuaciones (18.7.5.4a) y (18.7.5.4b), respectivamente:

a) $$k_f = \frac{f'_c}{172} + 0{,}6 \geq 1{,}0 \qquad (18.7.5.4a)$$

b) $$k_n = \frac{n_l}{n_l + 2} \qquad (18.7.5.4b)$$

donde n_l es el número de barras longitudinales, o paquetes de barras, alrededor del perímetro del núcleo de una columna con estribos cerrados de confinamiento que están soportadas lateralmente por una esquina del estribo cerrado de confinamiento o con ganchos sísmicos.

R18.7.5.4 El efecto en la capacidad de deformación de columnas de la armadura en forma de hélice (espiral) y de estribos cerrados de confinamiento adecuadamente configurados está bien establecido (Sakai and Sheikh 1989). Las expresiones a), b), d) y e) en la Tabla 18.7.5.4 han sido utilizadas históricamente en ACI 318 para calcular la armadura de confinamiento requerido con el fin de garantizar que el descascaramiento del recubrimiento exterior de hormigón no resulta en pérdida de la resistencia a carga axial de la columna.

Las expresiones c) y f) se desarrollaron con base en una revisión de los datos de ensayos de columnas (Elwood et al. 2009) y tienen como obje-

Document

ESPECIFICACIÓN **COMENTARIO**

tivo producir columnas capaces de resistir índices de deriva de 0,03 con una degradación de la resistencia limitada.

Tabla 18.7.5.4 Armadura transversal para columnas en pórticos especiales resistentes a momento

Armadura transversal	Condición	Expresiones aplicables		
$A_{sh}/s\,b_c$ para estribos cerrados de confinamiento rectilíneos	$P_u \le 0{,}3\,A_g\,f'_c$ ó $f'_c \le 70$ MPa	Mayor de a) y b)	$0{,}3\left(\frac{A_g}{A_{ch}}-1\right)\frac{f'_c}{f_{yt}}$	(a)
			$0{,}09\,\frac{f'_c}{f_{yt}}$	(b)
	$P_u > 0{,}3\,A_g\,f'_c$ ó $f'_c > 70$ MPa	Mayor de a), b) y (c)	$0{,}2\,k_f\,k_n\,\frac{P_u}{f_{yt}\,A_{ch}}$	(c)
ρ_s para espirales o estribos cerrados de confinamiento circulares	$P_u \le 0{,}3\,A_g\,f'_c$ ó $f'_c \le 70$ MPa	Mayor de d) y e)	$0{,}45\left(\frac{A_g}{A_{ch}}-1\right)\frac{f'_c}{f_{yt}}$	(d)
			$0{,}12\,\frac{f'_c}{f_{yt}}$	(e)
	$P_u > 0{,}3\,A_g\,f'_c$ ó $f'_c > 70$ MPa	Mayor de d), e) y f)	$0{,}35\,k_f\,\frac{P_u}{f_{yt}\,A_{ch}}$	(f)

Las expresiones c) y f) se activan para cargas axiales mayores de $\boldsymbol{0{,}3\,A_g\,f'_c}$, la cual corresponde aproximadamente al inicio del comportamiento controlado por compresión para columnas con armadura longitudinal simétrica. El término $\boldsymbol{k_n}$ (Paultre and Légeron 2008) disminuye el confinamiento requerido en columnas con armadura longitudinal lateralmente soportada y con poco espaciamiento entre las barras, debido a que esas columnas están más efectivamente confinadas que columnas con barras longitudinales espaciadas una distancia mayor. El término $\boldsymbol{k_f}$ aumenta el confinamiento requerido en columnas con $f'_c > 70$ MPa debido a que estas columnas pueden presentar una falla frágil si no están bien confinadas. Las resistencias del hormigón mayores de 100 MPa deben utilizarse con precaución debido a los pocos resultados existentes de ensayos experimentales de estas columnas. La resistencia del hormigón que se utilice para determinar la armadura de confinamiento debe ser la misma que se especifique en los documentos de construcción.

Las expresiones a), b) y c) de la Tabla 18.7.5.4 deben cumplirse en las dos direcciones de la sección del núcleo rectangular de la columna. Para cada dirección, $\boldsymbol{b_c}$ es la dimensión del núcleo perpendicular a las ramas del estribo cerrado de confinamiento que conforman $\boldsymbol{A_{sh}}$, como se muestra en la Figura R18.7.5.2.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
	Resultados de investigaciones indican que la armadura de alta resistencia puede utilizarse apropiadamente como armadura de confinamiento. El artículo 20.2.2.4 permite valores de f_{yt} tan altos como 700 MPa para ser utilizados en la Tabla 18.7.5.4.
18.7.5.5 Más allá de la longitud l_0 especificada en 18.7.5.1, la columna debe contener armadura en forma de espiral o estribos cerrados de confinamiento, que cumplan con 25.7.2 hasta 25.7.4, con un espaciamiento ***s*** que no exceda al menor de seis veces el diámetro de las barras longitudinales de la columna ó 150 mm, a menos que 18.7.4.3 ó 18.7.6 requieran mayores cantidades de armadura transversal.	**R18.7.5.5** Estos requisitos tienen como objetivo dar una protección razonable a la zona a media altura de la columna localizada fuera de las distancias l_0 . Observaciones realizadas después de la ocurrencia de sismos han mostrado daños significativos en las columnas en esta región, y se requiere un mínimo de estribos cerrados de confinamiento o espirales para proveer una resistencia más uniforme en la columna a lo largo de su longitud.
18.7.5.6 Las columnas que soportan reacciones de elementos rígidos discontinuos, como muros, deben cumplir con: *a)* La armadura transversal requerida por 18.7.5.2 hasta 18.7.5.4, debe colocarse en su altura total, en todos los niveles, debajo del nivel en el cual ocurre la discontinuidad, cuando la fuerza mayorada de compresión axial en estas columnas, relacionada con el efecto sísmico, excede $A_g f'_c/10$. Donde se hayan magnificado las fuerzas de diseño para tener en cuenta la sobre-resistencia de los elementos verticales del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas, el límite de $A_g f'_c/10$ debe aumentarse a $A_g f'_c/4$. *b)* La armadura transversal, debe extenderse dentro del elemento discontinuo por lo menos l_d de la barra longitudinal mayor de la columna, donde l_d se determina de acuerdo con 18.8.5. Si el extremo inferior de la columna termina en un muro, la armadura transversal requerida debe extenderse dentro del muro por lo menos l_d de la barra longitudinal de mayor diámetro de la columna en el punto en que termina. Si la columna termina en una zapata o una losa de cimentación, la armadura transversal requerida debe extenderse por lo menos 300 mm dentro de la zapata o losa de cimentación.	**R18.7.5.6** Las columnas que soportan elementos rígidos discontinuos, como muros o cerchas, pueden desarrollar una respuesta inelástica considerable. Por lo tanto, se requiere que estas columnas tengan la armadura transversal especificado en toda su longitud. Esto cubre a todas las columnas bajo el nivel en el cual el elemento rígido ha sido descontinuado, a menos que las fuerzas mayoradas correspondientes a los efectos sísmicos sean bajas. Véase R18.12.7.5 para una discusión sobre el factor de sobre-resistencia Ω_0 .
18.7.5.7 Si el recubrimiento de hormigón fuera de la armadura transversal de confinamiento, requerido por 18.7.5.1, 18.7.5.5 y 18.7.5.6, excede 100 mm, debe colocarse armadura transversal adicional con un recubrimiento de hormigón que no exceda de 100 mm y con un espaciamiento que tampoco exceda 300 mm.	**R18.7.5.7** El recubrimiento no armado puede descascararse cuando la columna se deforma al resistir los efectos sísmicos. La separación de sectores del recubrimiento con respecto al núcleo causada por un descascaramiento local crea un riesgo de caída del material. Se requiere de armadura adicional para reducir el riesgo de que

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN

COMENTARIO

partes del recubrimiento caigan desde la columna.

18.7.6 Resistencia a cortante

R18.7.6 Resistencia a cortante

18.7.6.1 Fuerzas de diseño

R18.7.6.1 Fuerzas de diseño

18.7.6.1.1. La fuerza de cortante de diseño V_e se debe determinar considerando las máximas fuerzas que puedan generarse en las caras de los nudos en cada extremo de la columna. Estas fuerzas en el nudo se deben determinar usando las resistencias a flexión máximas probables, M_{pr}, en cada extremo de la columna, correspondientes al intervalo de fuerzas axiales mayoradas, P_u, que actúan en ella. No es necesario que las fuerzas cortantes en la columna sean mayores que aquellas determinadas a partir de la resistencia de los nudos con base en el M_{pr} de las vigas que llegan al nudo. En ningún caso V_e puede ser menor que el cortante mayorado determinado a partir del análisis de la estructura.

R18.7.6.1.1 Los procedimientos de 18.6.5.1 también se aplican a columnas. En pisos por encima del nivel del terreno, el momento en un nudo puede estar limitado por la resistencia a flexión de las vigas que llegan a él. Cuando las vigas llegan desde lados opuestos a un nudo, la resistencia combinada es la suma de la resistencia a momento negativo de la viga a un lado y la resistencia a momento positivo de la viga en el otro lado del nudo. Las resistencias a momento deben determinarse usando un factor de reducción de resistencia igual a 1,0 y una resistencia efectiva del acero de armadura de al menos $1{,}25\, f_y$. La distribución de la resistencia combinada a momento de las vigas hacia las columnas encima y debajo del nudo, debe estar basada en análisis.

18.7.6.2 Armadura transversal

18.7.6.2.1. La armadura transversal en las longitudes ℓ_0, definidas en 18.7.5.1, debe diseñarse para resistir el cortante suponiendo $V_c = 0$ cuando a) y b) ocurran simultáneamente:

a) La fuerza cortante inducida por el sismo, calculada de acuerdo con 18.7.6.1, representa la mitad o más de la resistencia a cortante requerida dentro de ℓ_0.

b) La fuerza axial de compresión mayorada P_u incluyendo el efecto sísmico es menor que $A_g f'_c / 20$.

18.8 NUDOS EN PÓRTICOS ESPECIALES RESISTENTES A MOMENTO

R18.8 NUDOS EN PÓRTICOS ESPECIALES RESISTENTES A MOMENTO

18.8.1 Alcance

R18.8.1 Alcance

18.8.1.1 Este artículo aplica a nudos viga-columna de pórticos especiales resistentes a momento que forman parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas.

(Sin comentarios)

18.8.2 Generalidades

R18.8.2 Generalidades

18.8.2.1 Las fuerzas en la armadura longitudinal de la viga en la cara del nudo deben determinarse suponiendo que la resistencia en la armadura de tracción por flexión es $1{,}25\, f_y$.

El desarrollo de rotaciones inelásticas en las caras de los nudos en pórticos de hormigón armado está asociado con deformaciones unitarias en la armadura las cuales exceden ampliamente la deformación unitaria de fluencia. En consecuencia, la fuerza cortante en el nudo, generada por la armadura de flexión se calcula para una resistencia

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
	de ***1,25 f_y*** en la armadura (véase 18.8.2.1). Una explicación detallada de las razones de un posible desarrollo de tensiones más allá de la resistencia a la fluencia en la armadura de tracción de vigas principales se da en ACI 352R.
18.8.2.2 La armadura longitudinal de una viga que termine en una columna, debe prolongarse hasta la cara del núcleo confinado de la columna más distante y anclarse, en tracción, de acuerdo con 18.8.5 y en compresión de acuerdo con 25.4.9.	**R18.8.2.2** Los requisitos de diseño para barras con ganchos se basan principalmente en experiencia con patillas. Por lo tanto, las patillas estándar se prefieren a los ganchos estándar de 180º a menos que existan consideraciones inusuales que demanden el uso de ganchos de 180º. Para barras en compresión, la longitud de anclaje corresponde a la porción recta de la barra con gancho, o con cabeza, medida desde la sección crítica hasta el inicio del doblez para barras con gancho y desde la sección crítica hasta la cabeza para barras con cabeza.
18.8.2.3 Donde la armadura longitudinal de una viga atraviese el nudo viga-columna, para hormigones de peso normal la dimensión de la columna paralela a la armadura de la viga no debe ser menor que 20 veces el diámetro de la barra longitudinal de la viga de mayor diámetro o 26 veces el diámetro de la barra longitudinal de mayor diámetro para hormigones livianos.	**R18.8.2.3** Investigaciones (Meinheit and Jirsa 1977; Briss et al. 1978; Ehsani 1982; Durrani and Wight 1982; León 1989) han mostrado que las barras rectas en vigas se pueden deslizar dentro del nudo viga-columna durante una secuencia de inversiones de momento de gran magnitud. Las tensiones de adherencia en estas barras rectas pueden ser muy altas. Para reducir sustancialmente el deslizamiento durante la formación de articulaciones en las vigas adyacentes, es necesario tener una relación entre la dimensión de la columna y el diámetro de la barra de aproximadamente 32, lo que conduciría a nudos muy grandes. Con base en una revisión de los ensayos disponibles, se han elegido límites para la relación entre la dimensión de la columna y el diámetro de la barra de 20 para hormigón de peso normal y un límite de 26 para hormigón liviano. Debido a la falta de datos específicos, para barras de vigas que atraviesan nudos de hormigón de peso liviano, el límite se basó en el factor de amplificación de 1,3, que corresponde aproximadamente al inverso del factor de modificación para hormigón liviano del artículo 19.2.4. Estos límites proporcionan un control razonable del deslizamiento potencial de las barras de la viga en el nudo viga-columna, teniendo en cuenta el número de excursiones inelásticas previstas para el pórtico durante un sismo fuerte. Un tratamiento en detalle de este tema se presenta en Zhu and Jirsa (1983).
18.8.2.4 La altura ***h*** del nudo no debe ser menor que la mitad de la altura de cualquier viga que llegue al nudo, que genere cortante en el nudo y que	**R18.8.2.4** La altura ***h*** del nudo se define en la figura R18.8.4. El requisito para las proporciones del nudo aplica únicamente a vigas que se designan como parte del sistema de resistencia ante

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
sea parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas.	fuerzas sísmicas. Los nudos que tengan menor altura que la mitad de la altura de las vigas requieren la formación de una biela diagonal muy inclinado de compresión a través del nudo, el cual puede ser menos efectivo para resistir el cortante. Ensayos para ilustrar el comportamiento de estos nudos no se han reportado en la literatura.
18.8.3 Armadura transversal	**R18.8.3 Armadura transversal**
18.8.3.1 La armadura transversal del nudo debe cumplir con 18.7.5.2, 18.7.5.3, 18.7.5.4 y 18.7.5.7, excepto en lo permitido en 18.8.3.2.	El Norma requiere la colocación de armadura transversal en los nudos indistintamente de la magnitud de la fuerza cortante calculada.
18.8.3.2 Cuando existan vigas que lleguen a los cuatro lados del nudo y el ancho de cada viga mida por lo menos tres cuartas partes del ancho de la columna, se permite reducir la cuantía de armadura especificada en 18.7.5.4 a la mitad, y el espaciamiento especificado en 18.7.5.3 se puede incrementar a 150 mm dentro de la altura ***h*** de la viga menos alta.	
18.8.3.3 Debe disponerse armadura transversal que pase a través del nudo para dar confinamiento a la armadura longitudinal de viga que pasa fuera del núcleo de la columna, cumpliendo con los requisitos de espaciamiento de 18.6.4.4, y con los requisitos de 18.6.4.2 y 18.6.4.3, cuando dicho confinamiento no es producido por una viga que llegue al nudo.	**R18.8.3.3** La armadura transversal requerida, o una viga transversal si existe, tienen como objetivo confinar la armadura longitudinal de la viga y mejorar la transferencia de fuerzas al nudo viga-columna. Un ejemplo de armadura transversal colocada a través de la columna para confinar la armadura de la viga que pasa por fuera del núcleo de la columna se muestra en la figura R18.6.2. En ACI 352R se presentan guías y recomendaciones de Diseño, adicionales para conexiones con vigas anchas, tanto interiores como exteriores, en las cuales la armadura de la viga pasa por fuera del núcleo de la columna.
18.8.3.4 Cuando la armadura para momento negativo de la viga consiste en barras corrugadas con cabeza que terminan en el nudo, la columna se debe extender por encima de la parte superior del nudo por una distancia al menos igual a la altura ***h*** del nudo. Alternativamente, la armadura de la viga debe confinarse por medio de armadura vertical adicional en el nudo que produzca un confinamiento equivalente a la cara superior del nudo.	**R18.8.3.4** Este requisito se refiere a nudos en forma de rodilla en los cuales la armadura de la viga termina con barras corrugadas con cabeza. Estos nudos requieren que las barras con cabeza se confinen en la cara superior del nudo. Este confinamiento puede lograrse ya sea con: *a)* una columna que se extiende por encima de la parte superior del nudo, o *b)* una armadura vertical con ganchos alrededor de las barras, de armadura, superiores y que se extiende hacia abajo dentro del nudo adicionalmente a la armadura longitudinal de la columna.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN

COMENTARIO

En ACI 352R se presentan guías y recomendaciones de diseño para armadura vertical en nudos.

18.8.4 Resistencia a cortante

18.8.4.1 V_n en el nudo debe estar de acuerdo con la Tabla 18.8.4.1.

Tabla 18.8.4.1 Resistencia nominal del nudo a cortante V_n

Configuración del nudo	V_n	
Para nudos confinados por vigas en sus cuatro caras [1]	$1{,}7\,\lambda\sqrt{f'_c}\,A_j$	[2]
Para nudos confinados por vigas en tres de sus caras o en dos caras opuestas [1]	$1{,}2\,\lambda\sqrt{f'_c}\,A_j$	[2]
Para otros casos	$1{,}0\,\lambda\sqrt{f'_c}\,A_j$	[2]

[1] Véase 18.8.4.2.

[2] λ = 0,75 para hormigón liviano y λ = 1,0 para hormigón de peso normal.

A_j está dado en 18.8.4.3.

R18.8.4 Resistencia a cortante

Los requisitos del Capítulo 18 para el diseño de nudos se basan en ACI 352R, en el cual los fenómenos de comportamiento dentro del nudo se interpretan en términos de una resistencia nominal al cortante en el nudo. Debido a que los ensayos de nudos (Meinheit and Jirsa 1977) y de vigas de gran altura (Hirosawa 1977) indican que la resistencia a cortante no es tan sensible a la armadura en los nudos (para cortante) como lo implicaba la expresión desarrollada por el Comité Conjunto ACI-ASCE 326 (1962) para vigas, el Comité 318 decidió fijar la resistencia del nudo como función sólo de la resistencia a la compresión del hormigón y exige una cantidad mínima de armadura transversal en el nudo (véase 18.8.3). El área efectiva del nudo A_j se ilustra en la Fig. R18.8.4. En ningún caso puede A_j ser mayor que el área de la sección transversal de la columna. Una columna circular debe considerarse que tiene una sección cuadrada de área equivalente.

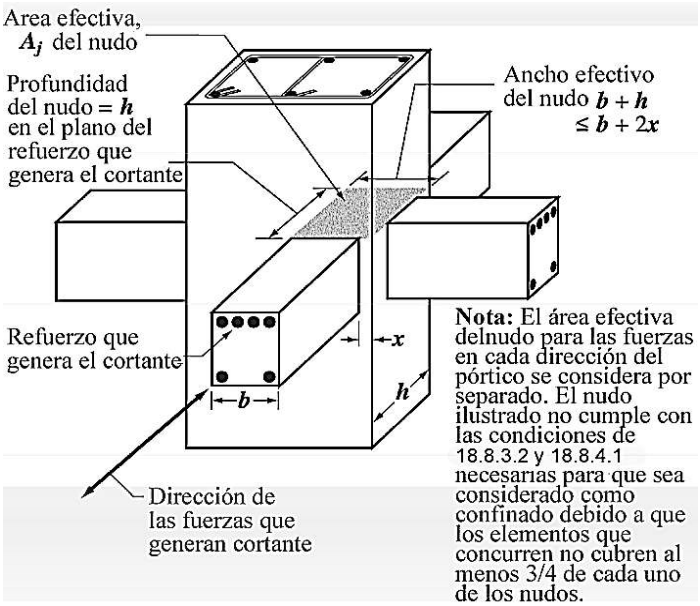


***Figura R18.8.4** — Área efectiva del nudo.*

18.8.4.2 En la Tabla 18.8.4.1, se considera que la cara de un nudo está confinada por una viga cuando el ancho de la viga es al menos tres cuartos del ancho efectivo del nudo. Extensiones de la viga al menos iguales a la altura h total de la viga más allá de la cara del nudo se consideran ade-

Los tres niveles de resistencia al cortante establecidos en 18.8.4.1 se basan en la recomendación de ACI 352R. Los ensayos de carga cíclica de nudos con extensiones de vigas con longitudes por lo menos iguales a sus alturas indican

Documento en Estudio

ESPECIFICACIÓN

cuadas para confinar la cara del nudo. Las extensiones de la viga deben cumplir con 18.6.2.1(b), 18.6.3.1, 18.6.4.2, 18.6.4.3 y 18.6.4.4.

18.8.4.3 El área efectiva de la sección transversal dentro del nudo, A_j , se calcula como el producto de la profundidad del nudo por su ancho efectivo. La profundidad del nudo es la altura total de la sección de la columna, ***h***. El ancho efectivo del nudo debe ser el ancho total de la columna, excepto cuando la viga llega a una columna más ancha, el ancho efectivo del nudo no debe exceder el menor de a) y b):

a) El ancho de la viga más la altura del nudo.

b) Dos veces la distancia perpendicular más pequeña del eje longitudinal de las vigas al lado de la columna.

18.8.5 Longitud de anclaje de barras en tracción

18.8.5.1 Para diámetros de barras $d_b = 10\ mm$ a $d_b = 32\ mm$ terminadas con gancho estándar l_{dh} se debe determinar mediante la ecuación (18.8.5.1), pero l_{dh} debe ser al menos igual al mayor valor entre $8d_b$ y 150 mm para hormigón de peso normal, y debe ser al menos igual al mayor valor entre **10** d_b y 190 mm para hormigón liviano.

$$l_{dh} = \frac{f_y\, d_b}{5{,}4\, \lambda \sqrt{f'_c}} \qquad (18.8.5.1)$$

El valor de λ debe ser 0,75 para hormigón liviano y 1,0 para hormigón de peso normal.

El gancho debe estar colocado dentro del núcleo confinado de una columna o elemento de borde, con el gancho doblado dentro del nudo.

COMENTARIO

resistencias a cortante del nudo similares a aquellas de nudos con vigas continuas. Estas observaciones sugieren que las extensiones de las vigas, cuando están bien dimensionadas y armadas con barras longitudinales y transversales, proporcionan confinamiento efectivo a las caras de los nudos, demorando de este modo el deterioro de la resistencia del nudo ante deformaciones grandes (Meinheit and Jirsa 1981).

R18.8.5 Longitud de anclaje de barras en tracción

R18.8.5.1 La longitud de embebido en tracción para barras corrugadas con ganchos estándar se determina usando la ecuación (18.8.5.1), que está basada en los requisitos de 25.4.3. La longitud de embebido para una barra con gancho estándar se define como la distancia, medida paralela a la barra, desde la sección crítica (donde va a anclarse la barra) hasta la tangente trazada en el borde exterior del gancho. La tangente se debe trazar perpendicularmente al eje de la barra (véase la Tabla 25.3.1).

Puesto que el Capítulo 18 establece que el gancho debe estar embebido en hormigón confinado, los coeficientes 0,7 (por recubrimiento de hormigón) y 0,8 (por estribos) se han incorporado en la constante empleada en la ecuación (18.8.5.1). La longitud de anclaje que se deriva directamente de 25.4.3 se ha incrementado para reflejar el efecto de inversiones de carga. Factores tales como que la tensión real en la armadura sea mayor que la resistencia a la fluencia y que la longitud efectiva de anclaje no se inicie necesariamente de la cara del nudo, han sido implícitamente considerados en la expresión de la longitud de anclaje básica que se ha empleado como base de la ecuación (18.8.5.1).

El requisito de que el gancho se proyecte dentro del nudo tiene como objetivo mejorar el desarrollo de una biela de compresión a través del nudo. Este requisito se aplica a barras con gancho estándar de vigas y columnas que terminan en un nudo.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
18.8.5.2 Para barras corrugadas con cabeza que cumplan con 20.2.1.6, el anclaje en tracción debe cumplir con 25.4.4, excepto que se permite que la distancia libre entre barras sea al menos ***3 d_b*** o más.	**R18.8.5.2** El límite al espaciamiento de ***3 d_b*** se basa en estudios de nudos confinados con armadura transversal congruente con los requisitos de pórticos a momento especiales de este capítulo (Kang et al. 2009). Con el fin de evitar congestiones de la armadura, puede ser deseable escalonar las cabezas.
18.8.5.3 Para barras de diámetro ***d_b*** = 10 mm a ***d_b*** = 40 mm, ***l_d*** , la longitud de anclaje en tracción para una barra recta, debe ser al menos igual a la mayor de a) y b): *a)* 2,5 veces la longitud requerida en 18.8.5.1 si el espesor de hormigón vaciado en una sola operación debajo de la barra no excede de 300 mm. *b)* 3,25 veces la longitud requerida en 18.8.5.1 si el espesor de hormigón vaciado en una sola operación debajo de la barra excede de 300 mm.	**R18.8.5.3** La longitud de anclaje mínima en tracción para barras rectas es un múltiplo de la longitud indicada en 18.8.5.1. El artículo 18.8.5.3 b) se refiere a barras superiores. La ausencia de barras ***d_b*** > 40 mm en 18.8.5 se debe a la ausencia de información acerca del anclaje de esas barras sometidas a reversiones de carga que simulen efectos sísmicos.
18.8.5.4 Las barras rectas que terminan en un nudo deben pasar a través del núcleo confinado de la columna o elemento de borde. Cualquier porción de ***l_d*** fuera del núcleo confinado debe incrementarse mediante un factor de 1,6.	**R18.8.5.4** Si la longitud de embebido, recta, requerida para una barra de armadura se extiende más allá del volumen de hormigón confinado (como se define en 18.6.4, 18.7.5 ó 18.8.3), la longitud de anclaje requerida se aumenta bajo la premisa que la tensión de adherencia por fuera de la región confinada es menor que dentro de ella. $l_{dm} = 1{,}6(l_d - l_{dc}) + l_{dc}$ o $l_{dm} = 1{,}6\,l_d - 0{,}6\,l_{dc}$ donde l_{dm} es la longitud de anclaje requerida si la barra no está totalmente embebida en el hormigón confinado; l_d es la longitud de anclaje en tracción requerida para barras rectas como se define en 18.8.5.3; y l_{dc} es la longitud de barra embebida en hormigón confinado.
18.8.5.5 Si se usa armadura recubierta con epóxico las longitudes de anclaje de 18.8.5.1, 18.8.5.3, y 18.8.5.4 deben multiplicarse por el factor correspondiente especificado en 25.4.2.4 ó 25.4.3.2.	
18.9 PÓRTICOS ESPECIALES RESISTENTES A MOMENTO CONSTRUIDOS CON HORMIGÓN PREFABRICADO	**R18.9 PÓRTICOS ESPECIALES RESISTENTES A MOMENTO CONSTRUIDOS CON HORMIGÓN PREFABRICADO**
18.9.1 Alcance	**R18.9.1 Alcance**
18.9.1.1 Los requisitos de este artículo aplican a pórticos especiales resistentes a momento construidos con hormigón prefabricado y que forman	Los requisitos de detallado en 18.9.2.1 y 18.9.2.2 tienen como objetivo la producción de pórticos que respondan a los desplazamientos de diseño

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas.	esencialmente igual a pórticos monolíticos especiales resistentes a momento. Se espera que los sistemas de pórticos prefabricados compuestos por elementos de hormigón con conexiones dúctiles tengan fluencia por flexión en las regiones de conexión. La armadura en las conexiones dúctiles puede ser continua si se usan empalmes mecánicos Tipo 2 o cualquiera otra técnica que desarrolle en tracción o compresión al menos la resistencia especificada a tracción de las barras (Yoshioka and Sekine 1991; Kurose et al. 1991; Restrepo et al. 1995). Los requisitos para los empalmes mecánicos son adicionales a los de 18.2.7 y tienen la intención de evitar la concentración de tensiones en una longitud corta de la armadura adyacente a un elemento de empalme. Los requisitos adicionales para resistencia a cortante, destinados a evitar el deslizamiento en las superficies de conexión se encuentran en 18.9.2.1. Los pórticos prefabricados compuestos por elementos con conexiones dúctiles pueden diseñarse para lograr la fluencia en ubicaciones no adyacentes a las juntas. Por lo tanto, el cortante de diseño V_e calculado en 18.6.5.1 ó 18.7.6.1 puede no ser conservador. En los sistemas de pórtico de hormigón prefabricado compuestos por elementos unidos mediante conexiones fuertes se pretende inducir la fluencia por flexión fuera de las conexiones. Las conexiones fuertes incluyen la longitud del sistema de empalme mecánico, como se aprecia en la Figura R18.9.2.2. Las técnicas para el diseño por capacidad se usan en 18.9.2.2(c) para asegurar que la conexión fuerte permanezca elástica después de la formación de las articulaciones plásticas. Los requisitos adicionales, para columna se dan para evitar formación de la articulación y deterioro de la resistencia de las conexiones columna a columna. Se ha observado que las concentraciones de deformaciones unitarias provocan fracturas frágiles en las barras de armaduras en la cara de los empalmes mecánicos en los ensayos de laboratorio de conexiones viga-columna prefabricadas (Palmieri et al. 1996). Se deben seleccionar cuidadosamente la ubicación de las conexiones fuertes o tomar otras medidas, como no permitir la adherencia de las barras de armadura en las regiones de tensiones altas, para evitar las concentraciones de deformaciones que puedan resultar en fracturas prematuras de la armadura.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN | **COMENTARIO**

18.9.2 Generalidades

18.9.2.1 Los pórticos especiales resistentes a momento construidos con hormigón prefabricado y con conexiones dúctiles deben cumplir con:

a) Los requisitos de 18.6 hasta 18.8 para pórticos especiales resistentes a momento vaciados en sitio

b) V_n para conexiones, calculado de acuerdo con 22.9 debe ser al menos $2V_e$ donde V_e se calcula de acuerdo con 18.6.5.1 ó 18.7.6.1.

c) Los empalmes mecánicos de la armadura de las vigas deben ubicarse a no menos de $h/2$ de la cara del nudo y deben cumplir con 18.2.7.

R18.9.2 Generalidades

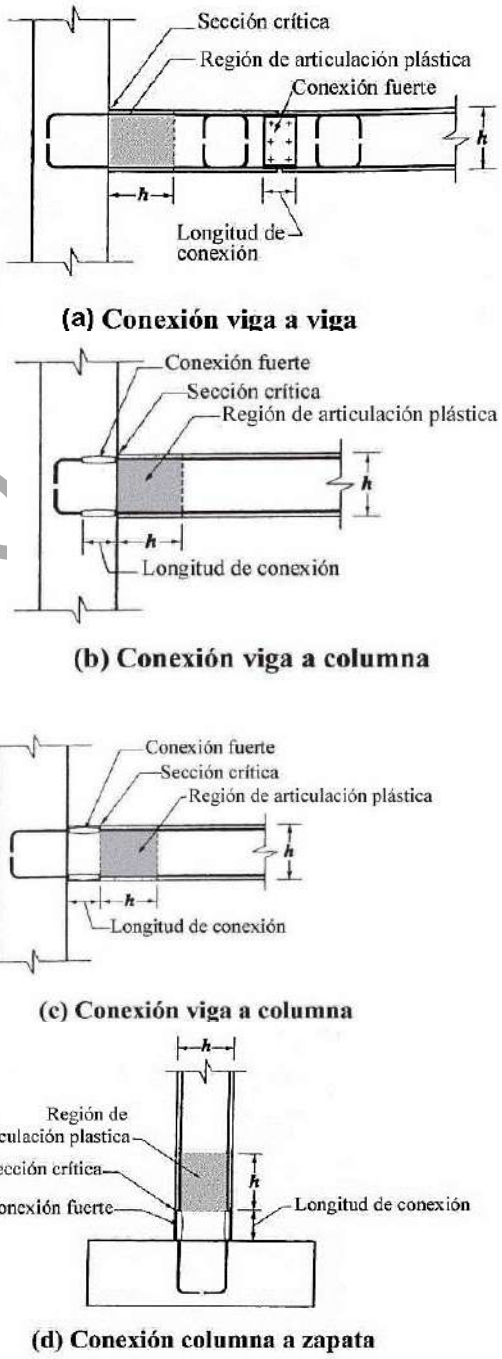


Figura R18.9.2.2 *— Ejemplos de conexiones fuertes.*

18.9.2.2 Los pórticos prefabricados especiales resistentes a momento con conexiones fuertes deben cumplir con:

a) Los requisitos de 18.6 a 18.8 para pórticos especiales resistentes a momento vaciados en sitio.

Documento

ESPECIFICACIÓN

b) Los requisitos de 18.6.2.1(a) aplican a los segmentos entre las zonas donde se pretende que la fluencia por flexión ocurra debido a los desplazamientos de diseño.

c) La resistencia de diseño de la conexión fuerte, ϕS_n , no debe ser menor que S_e .

d) La armadura longitudinal principal debe ser continua a lo largo de las conexiones y debe anclarse fuera, tanto de la conexión fuerte como de la región de la articulación plástica.

e) En conexiones columna-columna, debe ser $\phi S_n \geq 1{,}4 S_e$, y debe ser $\phi M_n \geq 0{,}4 M_{pr}$ para la columna dentro de la altura del piso, y ϕV_n debe ser al menos V_e calculado de acuerdo con 18.7.6.1.

18.9.2.3 Los pórticos especiales resistentes a momento, construidos usando hormigón prefabricado y que no cumplen con los requisitos de 18.9.2.1 ó 18.9.2.2 deben cumplir con los requisitos siguientes:

a) ACI 374.1

b) Los detalles y materiales empleados en los especímenes de ensayo deben ser representativos de los usados en la estructura.

c) El procedimiento de diseño usado para diseñar los especímenes de ensayo debe definir el mecanismo por el cual el pórtico resiste los efectos sísmicos y de gravedad, y debe establecer los valores de aceptación que garanticen ese mecanismo. Las partes del mecanismo que se desvían de las disposiciones de la Norma deben estar contempladas en los especímenes de ensayo y deben ser ensayadas para determinar los límites superiores de los valores de aceptación.

COMENTARIO

R18.9.2.3 Los sistemas de pórticos prefabricados que no cumplen con los requisitos del Capítulo 18 han demostrado, en estudios experimentales, conducir a características de comportamiento sísmico satisfactorias (Stone et al. 1995; Nakaki et al. 1995). El ACI 374.1 define un protocolo para establecer un procedimiento de diseño, validado por análisis y ensayos de laboratorio, para estos pórticos. El procedimiento de diseño debe identificar la trayectoria de las cargas o el mecanismo por el cual el pórtico resiste la gravedad y los efectos sísmicos. Los ensayos deben configurarse para ensayar el comportamiento crítico y, las mediciones deben establecer valores aceptables de límite superior para los componentes de la trayectoria de carga, lo cual puede ser en términos de tensiones, fuerzas, deformaciones u otras variables límites. El procedimiento de diseño para la estructura no debe desviarse del utilizado para diseñar los especímenes de ensayo, y los valores aceptables no deben exceder los valores probados como aceptables por los ensayos. Los materiales y componentes usados en la estructura deben ser similares a los utilizados en los ensayos. Las diferencias pueden ser aceptables si el profesional facultado para diseñar puede demostrar que esas desviaciones no afectan de manera adversa el comportamiento del sistema estructural.

El ACI 550.3 define los requisitos de diseño para un tipo de pórtico de hormigón prefabricado especial resistente a momento, de acuerdo con 18.9.2.3.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN

18.10 MUROS ESTRUCTURALES ESPECIALES

18.10.1 Alcance

18.10.1.1 Los requisitos de este artículo aplican a muros estructurales especiales de hormigón armado y a todos los componentes de muros especiales que forman parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas, incluyendo vigas de acople y segmento vertical de muro resistente a cortante.

18.10.1.2 Los muros estructurales especiales construidos con hormigón prefabricado deben cumplir con 18.11 además de 18.10.

COMENTARIO

R18.10 MUROS ESTRUCTURALES ESPECIALES

R18.10.1 Alcance

Este artículo contiene requisitos para el diseño y el detallado de muros estructurales especiales y todos sus componentes incluyendo vigas de acople y segmentos verticales de muro resistente a cortante. Los segmentos verticales de muro resistente a cortante se definen en el Capítulo 2. Los requisitos de diseño para segmentos de muros verticales dependen de la relación de las dimensiones del segmento de muro en el plano del muro (h_w/l_w) , y la relación de las dimensiones de su sección horizontal (l_w/b_w), y generalmente siguen la descripción dada en la Tabla R18.10.1. Los límites de las relaciones dimensionales para segmentos verticales de muro resistente a cortante provienen de criterios de ingeniería. La intención es que la fluencia de la armadura vertical debida a flexión en el segmento vertical de muro resistente a cortante debe limitar la demanda de cortante.

Tabla R18.10.1 Requisitos que dominan en el diseño de segmentos verticales de muro [1]

Altura libre del segmento vertical de muro / longitud del segmento vertical de muro, (h_w/l_w)	Longitud del segmento vertical de muro / Espesor del muro (l_w/b_w)		
	$l_w/b_w \leq 2{,}5$	$2{,}5 \leq l_w/b_w \leq 6$	$l_w/b_w > 6$
$h_w/l_w < 2$	Muro	Muro	Muro
$h_w/l_w \geq 2$	El segmento vertical de muro resistente a cortante debe cumplir los requisitos de diseño de columnas, véase 18.10.8.1	El segmento vertical de muro resistente a cortante debe cumplir los requisitos de columna o requisitos alternos, véase 18.10.8.1	Muro

[1] h_w es la altura libre, l_w es la longitud horizontal, y b_w es el espesor del alma del segmento de muro.

18.10.2 Armadura

18.10.2.1 Las cuantías de armadura distribuida en el alma, ρ_l y ρ_t , para muros estructurales no deben ser menores que 0,0025, excepto que si $V_u \leq 0{,}083 A_{cv} \lambda \sqrt{f'_c}$, ρ_l y ρ_t se pueden reducir a los valores requeridos en 11.6. El espaciamiento de la armadura en cada dirección en muros estructurales no debe exceder de 450 mm. La armadura

R18.10.2 Armadura

Los requisitos de armadura mínima, de 18.10.2.1, se derivan de Normas anteriores. El requisito de distribución uniforme de la armadura por cortante está relacionado con la intención de controlar el ancho de las fisuras inclinadas. El requisito de dos capas de armadura en muros que resisten un cortante de diseño substancial, en

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN

que contribuye a V_n debe ser continua y debe estar distribuida a través del plano de cortante.

18.10.2.2 Deben usarse al menos dos capas de armadura cuando $V_u > 0{,}17\,A_j\,\lambda\sqrt{f'_c}$ o $h_w/l_w \geq 2$, donde h_w y l_w son la altura y longitud de todo el muro, respectivamente.

18.10.2.3 La armadura en muros estructurales debe anclarse o empalmarse para f_y en tracción, de acuerdo con 25.4, 25.5 y:

a) La armadura longitudinal debe extenderse al menos una distancia $0{,}8\,l_w$ más allá del punto en el que ya no sea necesario para resistir flexión, excepto en la parte superior del muro.

b) En lugares donde es probable que se produzca fluencia de la armadura longitudinal como resultado de los desplazamientos laterales, la longitud de anclaje de la armadura longitudinal debe ser 1,25 veces los valores calculados para f_y en tracción.

c) Los empalmes mecánicos de la armadura deben cumplir con 18.2.7 y los empalmes soldados de la armadura deben cumplir con 18.2.8.

18.10.3 Fuerzas de diseño

V_u debe obtenerse del análisis para carga lateral de acuerdo con las combinaciones de cargas de diseño.

18.10.4 Resistencia a cortante

18.10.4.1 V_u, de muros estructurales no debe exceder:

$$V_n = A_{cv}\left(\alpha_c\,\lambda\sqrt{f'_c} + \rho_t\,f_y\right) \qquad (18.10.4.1)$$

COMENTARIO

18.10.2.2, se basa en la observación que, bajo condiciones ordinarias de construcción, la probabilidad de mantener una sola capa de armadura cerca de la mitad del muro es baja. Más aún, la presencia de la armadura cerca de la superficie tiende a inhibir la fragmentación del hormigón en el caso de fisuración severa durante un sismo. El requisito de dos capas de armadura vertical en los muros más esbeltos tiene el fin de mejorar la estabilidad lateral de la zona de compresión bajo cargas cíclicas después de que se presente fluencia de la armadura vertical en tracción.

R18.10.2.3 Estos requisitos se basan en las disposiciones del Capítulo 25. Debido a que las fuerzas reales en la armadura longitudinal de los muros estructurales pueden exceder las fuerzas calculadas, la armadura debe anclarse o empalmarse para alcanzar la resistencia a la fluencia de la barra en tracción. En lugares donde se espera la fluencia de la armadura longitudinal, se aplica un multiplicador de 1,25 para tomar en consideración la posibilidad de que la resistencia a la fluencia real exceda a la resistencia a la fluencia especificada de la barra, al igual que la influencia del endurecimiento por deformación y la inversión de signo en carga cíclica. Donde se emplea armadura transversal, las longitudes de anclaje para las barras rectas y con gancho pueden ser reducidas, de acuerdo con 25.4.2 y 25.4.3 respectivamente, ya que la armadura transversal con un espaciamiento pequeño mejora el comportamiento de los empalmes y ganchos sometidos a demandas inelásticas repetidas (ACI 408.2R).

R18.10.3 Fuerzas de diseño

Los cortantes de diseño para muros estructurales se obtienen del análisis para carga lateral con los factores de carga apropiados. Sin embargo, se debe considerar la posibilidad de fluencia en componentes de tales estructuras, como, por ejemplo, en la parte de un muro entre dos aberturas de ventanas, caso en el cual el cortante real puede ser bastante mayor que el cortante indicado por el análisis de carga lateral basado en fuerzas mayoradas de diseño.

R18.10.4 Resistencia a cortante

La ecuación (18.10.4.1) reconoce la mayor resistencia a cortante de muros con valores altos de la relación entre cortante y momento (Hirosawa 1977; Joint ACI-ASCE 326 1962; Barda et al.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN

donde el coeficiente α_c = 0,25 para $h_w/l_w \leq 1{,}5$, α_c = 0,17 para $h_w/l_w \geq 2$, y varía linealmente entre 0,25 y 0,17 para $1{,}5 \leq h_w/l_w < 2$

18.10.4.2 En 18.10.4.1 el valor de la relación h_w/l_w empleada para determinar V_n para segmentos de muro debe ser la mayor entre la relación para todo el muro y la del segmento de muro considerado.

18.10.4.3 Los muros deben tener armadura a cortante distribuida en dos direcciones ortogonales en el plano del muro. Si $h_w/l_w < 2$, la cuantía de armadura debe ser $\rho_l \geq \rho_t$.

18.10.4.4 Para todos los segmentos verticales de muro que compartan una fuerza lateral común, V_n no debe tomarse mayor que $0{,}66\, A_{cv} \sqrt{f'_c}$, donde A_{cv} es el área bruta limitada por el ancho del alma y la longitud de la sección. Para cada uno de los segmentos verticales de muro individuales, V_n no debe tomarse mayor que $0{,}83\, A_{cw} \sqrt{f'_c}$, donde A_{cw} es el área de la sección de hormigón del segmento vertical de muro individual bajo consideración.

18.10.4.5 Para segmentos horizontales de muro, incluyendo vigas de acople debe tomarse,

$$V_n \leq 0{,}83\, A_{cw} \sqrt{f'_c},$$

donde A_{cw} es el área de la sección de hormigón del segmento horizontal de muro o viga de acople.

COMENTARIO

1977). La resistencia nominal a cortante se da en términos del área neta de la sección resistente al cortante. Para una sección rectangular sin aberturas, el término A_{cv} se refiere al área bruta de la sección transversal y no al producto del ancho y la altura útil. La definición de A_{cv} en la ecuación (18.10.4.1) facilita los cálculos de diseño para muros con armadura uniformemente distribuida y muros con aberturas.

Un segmento vertical de muro se refiere a una parte del muro delimitada horizontalmente por aberturas o por una abertura y un borde. Cuando se diseña un muro aislado o un segmento vertical de muro, ρ_t se refiere a la armadura horizontal y ρ_l a la armadura vertical.

La relación h_w/l_w puede referirse a las dimensiones totales de un muro o a un segmento de muro limitado por dos aberturas o por una abertura y un borde. El propósito de 18.10.4.2 es asegurarse que a ningún segmento del muro se le asigne una resistencia unitaria mayor que la de todo el muro. Sin embargo, un segmento de muro con una relación h_w/l_w mayor que la de todo el muro, debe diseñarse para la resistencia unitaria asociada con la relación h_w/l_w basada en las dimensiones para ese segmento.

Para restringir efectivamente las fisuras inclinadas, la armadura incluida en ρ_l y ρ_t debe estar adecuadamente distribuida a lo largo de la longitud y altura del muro (véase 18.10.4.3). Al determinar ρ_l y ρ_t no se debe incluir el armadura cerca de los bordes del muro colocado en forma concentrada para resistir momentos de flexión. Dentro de límites prácticos, la distribución de la armadura a cortante debe ser uniforme y con espaciamientos pequeños.

Cuando la fuerza cortante mayorada en un nivel dado de una estructura es resistida por varios segmentos verticales de muro de un muro con aberturas, la resistencia unitaria promedio a cortante empleada para el total del área transversal disponible está limitada a $0{,}66\, A_{cv} \sqrt{f'_c}$ con el requisito adicional de que la resistencia unitaria a cortante asignada a cualquier segmento vertical de muro no exceda $0{,}83\, A_{cw} \sqrt{f'_c}$. El límite superior de la resistencia que se debe asignar a cualquiera de los elementos se impone para limitar el grado de redistribución de la fuerza de cortante.

Los segmentos horizontales de muro en 18.10.4.5 se refieren a secciones del muro entre

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN | **COMENTARIO**

dos aberturas alineadas verticalmente (véase la figura R18.10.4.5). Es, en efecto, un segmento vertical de muro rotado en 90 º. Un segmento horizontal de muro también se le conoce como viga de acople cuando las aberturas están alineadas verticalmente en toda la altura de la edificación. Cuando se diseña un segmento horizontal de muro o una viga de acople, ρ_t se refiere a la armadura vertical y ρ_l a la armadura horizontal.

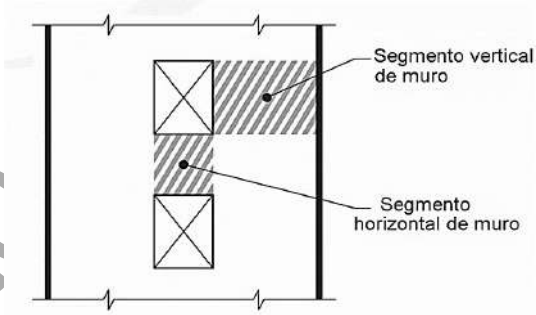


Figura R18.10.4.5 *— Muro con aberturas.*

18.10.5 Diseño a flexión y fuerza axial

18.10.5.1 Los muros estructurales y partes de dichos muros sometidos a flexión y fuerza axial deben diseñarse de acuerdo con 22.4. El hormigón y la armadura longitudinal anclada dentro del ancho efectivo del ala, elementos de borde y el alma del muro, deben considerarse efectivos. Debe considerarse el efecto de las aberturas.

R18.10.5 Diseño para flexión y carga axial

R18.10.5.1 La resistencia a flexión de un muro o de un segmento de muro se determina de acuerdo con los procedimientos normalmente usados para las columnas. La resistencia se debe determinar considerando las fuerzas axiales y laterales aplicadas. Se debe incluir en el cálculo de la resistencia la armadura concentrada en los elementos de borde y la distribuida en las alas y alma basándose en un análisis de compatibilidad de deformaciones. La cimentación que soporta al muro debe diseñarse para desarrollar las fuerzas del ala y del alma del muro. Para los muros con aberturas se debe considerar la influencia de la abertura o aberturas en las resistencias a flexión y cortante, y se debe verificar la trayectoria de las cargas alrededor de ellas. Para este propósito, pueden ser útiles los conceptos de diseño por capacidad y los modelos biela-tirante (Taylor et al. 1998).

18.10.5.2 A menos que se realice un análisis más detallado, el ancho efectivo del ala en secciones con alas debe extenderse desde la cara del alma una distancia igual al menor valor entre la mitad de la distancia al alma de un muro adyacente y el 25 % de la altura total del muro.

R18.10.5.2 Donde las secciones de muro se intersecten para generar formas de L, T, o C, o secciones transversales de otra forma, se debe considerar la influencia del ala en el comportamiento del muro mediante la selección de anchos de ala apropiados. Los ensayos (Wallace 1996) muestran que el ancho efectivo del ala aumenta con niveles crecientes de desplazamiento lateral y que la efectividad del ala en compresión es diferente del ala en tracción. El valor usado para el ancho efectivo del ala en compresión tiene poco

Documento de estudio

ESPECIFICACIÓN

COMENTARIO

impacto en la capacidad de resistencia y deformación del muro; por lo tanto, para simplificar el diseño, se usa un valor único de ancho efectivo del ala tanto en tracción como en compresión, con base en un estimativo del ancho efectivo del ala en tracción.

18.10.6 Elementos de borde para muros estructurales especiales

R18.10.6 Elementos de borde en muros estructurales especiales

18.10.6.1 La necesidad de usar elementos especiales de borde en los límites verticales de muros estructurales debe evaluarse de acuerdo con 18.10.6.2 ó 18.10.6.3. Deben cumplirse también los requisitos de 18.10.6.4 y 18.10.6.5.

R18.10.6.1 En 18.10.6.1 se incluyen dos procedimientos de diseño para evaluar los requisitos de detallado en los bordes de muros. En 18.10.6.2 se permite para los muros el empleo del diseño basado en desplazamientos, en el cual los detalles estructurales se determinan directamente con base en el desplazamiento lateral esperado del muro. Los requisitos de 18.10.6.3 son similares a los del Código ACI 318 de 1995 y han sido mantenidos porque son conservadores en la evaluación de la armadura transversal requerida en los bordes para muchos tipos de muro. Los requisitos indicados en 18.10.6.4 y 18.10.6.5 se aplican tanto a los muros estructurales diseñados de acuerdo con 18.10.6.2 como 18.10.6.3.

18.10.6.2 Muros y segmento vertical de muro resistente a cortante con $h_w/l_w \geq 2$ que son efectivamente continuos desde la base de la estructura hasta la parte superior del muro y que se diseñan para tener una única sección crítica a flexión y fuerzas axiales deben cumplir con (a) y (b), o alternativamente deben diseñarse cumpliendo 18.10.6.3:

a) Las zonas de compresión deben ser reforzadas con elementos especiales de borde cuando;

$$c \geq \frac{l_w}{600\left(1{,}5\,\delta_u/h_w\right)} \qquad (18.10.6.2)$$

y c corresponde a la mayor profundidad del eje neutro calculada para la fuerza axial mayorada y resistencia nominal a momento congruente con el desplazamiento de diseño δ_u . El cociente debe tomarse $\delta_u/h_w \geq 0{,}005$.

b) Donde se requieran elementos especiales de borde según a), la armadura del elemento especial de borde debe extenderse verticalmente sobre y bajo la sección crítica en una distancia al menos igual a la mayor entre l_w o $M_u/4V_u$, excepto lo que se permita en 18.10.6.4 g)

R18.10.6.2 Este artículo se basa en la suposición que la respuesta inelástica del muro está dominada por flexión en una sección crítica de fluencia. El muro debe diseñarse de manera tal que la sección crítica se produzca en el lugar que se pretende.

La ecuación (18.10.6.2) se deriva de un enfoque basado en desplazamientos (Moehle 1992; Wallace and Orakcal 2002). Este enfoque supone que se requiere de elementos especiales de borde para confinar el hormigón en los lugares en donde la deformación unitaria en la fibra extrema de compresión del muro exceda a un valor crítico cuando el muro alcanza 1,5 veces el desplazamiento de diseño. El multiplicador de 1,5 aplicable al desplazamiento de diseño se adicionó a la ecuación (18.10.6.2) en la versión de la presente Norma, para producir requisitos de detallado más congruentes con la intención de comportamiento del reglamento de construcción respecto a tener una probabilidad baja de colapso a los niveles de movimiento causados por el Sismo Máximo Considerado. El límite inferior de 0,005 para el cociente δ_u/h_w requiere elementos especiales de borde en los límites verticales del muro si las deformaciones unitarias de la armadura longitudinal del borde del muro no llegan aproximadamente al doble del límite

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
	usado para definir secciones de viga controladas por tracción según 21.2.2. El límite inferior de 0,005 para el cociente δ_u/h_w requiere una capacidad moderada de deformación del muro en edificios rígidos. La profundidad del eje neutro ***c*** en la ecuación (18.10.6.2) es la profundidad calculada de acuerdo con 22.2, correspondiente al desarrollo de la resistencia nominal a flexión del muro cuando se desplaza en la misma dirección que δ_u . La carga axial corresponde a la carga axial mayorada que es consistente con la combinación de carga de diseño que producen el desplazamiento de diseño δ_u . La altura del elemento de borde especial está basada en estimativos de la longitud de la articulación plástica que se extiende más allá de la zona donde es factible que ocurra fluencia de la armadura a tracción y descascaramiento del hormigón.
18.10.6.3 Los muros estructurales que no se diseñen de acuerdo con 18.10.6.2 deben tener elementos especiales de borde, en los bordes y alrededor de las aberturas de los muros estructurales cuando la tensión a compresión máxima de la fibra extrema, correspondiente a las combinaciones de carga de diseño que incluyen efectos sísmicos ***E*** , sobrepasen $0{,}2f'_c$. Los elementos especiales de borde pueden ser descontinuados donde la tensión de compresión calculada sea menor que $0{,}15f'_c$. Las tensiones deben calcularse usando un modelo lineal elástico y las propiedades de la sección bruta. Para muros con alas, debe usarse un ancho de ala efectiva como se define en 18.10.5.2.	**R18.10.6.3** Por medio de este procedimiento, se considera que las cargas gravitacionales y el máximo cortante y momento, inducidos por el sismo en una dirección dada están actuando sobre el muro. Bajo estas cargas, el borde en compresión en la sección crítica resiste las cargas gravitacionales aferentes además de la resultante en compresión asociada con el momento flector. Teniendo en cuenta que esta condición de carga puede repetirse muchas veces durante el movimiento fuerte, el hormigón debe confinarse donde las tensiones de compresión exceden un valor crítico de $0{,}2f'_c$. La tensión se calcula para las fuerzas mayoradas que actúan en la sección suponiendo una respuesta lineal de la sección bruta de hormigón. La tensión a compresión de $0{,}2f'_c$ se utiliza como un valor índice y no necesariamente describe el estado de tensiones reales que se desarrollan en la sección crítica bajo la influencia de las fuerzas inerciales reales para la intensidad anticipada del sismo.
18.10.6.4 Donde se requieran elementos especiales de borde, de acuerdo con 18.10.6.2 ó 18.10.6.3, se debe cumplir con las condiciones a) hasta h): *a)* El elemento de borde se debe extender horizontalmente desde la fibra extrema en compresión hasta una distancia al menos igual al mayor valor entre $c - 0{,}1\ell_w$ y $c/2$, donde ***c*** co-	**R18.10.6.4** La intención es que la dimensión horizontal de elemento de borde especial se extienda al menos en la longitud donde las deformaciones unitarias en compresión exceden el valor crítico. Para secciones con alas, incluyendo cajones, y formas en L o C, los cálculos para determinar si se necesitan elementos especiales de borde deben incluir una dirección de las cargas

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN

rresponde a la mayor profundidad del eje neutro calculada para la fuerza axial mayorada y la resistencia nominal a momento congruente con el desplazamiento de diseño δ_u .

b) El ancho de la zona de compresión por flexión, b , dentro de la distancia horizontal calculada por medio de 18.10.6.4(a), incluyendo el ala, si existe, debe ser $b \geq h_w/16$.

c) Para muros o segmento vertical de muro resistente a cortante de muro con $h_w/l_w \geq 2$ que son efectivamente continuos desde la base de la estructura hasta la parte superior del muro, diseñados para que tengan una sola sección crítica para flexión y carga axial, y con $c/l_w \geq 3/8$, el ancho de la zona de compresión por flexión b dentro de la distancia horizontal calculada por medio de 18.10.6.4(a) debe ser $b \geq 300$ mm.

d) En las secciones con alas, los elementos de borde deben incluir el ancho efectivo del ala en compresión y se deben extender por lo menos 300 mm dentro del alma.

e) La armadura transversal de los elementos de borde debe cumplir con los requisitos de 18.7.5.2(a) hasta (e) y 18.7.5.3, excepto que el valor de h_x en 18.7.5.2 no debe exceder el menor de 350 mm y dos tercios del ancho del elemento de borde, y el límite del espaciamiento de la armadura transversal de 18.7.5.3 a) debe ser un tercio de la menor dimensión del elemento de borde.

f) La cantidad de armadura transversal debe cumplir con la Tabla 18.10.6.4 f).

Tabla 18.10.6.4 f) Armadura transversal para elementos especiales de borde

Armadura transversal	**Expresiones aplicables**		
$A_{sh}/s\,b_c$ para estribos cerrados de confinamiento	Mayor de:	$0{,}3\left(\frac{A_g}{A_{ch}}-1\right)\frac{f'_c}{f_{yt}}$	(a)
		$0{,}09\,\frac{f'_c}{f_{yt}}$	(b)
ρ_t para espirales o estribos cerrados de confinamiento circulares	Mayor de:	$0{,}45\left(\frac{A_g}{A_{ch}}-1\right)\frac{f'_c}{f_{yt}}$	(c)
		$0{,}12\,\frac{f'_c}{f_{yt}}$	(d)

g) Cuando la sección crítica está localizada en la base del muro, la armadura transversal del elelaterales congruente con los requisitos de combinaciones ortogonales definidas en NB1225002. El valor de $c/2$ en 18.10.6.4(a) tiene como objetivo determinar una longitud mínima del elemento especial de borde. Una buena práctica de detallado es disponer la armadura longitudinal y de confinamiento de tal manera que todas las barras principales longitudinales en el borde del muro están soportadas lateralmente por armadura transversal.

COMENTARIO

En la presente Norma se introdujo un límite de esbeltez como consecuencia de fallas por inestabilidad lateral de bordes de muro esbeltos observadas en sismos recientes y en ensayos (Wallace 2012; Wallace et al. 2012). Para muros con recubrimiento grande, donde el descascaramiento del recubrimiento de hormigón puede llevar a una sección significativamente reducida, debe considerarse un aumento del ancho del elemento de borde.

El valor de $c/l_w \geq 3/8$ se utiliza para definir una sección crítica del muro que no está controlada por tracción de acuerdo con 21.2.2. Se impuso un espesor de muro mínimo de 300 mm para disminuir la posibilidad de que ocurra inestabilidad lateral en la zona de compresión

Cuando las alas están sometidas a tensiones altas en compresión, la interfaz del alma con el ala seguramente estará sometida también a tensiones altas y puede sufrir una falla de aplastamiento local a menos que los elementos especiales de borde se extiendan dentro del alma.

La armadura transversal requerida en los bordes del muro está basada en los requisitos para columnas. La expresión (a) de la Tabla 18.10.6.4 f) se utilizó para los elementos especiales de borde con anterioridad a la edición del código ACI 318 de 1999. Se ha vuelto a incluir dentro de los requisitos de la edición de esta Norma debido a la preocupación que la expresión b) de la Tabla 18.10.6.4 f) por sí misma no conduce a armadura transversal adecuado en muros delgados en los cuales el recubrimiento de hormigón constituye una parte significativa del grosor del muro. Para muros con elementos especiales de borde de sección rectangular, A_g y A_{ch} en las expresiones (a) y (c) de la Tabla 18.10.6.4 f) se definen como $A_g = l_w\,b$ y $A_{ch} = b_{c1}b_{c2}$, para las dimensiones mostradas en la figura R18.10.6. 4.1. Esto considera que es posible que ocurra descascaramiento solo en las caras expuestas del elemento de borde confinado. Los límites para h_x tienen

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
mento de borde en la base del muro debe extenderse dentro del apoyo por lo menos l_d , de acuerdo con 18.10.2.3, de la armadura longitudinal de mayor diámetro del elemento especial de borde. Cuando el elemento especial de borde termina en una zapata, losa de cimentación, o cabezal de pilote, la armadura trasversal del elemento especial de borde debe extenderse al menos 300 mm dentro de la zapata, losa de cimentación, o cabezal de pilote, a menos que se requiera una extensión mayor en 18.13.2.3.	como objetivo llevar a un espaciamiento más uniforme de los estribos cerrados de confinamiento y estribos suplementarios en muros delgados. Ensayos (Thomsen and Wallace 2004) han mostrado que se puede logar un desempeño adecuado utilizando espaciamientos verticales mayores que los permitidos por 18.7.5.3(a). Los requisitos para extensiones verticales de los elementos de borde se resumen en la Fig. R18.10.6.4.2 (Moehle et al. 2011).
h) La armadura horizontal del alma del muro debe extenderse hasta dentro de 150 mm del extremo del muro. La armadura debe anclarse para desarrollar f_y dentro del núcleo confinado del elemento de borde utilizando ganchos estándar o cabezas. Donde el elemento de borde confinado tiene una longitud suficiente para anclar la armadura horizontal del alma, y $A_s f_y/s$ de la armadura horizontal del alma no excede $A_s f_y/s$ de la armadura transversal del elemento de borde paralelo a la armadura horizontal del alma se puede terminar la armadura horizontal del alma sin gancho estándar o cabeza.	La armadura horizontal de un muro estructural con una relación cortante a momento baja resiste el cortante por medio de una acción de cercha, con las barras horizontales actuando de la misma forma que los estribos en una viga. Por la razón anterior, las barras horizontales actuando como armadura a cortante deben anclarse dentro del núcleo confinado del elemento de borde y extenderse tan cerca del extremo del muro como sea posible y lo permitan los requisitos de recubrimiento y proximidad con otras armaduras. El requisito de que la armadura horizontal del alma se ancle dentro del núcleo confinado del elemento de borde y se extienda de tal manera que quede localizado dentro de los 150 mm más cercanos al extremo del muro, aplica a todas las barras horizontales ya sean rectas, con gancho o con cabeza, como se ilustra en la Fig. R18.10.6.4.1.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN **COMENTARIO**

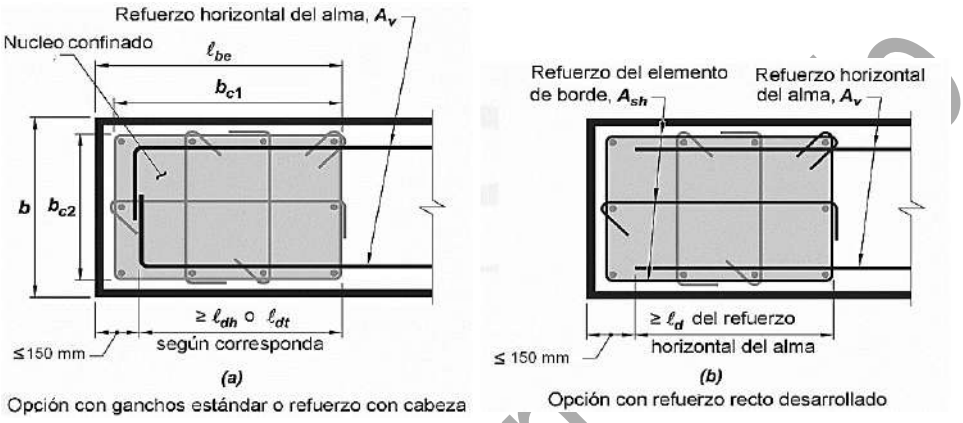
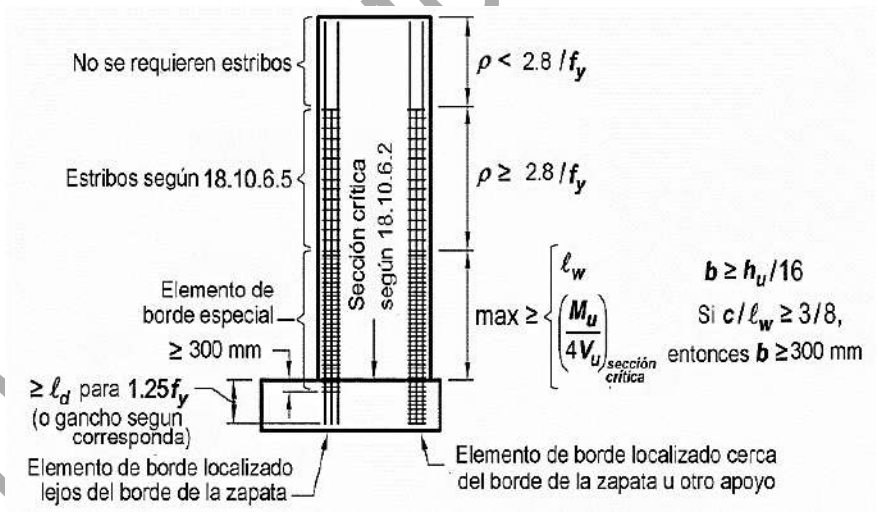
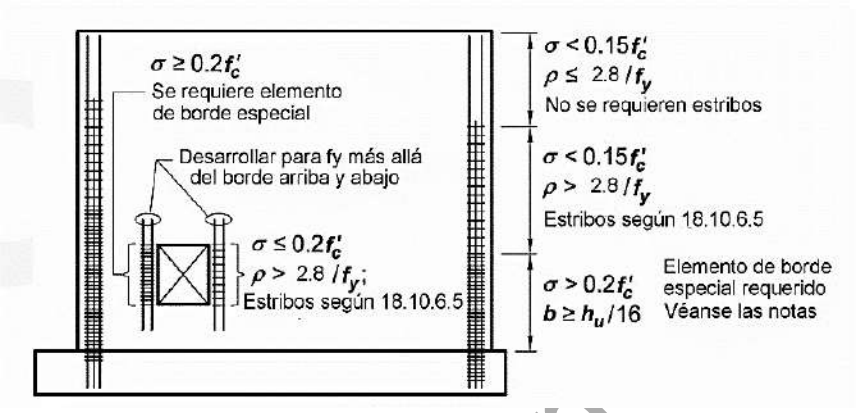


Figura R18.10.6.4.1 *— Desarrollo de la armadura horizontal del muro dentro del elemento confinado de borde.*



(a) Muro con $h_w/\ell_w \geq 2$ y una sección crítica única controlada por flexión y carga axial diseñada usando 18.10.6.2, 18.10.6.4 y 18.10.6.5

ESPECIFICACIÓN **COMENTARIO**



Notas: *El requisito de tener elementos especiales de borde se activa si el esfuerzo máximo en la fibra extrema en compresión* $\sigma > 0{,}20\, f'_c$ *. Una vez se activa, el elemento especial de borde se extiende hasta que* $\sigma > 0{,}15\, f'_c$ *. Debido a que* $h_w/l_w \leq 2$ *, 18.10.6.4(c) no aplica.*

(b) Muro y machón de muro diseñados utilizando 10.10.6.3, 18.10.6.4 y 18.10.6.5

***Figura R18.10.6.4.2** — Resumen de los requisitos para muros especiales.*

18.10.6.5 Cuando no se requieren elementos especiales de borde de acuerdo con lo indicado en 18.10.6.2 ó 18.10.6.3, se debe cumplir con a) y b):

a) Si la cuantía de armadura longitudinal en el borde del muro excede $\boldsymbol{2{,}76/f_y}$, la armadura transversal de borde debe cumplir con lo indicado en 18.7.5.2 a) hasta e) en la distancia calculada de acuerdo con 18.10.6.4 a). El espaciamiento longitudinal de la armadura transversal en el borde del muro no debe exceder el menor de 200 mm y $\boldsymbol{8d_b}$ de la más pequeña de las barras principales de armadura de flexión, excepto que el espaciamiento no debe exceder el menor de 150 mm y $\boldsymbol{6d_b}$ dentro de una distancia igual al mayor de $\boldsymbol{l_w}$ o $\boldsymbol{M_u/4V_u}$ por encima y por debajo de la sección crítica donde se espera que ocurra la fluencia de la armadura longitudinal como consecuencia de los desplazamientos laterales inelásticos.

b) Excepto cuando, en el plano del muro sea $\boldsymbol{V_u < 0{,}83\, A_{cv}\, \lambda \sqrt{f'_c}}$, la armadura horizontal que termine en los bordes de muros estructurales sin elementos de borde debe tener un gancho estándar que abrace la armadura de borde o la armadura de borde debe estar abrazada por estribos en U que estén empalmados a la armadura horizontal y tengan su mismo diámetro y espaciamiento.

R18.10.6.5 Las inversiones de carga cíclica pueden ocasionar pandeo en la armadura longitudinal de borde incluso en los casos en que la demanda en los bordes del muro no requiera de elementos especiales de borde. En muros con cantidades moderadas de armadura longitudinal de borde, se requieren estribos para inhibir pandeo. La cuantía de armadura longitudinal incluye únicamente la armadura en los bordes del muro como se indica en la Fig. R18.10.6.5. Se permite un espaciamiento mayor de los estribos en relación con lo indicado en 18.10.6.4 e) debido a la menor demanda de deformación en los muros. Los requisitos de 18.10.6.5 aplican en toda la altura del muro y están resumidos en la Figura R18.10.6.4.2 para casos donde se requieren elementos especiales de borde (Moehle 2011).

La adición de ganchos o estribos en U en los extremos de la armadura horizontal del muro proporciona anclaje de tal modo que la armadura sea efectivo para resistir fuerzas cortantes. También tenderá a inhibir el pandeo de la armadura vertical en los bordes. En los muros con poco cortante en el plano no es necesario el anclaje de la armadura horizontal.

Documento en revisión

ESPECIFICACIÓN | **COMENTARIO**

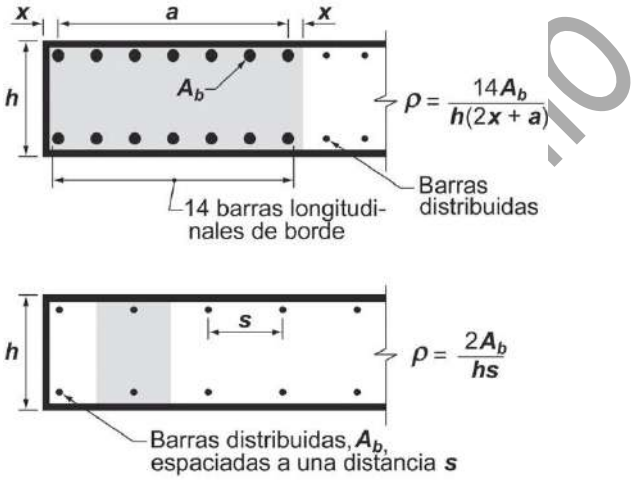


Figura R18.10.6.5 *— Cuantías de armadura longitudinal para condiciones de borde típicas en muros.*

18.10.7 Vigas de acople

18.10.7.1 Las vigas de acople con $l_n/h \geq 4$ deben cumplir con los requisitos indicados en 18.6, con el borde del muro interpretado como una columna. No se requiere cumplir los requisitos establecidos en 18.6.2.1 b) y c) si se puede demostrar mediante análisis que la viga tiene una estabilidad lateral adecuada.

18.10.7.2 Las vigas de acople con $l_n/h < 2$ y con $V_u \geq 0{,}33\lambda\sqrt{f'_c}\,A_{cw}$ deben armarse con dos grupos de barras dispuestas diagonalmente que se intersectan, colocadas en forma simétrica respecto al centro de la luz, a menos que se pueda demostrar que la pérdida de rigidez y resistencia de las vigas de acople no debilita la capacidad de la estructura para soportar carga vertical, o la evacuación de la estructura, o la integridad de los elementos no estructurales y sus conexiones con la estructura.

18.10.7.3 Se permite que las vigas de acople que no estén controladas por los requisitos de 18.10.7.1 ó 18.10.7.2 se armen ya sea con dos grupos de barras que se intersectan diagonalmente colocadas en forma simétrica respecto al centro de la luz o de acuerdo con 18.6.3 hasta 18.6.5, con el borde del muro interpretado como una columna.

18.10.7.4 Las vigas de acople armadas con dos grupos de barras que se intersectan diagonalmente colocadas en forma simétrica respecto al centro de la luz deben cumplir con a), b) y ya sea

R18.10.7 Vigas de acople

Las vigas de acople que conectan muros estructurales pueden proporcionar rigidez y disipación de energía. En muchos casos las limitaciones geométricas generan vigas de acople altas con relación a su luz libre. Las vigas altas de acople pueden estar controladas por cortante y pueden ser susceptibles a degradación de resistencia y rigidez bajo las cargas sísmicas. Los resultados de los ensayos (Paulay and Binney 1974; Barney et al. 1980) han demostrado que una armadura diagonal confinada proporciona resistencia adecuada en las vigas altas de acople.

Los experimentos demuestran que la armadura orientada diagonalmente únicamente es efectiva si las barras están colocadas con una gran inclinación. Por lo tanto, las vigas de acople con armadura diagonal están restringidas a vigas que tengan una relación de aspecto $l_n/h < 4$. La edición del código ACI de 2008 se cambió para aclarar que las vigas de acople con una relación de aspecto intermedio pueden armarse de acuerdo con 18.6.3 hasta 18.6.5.

Las barras diagonales deben colocarse en forma más o menos simétrica en la sección transversal de la viga, en dos o más capas. Las barras colocadas diagonalmente intentan proporcionar toda la resistencia a cortante de la viga y la resistencia a momento correspondiente. Estas disposiciones no cubren los diseños que derivan sus resistencias a momento de la combinación de barras longitudinales y diagonales.

Documento en revisión

ESPECIFICACIÓN

con c) o con d). No se necesita cumplir con los requisitos de 9.9:

a) V_n se debe determinar por medio de:

$$V_n = 2\,A_{vd} f_y \sin\alpha \le 10\sqrt{f'_c}\,A_{cw} \quad (18.10.7.4)$$

Donde α es el ángulo entre las barras diagonales y el eje longitudinal de la viga de acople.

b) Cada grupo de barras diagonales consiste en un mínimo de cuatro barras colocadas en dos o más capas. Las barras diagonales deben estar embebidas en el muro no menos de 1,25 veces la longitud de anclaje para f_y en tracción.

c) Cada grupo de barras diagonales debe estar rodeado por armadura transversal rectilínea teniendo dimensiones exteriores de al menos $b_w/2$ en la dirección paralela a b_w y $b_w/5$ a lo largo de los otros lados, donde b_w es el ancho del alma de la viga de acople. La armadura transversal debe cumplir con 18.7.5.2 a) hasta c), con A_{sh} no menor que el mayor de (i) e (ii):

i) $0{,}09\, s\, b_c \dfrac{f'_c}{f_{yt}}$

ii) $0{,}3\, s\, b_c \left(\dfrac{A_g}{A_{ch}} - 1\right)\dfrac{f'_c}{f_{yt}}$

Para efectos de calcular A_g , el recubrimiento de 20.6.1 debe suponerse en todos los cuatro lados de cada grupo de barras diagonales. La armadura transversal debe tener un espaciamiento medido paralelo a la barra diagonal que cumpla 18.7.5.3(c) y no exceda $6d_b$ de la barra diagonal de menor diámetro, y debe tener un espaciamiento de los estribos suplementarios y ramas de estribos cerrados de confinamiento, medido perpendicularmente a las barras diagonales, que no exceda 350 mm. La armadura transversal debe continuar a lo largo de la intersección de las barras diagonales. En la intersección, se puede modificar la disposición de la armadura transversal dado que los requisitos de espaciamiento y relación volumétrica se cumplan. La armadura longitudinal y transversal adicional debe distribuirse alrededor del perímetro de la viga y debe tener un área total en cada dirección de al menos $0{,}002\, b_w\, s$ y un espaciamiento que no exceda 300 mm.

d) Debe colocarse armadura transversal en toda la sección de la viga de acuerdo con 18.5.2 a) hasta c), y A_{sh} no puede ser menor que el mayor de (i) e (ii):

COMENTARIO

Se describen dos opciones de confinamiento. De acuerdo con 18.10.7.4 c), cada elemento diagonal consiste en una jaula de armadura longitudinal y transversal como el que se muestra en la figura R18.10.7(a). Cada jaula contiene a lo menos cuatro barras longitudinales y confina el núcleo de hormigón. Los requisitos para las dimensiones laterales de la jaula y de su núcleo tienen por objeto proporcionar una estabilidad adecuada a la sección transversal cuando las barras se encuentren sometidas a cargas que exceden la fluencia. Las dimensiones mínimas y el espaciamiento libre requerido para la armadura, pueden controlar el ancho del muro. Se revisó el Código ACI 318 del 2008, para relajar el espaciamiento de la armadura transversal que confina las barras diagonales, así aclarar que se requiere confinamiento en la intersección de las diagonales y simplificar el diseño de la armadura longitudinal y transversal alrededor del perímetro de la viga. Se espera que las vigas con estos nuevos detalles se comporten aceptablemente. La expresión para la armadura transversal A_{sh} se basa en garantizar una capacidad a la compresión de una sección de columna equivalente se mantiene después de que el recubrimiento de hormigón se descascara.

El artículo 18.10.7.4 d) describe una segunda opción para el confinamiento de las diagonales, que fue introducida en el Código ACI 318 del 2008 (véase la Fig. R18.10.7(b)). Esta segunda opción es para confinar toda la sección transversal de la viga en lugar de confinar las diagonales individualmente. Esta opción puede simplificar considerablemente la colocación de los estribos cerrados de confinamiento en la obra, que, de otro modo, podría ser muy difícil donde se intersectan las barras diagonales o donde entran al borde del muro.

Cuando las vigas de acople no se usan como parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas, se puede obviar los requisitos para la armadura en diagonal.

Los resultados de ensayos (Barney et al. 1980) demostraron que las vigas armadas como se describe en 18.10.7 poseen ductilidad adecuada para fuerzas cortantes que exceden $10\sqrt{f'_c}\, b_w\, d$. En consecuencia, el uso de un límite $10\sqrt{f'_c}\, b_w\, d$ proporciona un límite superior aceptable.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN **COMENTARIO**

i) $0{,}09\, s\, b_c \dfrac{f'_c}{f_{yt}}$

ii) $0{,}3\, s\, b_c \left(\dfrac{A_g}{A_{ch}} - 1\right) \dfrac{f'_c}{f_{yt}}$

El espaciamiento longitudinal de la armadura transversal no debe exceder el menor de 150 mm y **6d_b** de la barra diagonal más pequeña. El espaciamiento de los estribos suplementarios y ramas de estribos cerrados de confinamiento tanto horizontal como verticalmente en el plano de la viga no debe exceder 200 mm. Todo estribo suplementario y cada rama de estribo cerrado de confinamiento debe abrazar una barra longitudinal de igual o mayor diámetro. Se puede configurar los estribos cerrados de confinamiento como se especifica en 18.6.4.3.

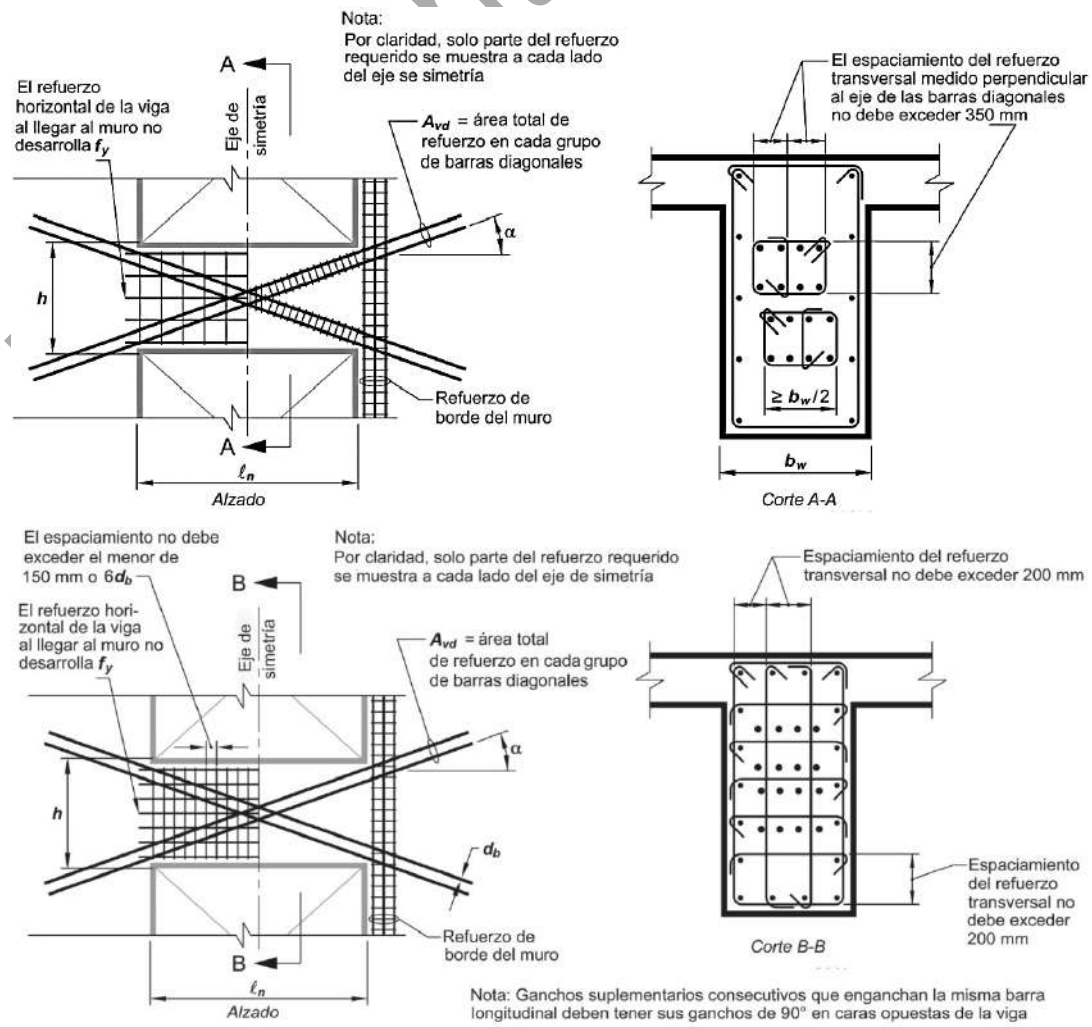


Figura R18.10.7 *— Vigas de acople con armadura en diagonal. Solo se muestra la armadura del elemento de borde en un lado por claridad.*

nto en estudio

ESPECIFICACIÓN

18.10.8 Segmento vertical de muro resistente a cortante

18.10.8.1 Los segmentos verticales de muro resistente a cortante deben cumplir los requisitos de columnas de pórticos especiales a momento dados en 18.7.4, 18.7.5 y 18.7.6, interpretando las caras de los nudos como la parte inferior y superior de la altura libre del segmento vertical de muro resistente a cortante. Alternativamente, los segmentos verticales de muro resistente a cortante con $l_w/b_w > 2{,}5$ deben cumplir con a) hasta f):

a) La fuerza cortante de diseño debe determinarse de acuerdo con 18.7.6.1 con las caras de los nudos tomadas como la parte superior y la parte inferior de la altura libre del segmento vertical de muro resistente a cortante. Cuando el reglamento general de construcción incluya requisitos para tener en cuenta la sobre-resistencia del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas, no hay necesidad que la fuerza cortante de diseño exceda Ω_0 veces el cortante mayorado obtenido del análisis de la estructura para los efectos de las fuerzas sísmicas.

b) Tanto V_n como la armadura distribuida a cortante deben cumplir con 18.10.4.

c) La armadura transversal debe estar compuesta por estribos de cerrados de confinamiento excepto que se permite el uso de armadura horizontal de una sola rama paralela a l_w cuando el muro tenga solo una capa de armadura distribuida. La armadura horizontal de una sola rama debe tener dobleces de 180 º en cada extremo que abracen la armadura longitudinal del borde del segmento vertical de muro resistente a cortante.

d) La separación vertical de la armadura transversal no debe exceder 150 mm.

e) La armadura transversal debe extenderse como mínimo 300 mm por encima y por debajo de la altura libre del segmento vertical de muro resistente a cortante.

f) Se deben colocar elementos especiales de borde si son requeridos por 18.10.6.3.

18.10.8.2 En aquellos casos en que los segmentos verticales de muro resistente a cortante queden localizados en los bordes del muro debe colocarse armadura horizontal en los segmentos adyacentes de muro encima y debajo del segmento vertical de muro resistente a cortante y ser diseñado para

COMENTARIO

R18.10.8 Segmento vertical de muro resistente a cortante

La disposición de las puertas y ventanas en un muro estructural muchas veces lleva a segmentos verticales de muro angostos que se denominan segmentos verticales de muro resistente a cortante. Las dimensiones que definen un segmento vertical de muro resistente a cortante (machón de muro) se dan en el Capítulo 2. En sismos pasados se han observado fallas a cortante de segmentos verticales de muro resistente a cortante. La intención de este artículo es dar a los segmentos verticales de muro resistente a cortante suficiente resistencia a cortante de tal manera que la respuesta inelástica, si ocurre, se desarrolle principalmente a flexión. Los requisitos son aplicables a segmentos verticales de muro resistente a cortante que se designan como parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas. En 18.14 se incluyen requisitos para segmentos verticales de muro resistente a cortante que no se designan como parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas. El efecto en la respuesta del sistema estructural de todos los segmentos verticales de muro, se hayan designado como parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas o no, debe considerarse de acuerdo con 18.2.2. Los segmentos verticales de muro resistente a cortante que tengan $l_w/b_w \leq 2{,}5$ se comportan esencialmente como columnas. El artículo 18.10.8.1 requiere que estos elementos cumplan con los requisitos de armadura y resistencia al cortante de 18.7.4 a 18.7.6. Se dan requisitos alternos para segmentos verticales de muro resistente a cortante que tienen $l_w/b_w > 2{,}5$.

La fuerza cortante de diseño determinada de acuerdo con 18.7.6.1 puede ser irrealmente alta en algunos casos. Como una alternativa, 18.10.8.1(a) permite que la fuerza cortante de diseño se determine usando las combinaciones de carga en las cuales los efectos sísmicos se han amplificado para tener en cuenta la sobrerresistencia del sistema. Documentos tales como las recomendaciones de NEHRP provisions (P749-10), ASCE/SEI 7, y el International Building Code IBC-12 (ICC 2012) representan el efecto de carga sísmica amplificado por medio del factor Ω_0 .

El artículo 18.10.8.2 cubre segmentos verticales de muro resistente a cortante localizados en el borde del muro. Bajo la acción de cortante en el

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
transferir la fuerza cortante de diseño del segmento vertical de muro resistente a cortante a los segmentos de muro, adyacente.	plano del muro, pueden aparecer fisuras inclinadas que se propaguen a los segmentos de muro directamente encima o debajo del segmento vertical de muro resistente a cortante. A menos que haya suficiente armadura en los segmentos de muro adyacentes, puede ocurrir una falla a cortante en ellos. La longitud de embebido de la armadura que se coloque para este fin en los segmentos de muro, adyacentes debe determinarse considerando tanto los requisitos de longitud de anclaje como la resistencia a cortante de los segmentos de muro (véase la Fig. R18.10.8).

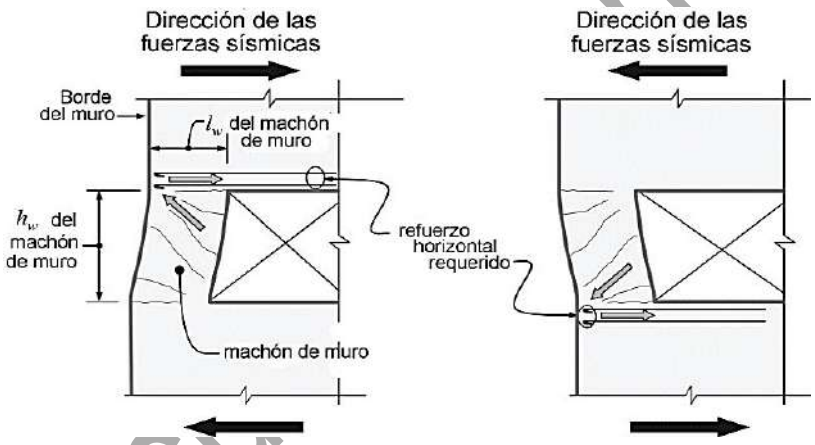


Figura R18.10.8 *— Armadura horizontal requerida en segmentos de muro por encima y por debajo de segmentos verticales de muro resistente a cortante en el borde del muro.*

Documento en estudio

18.10.9 Juntas de construcción

18.10.9.1 Todas las juntas de construcción en los muros estructurales deben cumplir con lo indicado en 26.5.6 y las superficies de contacto deben hacerse rugosas congruentemente con la condición b) de la Tabla 22.9.4.2.

R18.10.9 Juntas de construcción

(*Sin comentarios*)

18.10.10 Muros discontinuos

18.10.10.1 Las columnas que soporten muros estructurales discontinuos deben ser armadas de acuerdo con lo indicado en 18.7.5.6.

R18.10.10 Muros discontinuos

(*Sin comentarios*)

18.11 MUROS ESTRUCTURALES ESPECIALES CONSTRUIDOS USANDO HORMIGÓN PREFABRICADO

R18.11 MUROS ESTRUCTURALES ESPECIALES CONSTRUIDOS USANDO HORMIGÓN PREFABRICADO

18.11.1 Alcance

18.11.1.1 Este artículo aplica a muros estructurales especiales construidos usando hormigón prefabricado que forma parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas.

R18.11.1 Alcance

(*Sin comentarios*)

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
18.11.2 Generalidades	**R18.11.2 Generalidades**
18.11.2.1 Los muros estructurales especiales construidos usando hormigón prefabricado deben cumplir con todos los requisitos de 18.10, además de 18.5.2.	(*Sin comentarios*)
18.11.2.2 Se permiten muros estructurales especiales construidos usando hormigón prefabricado y cables pos-tesados no adheridos y que no cumplen con los requisitos de 18.11.2.1 siempre que cumplan con los requisitos del ACI ITG5.1.	**R18.11.2.2** Estudios experimentales y analíticos (Priestley et al. 1999; Perez et al. 2003; Restrepo 2002) han demostrado que algunos tipos de muros estructurales prefabricados y pos-tesados con cables no adheridos, y que no cumplen con los requisitos del Capítulo 18, proveen características de desempeño sísmico satisfactorias. El ACI ITG-5.1 define un protocolo para establecer un procedimiento de diseño para tales muros con o sin vigas de acople y validado por análisis y ensayos de laboratorio. El documento ACI ITG-5.2 define los requisitos de diseño para un tipo especial de muro estructural construido utilizando hormigón prefabricado y cables de pos-tesado no adheridos y su uso validado de acuerdo con 18.11.2.2.
18.12 DIAFRAGMAS Y CERCHAS	**R18.12 DIAFRAGMAS Y CERCHAS**
18.12.1 Alcance	**R18.12.1 Alcance**
18.12.1.1 Este artículo aplica a diafragmas y colectores que forman parte de del sistema resistente ante fuerzas sísmicas en estructuras, asignadas a CDS D, E o F.	Los diafragmas tal como son usados en edificaciones son elementos estructurales (tales como pisos y cubiertas) que cumplen algunas o todas de las siguientes funciones: *a)* Apoyar los elementos de la edificación (tales como muros, particiones y fachadas) que resisten fuerzas horizontales, pero que no actúan como parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas. *b)* Transferir las fuerzas laterales desde el punto de aplicación a los elementos verticales del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas. *c)* Interconectar los diferentes componentes del sistema vertical de resistencia ante fuerzas sísmicas con la adecuada resistencia, rigidez y ductilidad de tal manera que la edificación responda de acuerdo con lo buscado en el diseño (Wyllie 1987).
18.12.1.2 Los requisitos de 18.12.11 se deben aplicar a las cerchas estructurales que forman parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas asignadas a CDS D, E ó F.	
18.12.2 Fuerzas de diseño	**R18.12.2 Fuerzas de diseño**
18.12.2.1 Las fuerzas de diseño sísmico para diafragmas estructurales se deben obtener del reglamento general de construcción usando los requisitos y las combinaciones de carga aplicables.	**R18.12.2.1** En el reglamento general de construcción, con frecuencia las fuerzas de diseño sísmico para diafragmas de piso y techo no son calculadas directamente durante el análisis de fuerza lateral que proporciona las fuerzas y cor-

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
	tantes de los pisos. En cambio, las fuerzas de diseño del diafragma en cada nivel se calculan mediante una fórmula que amplifica las fuerzas de piso reconociendo los efectos dinámicos e incluyendo límites máximos y mínimos. Estas fuerzas se usan con las combinaciones de carga requeridas para diseñar diafragmas para cortante y momento. Para los elementos colectores, los reglamentos generales de construcción en los Estados Unidos especifican combinaciones de carga que amplifican las fuerzas sísmicas por un factor Ω_0 . Las fuerzas amplificadas por Ω_0 se usan para calcular las fuerzas cortantes locales de diafragmas que resultan de la transferencia de las fuerzas de los colectores, y para momentos resistentes a flexión locales en diafragmas que resultan de cualquier excentricidad de las fuerzas de los colectores. Los requisitos específicos para las fuerzas de diseño sísmico para diafragmas y colectores dependen de la edición del reglamento general de construcción que se use. Los requisitos también pueden variar de acuerdo a la CDS. Para la mayoría de las edificaciones en hormigón sometidas a demandas sísmicas inelásticas, es deseable limitar el comportamiento inelástico de los diafragmas de piso y techo bajo las fuerzas sísmicas y deformaciones impuestas. Es preferible que el comportamiento inelástico ocurra solamente en los lugares deseados del sistema vertical de resistencia ante fuerzas sísmicas las cuales se detallan para una respuesta dúctil, como sucede en las articulaciones plásticas de la viga de pórticos especiales resistentes a momento, o articulaciones plásticas para flexión en la base de muros estructurales o en las vigas de acople. Para edificaciones sin luces grandes en el diafragma entre los elementos resistentes a fuerzas laterales, el comportamiento del diafragma elástico no es difícil de lograr. Para edificaciones donde los diafragmas podrían alcanzar su resistencia a flexión o cortante antes de que ocurra fluencia en el sistema vertical de resistencia ante fuerzas sísmicas, los diseñadores deben considerar un incremento de la resistencia del diafragma.
18.12.3 Trayectoria de las fuerzas sísmicas **18.12.3.1** Todos los diafragmas y sus conexiones deben diseñarse y detallarse para que sea capaces de transferir las fuerzas a los elementos colectores y a los elementos verticales del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas.	**R18.12.3 Trayectoria de las fuerzas sísmicas** (*Sin comentarios*)

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN

18.12.3.2 Los elementos de un sistema de diafragma estructural que se encuentra sometido principalmente a fuerzas axiales y que se usan para transferir el cortante o las fuerzas de flexión del diafragma alrededor de las aberturas u otras discontinuidades, debe cumplir con los requisitos para los colectores de 18.12.7.5 y 18.12.7.6.

COMENTARIO

R18.12.3.2 Este requisito se aplica a elementos similares a bielas que están presentes alrededor de las aberturas, bordes de diafragmas y otras discontinuidades de los diafragmas. La figura R18.12.3.2 muestra un ejemplo. Esos elementos pueden verse sometidos a fuerzas sísmicas axiales en combinación con flexión y cortante proveniente del sismo o de las cargas gravitacionales.

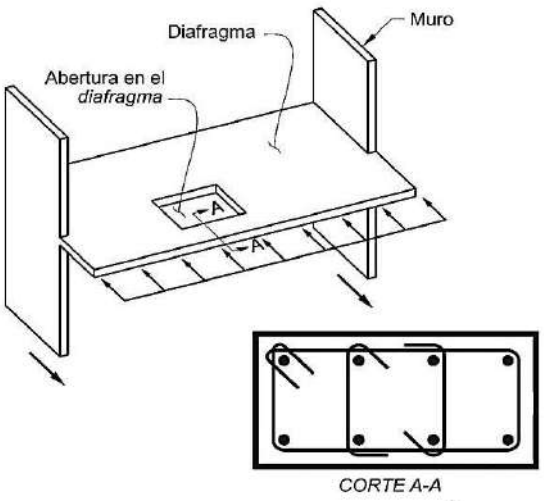


Figura R18.12.3.2 *— Ejemplo de diafragma cumpliendo los requisitos de 18.12.3.2 y mostrando un elemento con el confinamiento requerido por 18.12.7.5.*

18.12.4 Contrapiso compuesto construido en sitio en losas que actúan como diafragmas

18.12.4.1 Se permite el uso como diafragma de un contrapiso compuesto construido en sitio sobre un piso o cubierta prefabricados siempre y cuando el contrapiso construido en sitio se arme y la superficie del hormigón previamente endurecido sobre la cual se coloca el contrapiso esté limpia, libre de lechada y se haya hecho rugosa intencionalmente.

R18.12.4 Contrapiso compuesto construido en sitio en losas que actúan como diafragmas

R18.12.4.1 Se requiere de contrapiso adherido de manera que el sistema de piso o cubierta pueda proporcionar una restricción contra el pandeo de la losa. Se requiere armadura para asegurar la continuidad de la fuerza cortante a través de las juntas del prefabricado. Los requisitos de conexión se introducen para incentivar un sistema completo con las transferencias de cortante, necesarias.

18.12.5 Contrapiso no compuesto construido en sitio en losas que actúan como diafragmas

18.12.5.1 Se permite que un contrapiso no compuesto construido en sitio sobre un piso o cubierta prefabricado sirva como diafragma estructural siempre y cuando el contrapiso de losa construido en sitio actuando por sí mismo esté diseñado y detallado para resistir las fuerzas sísmicas de diseño.

R18.12.5 Contrapiso no compuesto construido en sitio en losas que actúan como diafragmas

R18.12.5.1 No se requiere de una acción compuesta entre el contrapiso y los elementos prefabricados del piso, siempre y cuando el contrapiso sea diseñado para resistir las fuerzas sísmicas de diseño.

18.12.6 Espesor mínimo de diafragmas

18.12.6.1 Las losas de hormigón y los afinados de piso compuestos que sirven como diafragmas

R18.12.6 Espesor mínimo de diafragmas

R18.12.6.1 El espesor mínimo de los diafragmas de hormigón refleja la práctica actual en sistemas con viguetas y de tipo reticular y en afinados de

Documento de estudio

ESPECIFICACIÓN

estructurales usados para transmitir fuerzas sísmicas deben tener un espesor mínimo de 50 mm. Los afinados de piso colocados sobre elementos de piso o cubierta prefabricados, que actúan como diafragmas estructurales y que no dependen de la acción compuesta con los elementos prefabricados para resistir las fuerzas sísmicas de diseño, deben tener un espesor no menor que 65 mm.

18.12.7 Armadura

18.12.7.1 La cuantía mínima de armadura para los diafragmas estructurales debe estar de acuerdo con lo indicado en 24.4. Excepto para las losas pos-tesadas, el espaciamiento de la armadura en cada dirección no debe exceder de 450 mm. Cuando se usa armadura electrosoldada de alambre como armadura distribuida para resistir el cortante en el contrapiso colocado sobre elementos de piso y cubierta prefabricados, los alambres paralelos a las juntas entre elementos prefabricados deben estar espaciados a no menos de 250 mm centro a centro. La armadura colocada para resistencia a cortante debe ser continua y debe estar distribuida uniformemente a través del plano de cortante.

18.12.7.2 Los cables adheridos que se usen como armadura para resistir fuerzas de los colectores o cortante de diafragmas o tracción por flexión deben diseñarse de forma tal que la tensión debido a las fuerzas sísmicas de diseño no exceda de 420 MPa. Se permite que la precompresión producida por cables de pretensado no adheridos resista fuerzas de diseño del diafragma si se proporciona una trayectoria de cargas para la fuerza sísmica.

COMENTARIO

piso compuestos colocados sobre sistemas prefabricados de piso y cubierta. Se requiere de losas más gruesas cuando el contrapiso no actúa en forma compuesta con el sistema prefabricado para resistir las fuerzas sísmicas de diseño.

R18.12.7 Armadura

R18.12.7.1 Las cuantías mínimas de armadura para los diafragmas corresponden a las cantidades de armadura requeridas por temperatura y retracción (véase 24.4). El espaciamiento máximo para armadura tiene por objeto controlar el ancho de las fisuras inclinadas. Los requisitos mínimos de pretensado promedio (véase 24.4.4.1) se consideran adecuados para limitar el ancho de las fisuras en sistemas de piso pos-tesados; por lo tanto, los requisitos de espaciamiento máximo no se aplican a estos sistemas.

El requisito de espaciamiento mínimo para armadura electrosoldada de alambre en los contrapiso de sistemas de piso prefabricados tiene por objeto evitar la fractura de la armadura distribuida durante un sismo. Las fisuras en el contrapiso se abren precisamente sobre la junta entre las alas de los elementos prefabricados adyacentes, y los alambres que cruzan esas fisuras están restringidos por los alambres transversales (Wood et al. 2000). Por lo tanto, toda la deformación asociada con la fisuración debe acomodarse en una distancia no mayor que el espaciamiento de los alambres transversales. Se requiere de un espaciamiento mínimo de 250 mm para los alambres transversales con el fin de reducir la posibilidad de rotura de los alambres que cruzan las fisuras críticas durante el sismo de diseño. Los requisitos de espaciamiento mínimo no se aplican a los diafragmas armados con barras individuales debido a que las deformaciones unitarias se distribuyen en una longitud mayor.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO

18.12.7.3 Toda armadura usada para resistir fuerzas de los colectores, cortante en el diafragma o tracción por flexión debe ser anclado o empalmado para resistir f_y en tracción.

R18.12.7.3 La longitud de anclaje y empalme por traslapo de barras se diseñan de acuerdo con los requisitos del Capítulo 25 para armadura en tracción. No se permiten reducciones en las longitudes de anclaje o de empalme por traslapo debidas a tensiones calculados menores que f_y , como se indica en 25.4.10.2.

18.12.7.4 Se requieren empalmes Tipo 2, cuando se usan empalmes mecánicos para transferir fuerzas entre el diafragma y los elementos verticales del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas.

18.12.7.5 Los elementos colectores con tensiones de compresión que excedan $0{,}2\,f'_c$ en cualquier sección deben tener armadura transversal que cumpla con 18.7.5.2 a) hasta e) y con 18.7.5.3, excepto que el límite de espaciamiento de 18.7.5.3 a) debe ser un tercio de la dimensión menor del colector. La cantidad de armadura transversal debe cumplir con la Tabla 18.12.7.5. Se permite discontinuar la armadura transversal especificada en la sección donde la tensión a compresión calculada es menor que $0{,}15\,f'_c$.

Donde las fuerzas de diseño hayan sido amplificadas para tomar en cuenta la sobrerresistencia de los elementos verticales del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas, el límite de $0{,}2\,f'_c$ debe ser incrementado a $0{,}5\,f'_c$ y el límite de $0{,}15\,f'_c$ debe ser aumentado a $0{,}4\,f'_c$.

Tabla 18.12.7.5 Armadura transversal para elementos colectores

Armadura transversal	Expresiones aplicables		
$A_{sh}/s\,b_c$ para estribos cerrados de confinamiento rectilíneos	$0{,}09\,\frac{f'_c}{f_{yt}}$		(a)
ρ_s para espirales y estribos cerrados de confinamiento circulares	Mayor de:	$0{,}45\left(\frac{A_g}{A_{ch}}-1\right)\frac{f'_c}{f_{yt}}$	(b)
		$0{,}12\,\frac{f'_c}{f_{yt}}$	(c)

R18.12.7.5 En documentos como NEHRP Provisions (FEMA P750-10), ASCE/SEI 7 (2010), el IBC-12 (ICC 2012) y el Uniform Building Code (ICBO 1997), los elementos colectores de diafragmas deben ser diseñados para fuerzas amplificadas por un factor Ω_0 para tener en cuenta la sobrerresistencia en los elementos verticales del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas. El factor de amplificación Ω_0 varía entre 2 y 3 para estructuras de hormigón, dependiendo del documento seleccionado y del tipo de sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas. En algunos documentos, el factor puede ser calculado con base en las fuerzas máximas que pueden desarrollarse por los elementos verticales del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas.

Las tensiones de compresión calculadas para las fuerzas mayoradas por medio de un modelo linealmente elástico basado en la sección bruta del diafragma estructural se utilizan como un valor índice para determinar si se requiere armadura de confinamiento. Una tensión de compresión calculado de $0{,}2\,f'_c$, o de $0{,}5\,f'_c$ para fuerzas amplificadas por Ω_0 se supone que indica que la integridad de toda la estructura depende de la capacidad de dicho elemento para resistir fuerzas apreciables de compresión bajo carga cíclica severa. Por lo tanto, se requiere de armadura transversal en dicho elemento para proporcionar confinamiento al hormigón y a la armadura.

18.12.7.6 El detallado de la armadura longitudinal para los elementos colectores en los empalmes y zonas de anclaje debe cumplir:

a) Un espaciamiento mínimo centro a centro de tres diámetros de barra longitudinal, pero no

R18.12.7.6 Este artículo tiene como objetivo reducir la posibilidad de pandeo de la barra y proporciona condiciones adecuadas para el anclaje de la barra en la vecindad de las zonas de empalmes y anclajes.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN | **COMENTARIO**

menos de 40 mm, y un recubrimiento mínimo de hormigón libre de 2,5 diámetros de barra longitudinal, pero no menor de 50 mm.

b) El área de armadura transversal, A_v sea:

$$A_v \geq \begin{cases} 0{,}062\sqrt{f'_c}\, b_w\, s/f_{yt} \\ 0{,}35\, b_w\, s/f_{yt} \end{cases}$$

, excepto en lo exigido en 18.12.7.5.

18.12.8 Resistencia a flexión

18.12.8.1 Los diafragmas y porciones de diafragmas deben diseñarse para flexión, de acuerdo con el Capítulo 12. Deben considerarse los efectos de las aberturas.

R18.12.8 Resistencia a flexión

R18.12.8.1 La resistencia a flexión de diafragmas se calcula usando las mismas suposiciones que para los muros, columnas o vigas. El diseño de diafragmas para flexión y otras acciones, usa las combinaciones de carga aplicables de 5.3.1 para considerar las fuerzas sísmicas que actúan simultáneamente con las cargas por gravedad y otras.

Se debe considerar la influencia de las aberturas de la losa en la resistencia a flexión y cortante, incluyendo la evaluación de las secciones potencialmente críticas creadas por las aberturas. Los modelos biela y tirante, son potencialmente útiles para diseñar diafragmas con aberturas.

Las prácticas de diseño anteriores suponían que los momentos de diseño para diafragmas estructurales eran resistidos completamente por fuerzas en las cuerdas del diafragma que actuaban en bordes opuestos del mismo. Esta idealización se encontraba implícita en versiones anteriores de la Norma, pero ha sido reemplazada por un enfoque en el que se supone que toda la armadura longitudinal, dentro de los límites de 18.12.7, contribuye a la resistencia a flexión del diafragma. Este cambio reduce el área requerida de armadura longitudinal concentrada cerca del borde del diafragma, pero no debe interpretarse como un requisito para eliminar toda la armadura de borde.

18.12.9 Resistencia a cortante

18.12.9.1 V_n en diafragmas estructurales no debe exceder:

$$V_n \leq A_{cv}\left(\frac{\lambda\sqrt{f'_c}}{6} + \rho_t f_y\right) \qquad (18.12.9.1)$$

Para diafragmas conformados por contrapiso vaciado en sitio y colocado sobre un piso o cubierta prefabricado, A_{cv} se calcula usando solamente el

R18.12.9 Resistencia a cortante

Los requisitos de resistencia a cortante para diafragmas son los mismos que para los muros estructurales esbeltos y están basados en los requisitos para cortante en vigas. El término A_{cv} se refiere al área bruta del diafragma, pero no puede exceder el espesor multiplicado por el ancho del diafragma. Esto corresponde al área total de la viga alta efectiva que conforma el diafragma. La

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN

espesor del contrapiso para los diafragmas formados por contrapiso no compuesto y por el espesor combinado de los elementos prefabricados y el contrapiso vaciado en sitio para los diafragmas de contrapiso compuesto. Para los diafragmas formados por contrapiso compuesto, el valor de f'_c usado para determinar V_n no debe exceder el menor del f'_c de los elementos prefabricados y el f'_c del contrapiso.

18.12.9.2 El V_n de diafragmas estructurales no debe exceder:

$$V_n \leq A_{cv} \frac{2\sqrt{f'_c}}{3} \qquad (18.12.9.2)$$

18.12.9.3 Por encima de las juntas entre elementos prefabricados en diafragmas no compuestos, o con contrapiso, compuesto, V_n no debe exceder

$$V_n \leq A_{vf} f_y \mu \qquad (18.12.9.3)$$

Donde A_{vf} es el área total de la armadura para cortante por fricción colocada dentro del contrapiso, incluyendo las armaduras distribuidas y de borde, que estén orientadas perpendicularmente a las juntas del sistema prefabricado y el coeficiente de fricción, μ es **1,0** λ, donde λ está dado en 19.2.4.1. Por lo menos la mitad de A_{vf} debe estar distribuida uniformemente a lo largo de la longitud del plano potencial de cortante. El área de armadura distribuida en el contrapiso debe cumplir con 24.4.3.2 en cada dirección.

18.12.9.4 Por encima de las juntas entre elementos prefabricados en diafragmas no compuestos y con contrapiso compuesto, V_n no debe exceder los límites de 22.9.4.4 con A_c calculado usando solamente el espesor del contrapiso.

COMENTARIO

armadura de losa distribuida, ρ_t usada para calcular la resistencia a cortante del diafragma en la ecuación (18.12.9.1) está ubicada perpendicularmente a la armadura a flexión del diafragma. El artículo 18.12.9.2 limita la resistencia máxima a cortante del diafragma.

Además de cumplir con los requisitos de 18.12.9.1 y 18.12.9.2, los contrapisos vaciados en sitio que actúan como diafragmas deben cumplir con 18.12.9.3 y 18.12.9.4. Los contrapisos vaciados en sitio en un sistema de piso o techo prefabricado tienden a sufrir fisuras de retracción, alineadas con las juntas entre elementos prefabricados adyacentes. Por lo tanto, los requisitos adicionales de resistencia a cortante para el contrapiso que actúa como diafragma en 18.12.9.3 están basados en un modelo de cortante por fricción (Wood et al. 2000), y el plano de fisuración supuesto corresponde a las juntas del sistema prefabricado en el sentido de la dirección del cortante aplicado, como se muestra en la Fig. R22.9.4.3. El coeficiente de fricción, μ, en el modelo de cortante por fricción se toma igual a *1,0* para hormigón de peso normal debido a la presencia de estas fisuras de retracción.

Tanto la armadura distribuida como la de borde en los contrapisos pueden ser consideradas como armadura a cortante por fricción, A_{vf} **.** La armadura de borde dentro del diafragma se denominaba armadura de cuerda en el código ACI 318 con anterioridad al 2008. Aunque la armadura de borde también resiste las fuerzas debidas a momento y cortante en el diafragma, la reducción en la resistencia a cortante por fricción en la zona de tracción es compensada por el aumento en la resistencia a cortante por fricción en la zona de compresión. Por lo tanto, el área de la armadura de borde usada para resistir cortante por fricción no necesita ser sumada al área de la armadura de borde usada para resistir fuerzas debidas a momento y fuerza axial. La armadura de contrapiso distribuida debe contribuir por lo menos con la mitad de la resistencia nominal a cortante. Se supone que las conexiones entre los elementos prefabricados no contribuyen a la resistencia a cortante del contrapiso que actúa como diafragma.

El artículo 18.12.9.4 limita el cortante máximo que puede ser transmitido por cortante por fricción dentro de un contrapiso que actúa como diafragma.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN

COMENTARIO

18.12.10 Juntas de construcción

18.12.10.1 Todas las juntas de construcción en los diafragmas deben cumplir con lo indicado en 26.5.6 y la superficie de contacto debe hacerse rugosa consistentemente con la condición (b) de la Tabla 22.9.4.2.

R18.12.10 Juntas de construcción

(*Sin comentarios*)

18.12.11 Cerchas estructurales

18.12.11.1 Los elementos de cerchas estructurales con tensiones a compresión que excedan de $0{,}2\,f'_c$ en cualquier sección deben tener armadura transversal a lo largo del elemento, como se requiere en 18.7.5.2,18.7.5.3, 18.7.5.7 y la Tabla 18.12.11.1.

Tabla 18.12.11.1 Armadura transversal para cerchas estructurales

Armadura transversal	Expresiones aplicables		
$A_{sh}/s\,b_c$ para estribos cerrados de confinamiento rectilíneos	Mayor de	$0{,}3\left(\frac{A_g}{A_{ch}}-1\right)\frac{f'_c}{f_{yt}}$	(a)
		$0{,}09\,\frac{f'_c}{f_{yt}}$	(b)
ρ_s para espirales o estribos cerrados de confinamiento circulares	Mayor de	$0{,}45\left(\frac{A_g}{A_{ch}}-1\right)\frac{f'_c}{f_{yt}}$	(c)
		$0{,}12\,\frac{f'_c}{f_{yt}}$	(d)

18.12.11.2 Todas las armaduras continuas en elementos de cerchas estructurales deben estar ancladas y empalmadas para f_y en tracción.

R18.12.11 Cerchas estructurales

R18.12.11.1 Las expresiones para armadura transversal A_{ch} se basan en asegurar una capacidad a compresión de una sección de columna equivalente que se mantiene después del descascaramiento del recubrimiento de hormigón.

18.13 CIMENTACIONES

18.13.1 Alcance

18.13.1.1 Este artículo aplica a cimentaciones que resisten fuerzas inducidas por sismos o que transfieran las fuerzas sísmicas entre la estructura y el terreno en estructuras asignadas a CDS D, E o F.

18.13.1.2 Los requisitos indicados en este artículo para pilotes, pilas excavadas, cajones de cimentación y losas sobre el terreno complementan otros criterios de diseño y de construcción, aplicables de la Norma, incluyendo 1.4.5 y 1.4.6.

R18.13 CIMENTACIONES

R18.13.1 Alcance

Los requisitos para cimentaciones que dan apoyo a edificaciones asignadas a CDS D, E o F representan un consenso respecto al nivel mínimo de buena práctica en el diseño y detallado de cimentaciones de hormigón incluyendo pilotes, pilas excavadas y cajones de cimentación. Es deseable que durante movimientos fuertes del terreno la respuesta inelástica se produzca en zonas por encima de la cimentación ya que la reparación de cimentaciones puede ser extremadamente difícil y costosa.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
18.13.2 Zapatas, losas de cimentación y cabezales de pilotes	**R18.13.2 Zapatas, losas de cimentación y cabezales de pilotes**
18.13.2.1 La armadura longitudinal de las columnas y muros estructurales que resisten fuerzas inducidas por los efectos sísmicos debe extenderse dentro de la zapata, losa de cimentación o cabezal de pilotes, y debe estar totalmente anclada por tracción en la interfaz.	
18.13.2.2 Las columnas que sean diseñadas suponiendo condiciones de empotramiento en la cimentación, deben cumplir con lo indicado en 18.13.2.1, y si se requieren ganchos, la armadura longitudinal que resiste la flexión debe tener ganchos de 90 º cerca del fondo de la cimentación, con el extremo libre de las barras orientado hacia el centro de la columna.	**R18.13.2.2** Los ensayos han demostrado (Nilsson and Losberg 1976) que los elementos a flexión que terminan en una zapata, losa o viga (un nudo T) debe tener sus ganchos orientados hacia adentro, en dirección del eje del elemento, para que el nudo sea capaz de resistir la flexión en el elemento que forma el alma de la T.
18.13.2.3 Las columnas o elementos de borde de los muros estructurales especiales de hormigón armado que tengan un borde dentro de una longitud equivalente a la mitad de la altura de la zapata deben tener armadura transversal de acuerdo con lo indicado en 18.7.5.2 hasta 18.7.5.4, colocado debajo de la parte superior de la zapata. Esta armadura debe extenderse dentro de la zapata, losa de cimentación o cabezal de pilotes una longitud igual a la longitud de anclaje de la armadura longitudinal de la columna o elemento de borde, calculada para f_y en tracción.	**R18.13.2.3** Las columnas o elementos de borde con apoyo cercano al borde de la cimentación, como sucede a menudo cerca de los linderos de la propiedad, deben detallarse para prevenir una falla en el borde de la zapata, cabezal de pilotes o losa de cimentación.
18.13.2.4 Cuando los efectos sísmicos crean fuerzas de levantamiento en los elementos de borde de los muros estructurales especiales de hormigón armado o en las columnas, se debe proporcionar armadura de flexión en la parte superior de la zapata, losa de cimentación o cabezal de pilotes para que resista las combinaciones de mayoración de las cargas de diseño, y no puede ser menor que lo requerido en 7.6.1 ó 9.6.1.	**R18.13.2.4** La intención de este artículo es insistir en que se puede requerir armadura superior, adicionalmente a otros tipos de armadura requerida.
18.13.2.5 El hormigón estructural simple en zapatas y muros de cimentación debe cumplir con 14.1.4.	**R18.13.2.5** Las cimentaciones y los muros de sótanos deben ser armados en edificaciones asignadas a CDS D, E o F.
18.13.3 Vigas y losas sobre el terreno	**R18.13.3 Vigas y losas sobre el terreno**
18.13.3.1 Las vigas sobre el terreno diseñadas para actuar como amarres horizontales entre cabezales de pilotes o zapatas deben tener armadura longitudinal continua que debe anclarse dentro o más allá de la columna soportada, o anclarse dentro del cabezal de pilotes o zapata en todas las discontinuidades.	Para condiciones sísmicas, las losas sobre el terreno a menudo son parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas y deben diseñarse de acuerdo con esta Norma y de acuerdo con las normas o recomendaciones apropiadas (véase 1.4.7).

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
18.13.3.2 Las vigas sobre el terreno diseñadas para actuar como acoples horizontales entre cabezales de pilotes o zapatas deben diseñarse de tal manera que la menor dimensión transversal sea igual o mayor que el espacio libre entre columnas conectadas dividido por 20, pero no necesita ser mayor a 450 mm. Se deben colocar estribos cerrados con un espaciamiento que no exceda el menor entre la mitad de la menor dimensión transversal y 300 mm.	**R18.13.3.2** Las vigas sobre el terreno que conectan cabezales de pilotes o zapatas pueden consistir en vigas aisladas localizadas bajo la losa sobre el terreno o pueden estar conformadas por un engrosamiento de la losa sobre el terreno. Las limitaciones a la sección transversal y los requisitos mínimos de estribos proporcionan dimensiones razonables.
18.13.3.3 Las vigas sobre el terreno y las vigas que sean parte de una losa de cimentación y estén sometidas a flexión de columnas que son parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas deben cumplir con lo indicado en 18.6.	**R18.13.3.3** Las vigas sobre el terreno que resisten tensiones sísmicas de flexión provenientes de los momentos en las columnas deben tener detalles de armadura similares a los de las vigas que forman parte de la estructura localizada por encima de la cimentación.
18.13.3.4 Las losas sobre el terreno que resisten fuerzas sísmicas provenientes de los muros o columnas que son parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas deben diseñarse como diafragmas estructurales de acuerdo con lo indicado en 18.12. Los documentos de construcción deben especificar claramente que la losa sobre el terreno es un diafragma estructural y es parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas.	**R18.13.3.4** Las losas sobre el terreno a menudo actúan como un diafragma para amarrar toda la edificación al nivel del terreno y minimizar los efectos de las ondas de movimiento del terreno actuando fuera de fase que pueden ocurrir bajo la edificación. En estos casos, se debe detallar y armar adecuadamente la losa sobre el terreno. Los documentos de construcción deben establecer claramente que estas losas sobre el terreno son elementos estructurales prohibiendo así que la losa pueda ser cortada.
18.13.4 Pilotes, pilas y cajones de cimentación	**R18.13.4 Pilotes, pilas y cajones de cimentación** Un desempeño adecuado de los pilotes y cajones de cimentación bajo cargas sísmicas requiere que estas disposiciones se cumplan además de otras normas o recomendaciones (véase R1.4.5).
18.13.4.1 Los pilotes, pilas o cajones de cimentación que resistan fuerzas de tracción deben tener armadura longitudinal continua a lo largo de la zona que resiste las fuerzas de tracción. La armadura longitudinal debe detallarse para transferir las fuerzas de tracción del cabezal de los pilotes a los elementos estructurales soportados.	**R18.13.4.1** Se necesita asegurar una trayectoria de cargas en los cabezales de pilotes para transferir las fuerzas de tracción desde las barras de armadura en la columna o elemento de borde a través del cabezal de pilotes hasta la armadura del pilote o cajón de cimentación.
18.13.4.2 Cuando las fuerzas de tracción inducidas por los efectos sísmicos sean transferidas entre el cabezal de pilote o losa de cimentación y un pilote prefabricado por barras de armaduras colocadas con mortero inyectado o post instaladas en	**R18.13.4.2** Los pasadores (dowels) colocados usando mortero de inyección en un orificio en la parte superior de un pilote prefabricado de hormigón necesitan ser desarrollados y los ensayos son un medio práctico de demostrar su resistencia. Alternativamente, las barras de armadura pueden dejarse embebidas en la parte superior del pilote, para luego descubrirlas por picado del

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN

la parte superior del pilote, debe haber sido demostrado mediante ensayos que el sistema de inyección desarrolla al menos $1{,}25\, f_y$ de la barra.

18.13.4.3 Los pilotes, pilas o cajones de cimentación deben tener armadura transversal de acuerdo con lo indicado en 18.7.5.2(a) hasta (e), 18.7.5.3 y 18.7.5.4, excluyendo los requisitos de (c) y (f) de la Tabla 18.7.5.4, en las zonas definidas en:

a) En la parte superior del elemento en por lo menos cinco veces la dimensión transversal del elemento, pero no menos de 1,8 m por debajo de la parte inferior del cabezal del pilote.

b) Para las partes de los pilotes embebidas en un suelo que no es capaz de proveer soporte lateral, o están al aire o en agua, a lo largo de toda la longitud del tramo sin soporte más la longitud requerida en a).

18.13.4.4 Para pilotes prefabricados de hormigón hincados, la longitud de armadura transversal proporcionada debe ser suficiente para tener en cuenta las variaciones potenciales de la profundidad a la que llega la punta del pilote.

18.13.4.5 Los pilotes, pilas o cajones de cimentación que soportan edificaciones de uno o dos pisos con muros de carga de aporticamiento compuestos por un entramado con montantes y diagonales contrachapado, están exentos de los requisitos de armadura transversal indicado en 18.13.4.3 y 18.13.4.4.

18.13.4.6 Los cabezales de pilotes que incorporan pilotes inclinados deben diseñarse para resistir la totalidad de la resistencia a compresión de los pilotes inclinados actuando como columnas cortas. Los efectos de esbeltez en los pilotes inclinados se deben considerar dentro de la porción del pilote en suelo que no es capaz de proporcionar soporte lateral, o que queda al aire o en el agua.

COMENTARIO

hormigón y empalmarlas mecánicamente o soldarlas a una extensión de la armadura.

R18.13.4.3 Durante los sismos los pilotes pueden verse sometidos a demandas de flexión extremadamente elevadas en puntos de discontinuidad, especialmente justo debajo del cabezal del pilote o cerca de la base de un depósito de suelo suelto o blando. Los requisitos de la Norma para el confinamiento de la armadura en la parte superior del pilote se basan en prevenir numerosas fallas observadas en este sitio en sismos. Se requiere de armadura transversal en esta zona para proveer un comportamiento dúctil. Hay posible acción inelástica en el pilote en los cambios abruptos en los depósitos de suelo, tales como cambios de suelo blando a firme o de estratos de suelos sueltos a densos. Donde se usen pilotes prefabricados, la posibilidad que la punta del pilote quede a una profundidad distinta que la especificada en los documentos de construcción debe ser considerada al detallar el pilote. Si el pilote durante su hincado alcanza el rechazo a una profundidad menor a la especificada, hay necesidad de cortar una longitud mayor del pilote. Si esta posibilidad no es prevista la longitud de armadura transversal requerida por este requisito podría no existir después que se corte la longitud en exceso del pilote.

R18.13.4.6 A menudo se ha observado daño estructural considerable en la unión de los pilotes inclinados con la edificación. El cabezal del pilote y la estructura circundante deben diseñarse para las fuerzas potencialmente altas que se pueden desarrollar en los pilotes inclinados.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN

18.14 ELEMENTOS QUE NO SE ASIGNAN COMO PARTE DEL SISTEMA DE RESISTENCIA ANTE FUERZAS SÍSMICAS

18.14.1 Alcance

18.14.1.1 Los requisitos de este artículo se aplican a los elementos que no se designan como parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas en estructuras asignadas a CDS D, E y F.

18.14.2 Acciones de diseño

18.14.2.1 Los elementos que no se asignan como parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas deben ser evaluados para las combinaciones de carga gravitacional (**1,2*D*** + **1,0*L*** + **0,2*S***) ó **0,9*D***, cualquiera que sea crítica, actuando simultáneamente con el desplazamiento de diseño δ_u. Se puede reducir el factor de carga para carga viva, ***L*** , a 0,5 excepto para garajes, áreas ocupadas como lugares de reunión pública, y todas las áreas donde ***L*** sea mayor de 4,8 kN/m^2.

18.14.3 Vigas, columnas y nudos vaciados en sitio

18.14.3.1 Las vigas y columnas construidas en sitio deben detallarse de acuerdo con lo indicado en 18.14.3.2 ó 18.14.3.3 dependiendo de la magnitud de los momentos y cortantes inducidos en estos elementos cuando son sometidos al desplazamiento de diseño δ_u. Si los efectos de δ_u no son explícitamente verificados, debe cumplirse con los requisitos de 18.14.3.3.

18.14.3.2 Cuando los momentos y fuerzas cortantes inducidas no excedan la resistencia de diseño a cortante y momento del elemento de pórtico, deben satisfacerse las condiciones:

COMENTARIO

R18.14 ELEMENTOS QUE NO SE ASIGNAN COMO PARTE DEL SISTEMA DE RESISTENCIA ANTE FUERZAS SÍSMICAS

Este artículo sólo es aplicable a estructuras asignadas a CDS D, E o F. Para estas CDS, se exige que todos los elementos estructurales que no se designan como parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas, se diseñen para resistir las cargas gravitacionales mientras se encuentran sometidos al desplazamiento de diseño. Para estructuras de hormigón, los requisitos de este artículo cumplen con este objetivo en columnas, vigas, losas y segmentos verticales de muro resistente a cortante del sistema gravitacional. El artículo 18.14.2 define las combinaciones de carga y desplazamiento que deben ser consideradas.

El desplazamiento de diseño se encuentra definido en Capítulo 2. Los modelos usados para determinar los desplazamientos de diseño de edificaciones deben elegirse para producir resultados que abarquen en forma conservadora los valores esperados durante el sismo de diseño y deben incluir, en la medida que sea adecuado, los efectos de fisuración del hormigón, flexibilidad de la cimentación y deformación de los diafragmas de piso y cubierta.

Las disposiciones de 18.14 tienen la intención de permitir una fluencia dúctil a flexión para columnas, vigas, losas y segmentos verticales de muro resistente a cortante, proporcionando el confinamiento y resistencia al corte necesarios en elementos que fluyan bajo el desplazamiento de diseño.

R18.14.3 Vigas, columnas y nudos vaciados en sitio

R18.14.3.1 Se supone que las columnas y vigas construidas en el sitio fluyen si los efectos combinados de las cargas gravitacionales mayoradas y el desplazamiento de diseño exceden las resistencias especificadas, o si no se calculan los efectos del desplazamiento de diseño. Los requisitos para armadura transversal y resistencia al corte varían según el tipo de elemento y si el elemento fluye o no bajo el desplazamiento de diseño.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN | **COMENTARIO**

a) Las vigas deben cumplir con 18.6.3.1. El espaciamiento de la armadura transversal no debe exceder ***d*/2** . Cuando la fuerza axial mayorada exceda $A_g f'_c/10$, la armadura transversal deben ser estribos cerrados de confinamiento que cumplan con 18.7.5.2 con un espaciamiento s_0 que cumpla con 18.14.3.2 b).

b) Las columnas deben satisfacer 18.7.4.1, 18.7.5.2 y 18.7.6. El espaciamiento longitudinal máximo de los estribos cerrados de confinamiento debe ser s_0 en toda la longitud de la columna. El espaciamiento s_0 no debe exceder el menor de seis diámetros de la barra longitudinal de menor diámetro ni 150 mm.

c) Las columnas con fuerza axial gravitacional mayorada que exceda $0{,}35\ P_0$ deben cumplir con 18.14.3.2(b) y 18.7.5.7. La cantidad de armadura transversal suministrada debe ser de la mitad de la requerido por 18.7.5.4 y el espaciamiento no debe exceder s_0 en la altura total de la columna.

18.14.3.3 Cuando los momentos o cortantes inducidos excedan ϕM_n o ϕV_n del elemento de pórtico, o si los momentos o cortantes inducidos no se calculan, debe cumplirse con:

a) Los materiales, empalmes mecánicos y empalmes soldados deben cumplir con los requisitos para pórticos especiales resistente a momentos dados en 18.2.5 hasta 18.2.8.

b) Las vigas deben cumplir con 18.14.3.2 a) y 18.6.5.

c) Las columnas deben cumplir con 18.7.4, 18.7.5, y 18.7.6.

d) Los nudos deben cumplir con 18.8.3.1.

18.14.4 Vigas y columnas prefabricadas

18.14.4.1 Los elementos de pórticos de hormigón prefabricado que se supone no contribuyen con la resistencia lateral, incluyendo sus conexiones, deben cumplir con:

a) Los requisitos de 18.14.3.

b) Los estribos especificados en 18.14.3.2 b) deben colocarse en toda la longitud de la columna, incluyendo la altura de las vigas.

c) Se debe colocar armadura de integridad estructural de acuerdo con lo especificado en 4.10.

d) La longitud de apoyo de una viga debe ser al menos 50 mm mayor a la longitud de apoyo requerida para cumplir con 16.2.6.

R18.14.4 Vigas y columnas prefabricadas

R18.14.4.1 El daño en algunas construcciones con sistemas gravitacionales de hormigón prefabricado mostrado durante el sismo de Northridge en 1994, se atribuyó a diversos factores considerados en este artículo. Las columnas deben tener estribos a lo largo de toda su altura, los elementos de pórtico que no se han diseñados para resistir las fuerzas sísmicas deben estar amarrados entre sí, y deben utilizarse mayores longitudes de apoyo para mantener la integridad del sistema gravitacional durante el movimiento sísmico. El incremento de 50 mm en la longitud de apoyo se basa en una deriva de piso supuesta de 4 % y una altura de viga de 1,3 m, lo que se considera conservador para los movimientos esperados

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN

COMENTARIO

para estructuras asignadas a CDS D, E o F. Además de estos requisitos, los elementos de pórticos prefabricados que se supone no contribuyen a la resistencia lateral deben cumplir con 18.14.3, según sea aplicable.

18.14.5 Conexiones losa-columna

18.14.5.1 En conexiones losa-columna de losas en dos direcciones sin vigas, debe colocarse dentro de la losa una armadura a cortante que cumpla con los requisitos de 8.7.6 ó 8.7.7 en toda sección crítica de la losa definida en 22.6.4.1 si:

$$\frac{\Delta_x}{h_{sx}} \geq \left[0{,}035 - \frac{v_{ug}}{20\,\phi\, v_c}\right]$$

La armadura a cortante de la losa requerida debe cumplir con $v_s \geq 0{,}29\sqrt{f'_c}$ en la sección crítica de la losa y se debe extender por lo menos cuatro veces el espesor de la losa desde la cara del apoyo adyacente a la sección crítica de la losa. El requisito de colocar armadura a cortante no aplica si $\Delta_x/h_{sx} \geq 0{,}005$.

El valor de Δ_x/h_{sx} debe tomarse como el mayor valor de los pisos adyacentes por arriba y por debajo de la conexión losa-columna. v_c es la tensión calculada de acuerdo con 22.6.5. v_{ug} es la tensión cortante mayorada en la sección crítica de la losa para acción en dos direcciones debido a cargas de gravedad sin incluir la transferencia de momento.

R18.14.5 Conexiones losa-columna

R18.14.5.1 Los requisitos para armadura de cortante en las conexiones losa-columna intentan reducir la posibilidad de que se produzca una falla de cortante por punzonamiento de la losa si la deriva de piso de diseño excede el valor especificado.

No se exige el cálculo de los momentos inducidos, con base en investigaciones (Megally and Ghali 2002; Moehle, 1996) que identifican la probabilidad de falla de cortante por punzonamiento considerando la deriva de piso de diseño y el cortante debido a las cargas gravitacionales sin momento en las cercanías de la sección crítica de la losa. La figura R18.14.5.1 ilustra este requisito. El requisito puede cumplirse agregando armadura de cortante a la losa, aumentando el espesor de la losa, cambiando el diseño para reducir la deriva de piso de diseño, o una combinación de las anteriores. Si se utilizan capiteles, ábacos, para cortante, u otros cambios en el espesor de la losa, los requisitos de 18.14.5 deben evaluarse en todas las secciones potencialmente críticas, como lo requiere 22.6.5.1.

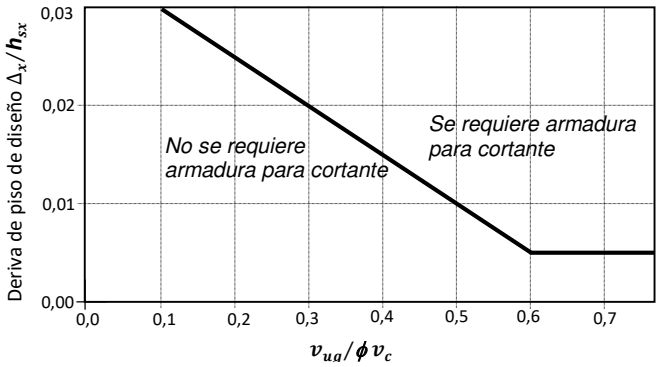


Figura R18.14.5.1 *— Ilustración del criterio de 18.14.5.1.*

18.14.6 Segmentos verticales de muro resistente a cortante

18.14.6.1 Los segmentos verticales de muro resistente a cortante que no se designan como parte del sistema de resistencia de fuerzas sísmicas deben cumplir los requisitos de 18.10.8. Cuando el reglamento general de construcción incluya requisitos para sobre-resistencia del sistema de resistencia de fuerzas sísmicas, se permite determinar la

R18.14.6 Segmentos verticales de muro resistente a cortante

R18.14.6.1 El artículo 18.10.8 requiere que la fuerza sísmica de diseño se determine de acuerdo con 18.7.6.1, lo cual en algunos casos puede resultar en fuerzas irrealmente altas. Como una alternativa, la fuerza cortante de diseño puede determinarse como el producto de

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
fuerza cortante de diseño como Ω_0 veces el cortante inducido bajo los desplazamientos de diseño, δ_u.	un factor de sobre-resistencia y el cortante inducido cuando el segmento vertical de muro resistente a cortante se desplaza δ_u. El factor de sobre resistencia, Ω_0, incluido en documentos como las recomendaciones de FEMA (2010), ASCE/SEI 7-16, y el International Building Code e (IBC-12), puede utilizarse para ese propósito.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN | **COMENTARIO**

CAPÍTULO 19 — REQUISITOS DE DISEÑO Y DURABILIDAD DEL HORMIGÓN

19.1 ALCANCE

19.1.1 Disposición general

Las disposiciones de este Capítulo deben aplicar al hormigón, incluyendo:

a) Las propiedades a ser utilizadas para diseño,

b) Los requisitos de durabilidad.

19.1.2 Mortero de inyección

Este capítulo aplica para los requisitos de durabilidad de mortero de inyección usado en cables adheridos de acuerdo con 19.4.

R19.1 ALCANCE

R19.1.1 *(Sin comentario)*

19.2 PROPIEDADES DEL DISEÑO DEL HORMIGÓN

19.2.1 Resistencia especificada a la compresión

19.2.1.1 El valor de f'_c debe ser especificado en los documentos de construcción y debe estar de acuerdo con:

a) Los límites de la Tabla 19.2.1.1.

b) Los requisitos de durabilidad de la Tabla 19.3.2.1.

c) Los requisitos de resistencia estructural.

Tabla 19.2.1.1 — Límites para f'_c

Aplicación	Hormigón	f'_c Mínimo, MPa	f'_c Máximo, MPa
General	Peso normal y liviano	17	Ninguno
Pórticos especiales resistentes a momentos y muros estructurales especiales	Peso normal	21	Ninguno
	Liviano	21	35 [1]

[1] Este límite puede ser excedido cuando la evidencia experimental demuestre que los elementos estructurales hechos con hormigón liviano proporcionan una resistencia y tenacidad iguales o mayores que las de elementos comparables hechos con hormigón de peso normal de la misma resistencia.

19.2.1.2 Se debe usar la resistencia especificada a la compresión para la dosificación de mezclas en 26.4.3 y para el ensayo y aceptación del hormigón en 26.12.3.

R19.2 PROPIEDADES DEL DISEÑO DEL HORMIGÓN

R19.2.1 Resistencia especificada a la compresión

Los requisitos para mezclas de hormigón se basan en la filosofía de que el hormigón debe proveer resistencia y durabilidad adecuadas. La Norma define un valor mínimo de f'_c para hormigón estructural. No hay límite para el valor máximo de f'_c , excepto que así lo requiera un requisito específico de la Norma.

Las mezclas de hormigón dosificadas de acuerdo con 26.4.3 deben lograr una resistencia promedio a la compresión que exceda el valor de f'_c utilizado en los cálculos de diseño estructural. El valor por medio del cual la resistencia promedio a la compresión excede f'_c se basa en conceptos estadísticos. Cuando el hormigón se diseña para logar un nivel de resistencia mayor que f'_c , se asegura que la resistencia de los ensayos del hormigón tengan una probabilidad alta de cumplir los criterios de aceptación de la resistencia de 26.12.3. Los requisitos de durabilidad prescritos en la Tabla 19.3.2.1 deben cumplirse adicionalmente al cumplimiento del mínimo f'_c de 19.2.1. Bajo ciertas circunstancias, los requisitos de durabilidad pueden exigir un valor de f'_c mayor que el requerido para fines estructurales.

Para el diseño de pórticos especiales resistentes a momento y muros estructurales especiales utilizados para resistir fuerzas sísmicas, la Norma limita el máximo f'_c de hormigón liviano a 35 MPa. Este límite se incluye principalmente debido a la ausencia de evidencia experimental y de la obra acerca del comportamiento de ele-

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
	mentos construidos con hormigón liviano sometidos a inversiones de desplazamiento en el rango de respuesta no lineal. La Norma también limita f'_c para el diseño de anclajes. Estos requisitos están en 17.2.7.
19.2.1.3 A menos que se especifique lo contrario, f'_c debe basarse en ensayos a los 28 días. Si el ensayo no es a los 28 días, se debe especificar la edad del ensayo para f'_c en los documentos de construcción.	
19.2.2 Módulo de elasticidad	**R19.2.2 Módulo de elasticidad**
19.2.2.1 Se permite calcular el módulo de elasticidad, E_c , para el hormigón por medio de a) o b): *a)* Para valores de w_c entre 1440 y 2560 kg/m³ (en sistema SI 14 kN/m³ y 25 kN/m³) $E_c = w_c^{1,5}\ 0{,}043\sqrt{f'_c}$ (en MPa) (19.2.2.1.a) *w_c dado en kg/m³ y f'_c en MPa, resultado de E_c en MPa* *b)* Para hormigón de peso normal $E_c = 4.700\sqrt{f'_c}$ (en MPa) (19.2.2.1.b)	**R19.2.2.1** Los estudios que condujeron a la expresión para el módulo de elasticidad del hormigón están resumidos en Pauw (1960), en donde E_c se define como la pendiente de la línea trazada desde una tensión nula hasta un tensión de comprensión de $0{,}45\ f'_c$. El módulo de elasticidad del hormigón es sensible al módulo de elasticidad del agregado y la dosificación de la mezcla de hormigón. Los valores medidos del módulo de elasticidad pueden varían entre el 80% y el 120% de los valores calculados. La norma ASTM C469M da un método de ensayo para determinar el módulo de elasticidad para el hormigón en compresión. En caso de usar unidades SI para el peso: $E_c = w_c^{1,5}\ 44\sqrt{f'_c}$ *w_c dado en kN/m³ y f'_c en MPa, resultado de E_c en MPa*
19.2.3 Módulo de ruptura	**R19.2.2 Módulo de ruptura**
19.2.3.1 El módulo de ruptura, f_r , para hormigón debe calcularse con: $f_r = 0{,}62\ \lambda\sqrt{f'_c}$ (19.2.3.1) donde el valor de λ debe cumplir con 19.2.4.	*(Sin comentario)*
19.2.4 Hormigón liviano	**R19.2.4 Hormigón liviano**
19.2.4.1 Para considerar las propiedades del hormigón de peso liviano, se debe emplear el factor de modificación λ como multiplicador de $\sqrt{f'_c}$ en todos los requisitos aplicables de este Norma. **19.2.4.2** El valor de λ debe estar basado en la composición del agregado en la mezcla de hormigón de acuerdo con la Tabla 19.2.4.2 o como se permita en 19.2.4.3.	El factor de modificación λ se utiliza para tener en cuenta la relación entra la resistencia a tracción y a compresión del hormigón de peso liviano en comparación con el hormigón de peso normal. Para diseño utilizando hormigón liviano, la resistencia a cortante, las propiedades de fricción, la resistencia al hendimiento, la adherencia entre el hormigón y la armadura y los requisitos de longitud de anclaje, no se toman como equivalentes

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN

Tabla 19.2.4.2 — Factor de modificación λ

Hormigón	Composición de los agregados	λ
Todos livianos	Fino: ASTM C330M Grueso: ASTM C330M	0,75
Liviano, mezcla fina	Fino: Combinación de ASTM C330M y C33M Grueso: ASTM C330	0,75 a 0,85 [1]
Arena, liviana	Fino: ASTM C33M Grueso: ASTM C330M	0,85
Arena, liviana, Mezcla gruesa	Fino: ASTM C33M Grueso: Combinación de ASTM C330M y C33M	0,85 a 1,00 [2]
Peso normal	Fino: ASTM C33M Grueso: ASTM C33M	1,00

[1] Se permite la interpolación lineal de 0,75 a 0,85 con base al volumen absoluto del agregado fino de peso normal como una fracción del volumen absoluto total de agregado fino.

[2] Se permite la interpolación lineal de 0,80 a 1,00 con base al volumen absoluto del agregado grueso de peso normal como una fracción del volumen absoluto total de agregado grueso.

19.2.4.3 Si la resistencia promedio a tracción por hendimiento del hormigón liviano, f_{ct} , se utiliza para calcular λ se deben realizar ensayos de laboratorio de acuerdo con la ASTM C330 para establecer el valor de f_{ct} y los correspondientes valores de f_{cm} y λ se deben calcular por medio de:

$$\lambda = \frac{f_{ct}}{0{,}56\sqrt{f_{cm}}} \leq 1{,}0 \qquad (19.2.4.3)$$

La mezcla de hormigón ensayada para calcular λ debe ser representativa de la que se utilice en la obra.

19.3 REQUISITOS DE DURABILIDAD DEL HORMIGÓN

COMENTARIO

al hormigón de peso normal de la misma resistencia a compresión.

En los casos típicos, el diseñador ignora la dosificación de la combinación de agregados necesarios para logar la resistencia de diseño y la densidad requerida para un proyecto. En la mayoría de los casos, los suministradores locales de hormigón y agregados disponen de mezclas estándar de agregados livianos y pueden dar las fracciones volumétricas de agregado liviano y de peso normal necesarias para lograr los valores deseados. Estas fracciones volumétricas pueden utilizarse para determinar el valor de λ , o en la ausencia de esta información, se permite utilizar valores de λ de frontera inferior para el tipo de hormigón liviano especificado.

Se incluyen dos procedimientos alternativos para realizar la determinación de λ . La primera alternativa se basa en la suposición que, para resistencia a la compresión equivalente, la resistencia a tracción del hormigón de peso liviano es una fracción fija de la resistencia a la tracción del hormigón de peso normal (Ivey and Buth 1967). Los multiplicadores para λ se basan en datos obtenidos de los ensayos de diversos tipos de agregado estructural de peso liviano.

El segundo procedimiento alternativo para determinar λ se basa en ensayos de laboratorio de hormigón liviano con fuentes del agregado y resistencia a la compresión representativos de aquellos que serán utilizados en la obra. Los ensayos de laboratorio realizados de acuerdo con ASTM C330M suministran una resistencia al hendimiento promedio, f_{ct} y una resistencia promedio a la compresión f_{cm} para el hormigón liviano. El valor de λ se determina utilizando la ecuación (19.2.4.3), que se basa en la suposición que la resistencia promedio a la tracción por hendimiento de hormigón de peso normal es igual a $0{,}56\sqrt{f_{cm}}$ (Ivey and Buth 1967; Hanson 1961).

R19.3 REQUISITOS DE DURABILIDAD DEL HORMIGÓN

La durabilidad del hormigón se ve afectada por la resistencia del hormigón a la penetración de fluidos. Esta se ve principalmente afectada por la relación *a/mc* y la composición de los materiales cementantes utilizados en el hormigón. Para una relación *a/mc* dada, el uso de ceniza volante, cemento de escoria, humo de sílice, o una combinación de estos materiales usualmente aumenta

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
	la resistencia del hormigón a la penetración de fluidos y mejora la durabilidad del hormigón. La Norma hace énfasis en la relación *a/mc* para lograr la permeabilidad baja que se requiere para cumplir con los requisitos de durabilidad. La norma ASTM C1202 puede ser utilizada para una indicación de la resistencia del hormigón a la penetración de fluidos. Debido a que es difícil verificar con precisión la relación *a/mc* del hormigón, el valor seleccionado para f'_c debe ser congruente con la máxima relación *a/mc* requerida por efectos de durabilidad. La selección de un f'_c que sea congruente con la máxima *a/mc* requerida por durabilidad permite que se puedan utilizar los resultados de ensayos de resistencia como un substitutivo de *a/mc*, y así ayudar a que no se exceda en obra la máxima *a/mc*. Tal como lo indica la nota [1] de pie de la Tabla 19.3.2.1, no se especifican límites de la máxima relación *a/mc* para hormigón liviano debido a que la cantidad de agua de la mezcla que es absorbida por los agregados livianos hace que los cálculos de la relación *a/mc* sea inciertos. Por lo tanto, los requisitos para un f'_c mínimo se utilizan para asegurar que se produzca una pasta de cemento de alta calidad. Las categorías de exposición definidas en la Tabla 19.3.1.1 se subdividen en clases de exposición dependiendo de la severidad de la exposición. Los requisitos para el hormigón asociados con la clase de exposición están en 19.3.2. La Norma no incluye requisitos para exposiciones especialmente severas, tales como ácidos o temperaturas altas.
19.3.1 Categorías y clases de exposición **19.3.1.1** El profesional facultado para diseñar debe asignar las clases de exposición de acuerdo con la severidad de la exposición anticipada de los elementos para cada categoría de exposición según la Tabla 19.3.1.1.	**R19.3.1 Categorías y clases de exposición** La Norma incluye cuatro categorías de exposición que afectan los requisitos del hormigón para asegurar una durabilidad adecuada: **Categoría de Exposición F** aplica para hormigón exterior expuesto a la humedad y a ciclos de congelamiento y deshielo, con o sin productos químicos descongelantes. **Categoría de Exposición S** aplica para hormigón en contacto con suelo o agua que contenga cantidades perjudiciales de iones sulfatos solubles en agua.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN

Tabla 19.3.1.1 — Categorías y clases de exposición

Categoría	Clase	Condición	
Congelamiento y deshielo (F)	**F0**	Hormigón no expuesto a ciclos de congelamiento y deshielo	
	F1	Hormigón expuesto a ciclos de congelamiento y deshielo y exposición ocasional a la humedad	
	F2	Hormigón expuesto a ciclos de congelamiento y deshielo y en contacto frecuente con la humedad	
	F3	Hormigón expuesto a ciclos de congelamiento y deshielo que estará en contacto frecuente con la humedad y expuesto a productos químicos descongelantes	
Sulfato (S)		**Sulfatos (SO_4^{2-}) solubles en agua en el suelo, % en masa [1]**	**Sulfatos (SO_4^{2-}) disueltos en agua en el suelo, ppm [2]**
	S0	$SO_4^{2-} < 0,10$	$SO_4^{2-} < 150$
	S1	$0,10 \le SO_4^{2-} < 0,20$	$150 \le SO_4^{2-} < 1500$ O agua de mar
	S2	$0,20 \le SO_4^{2-} \le 2,00$	$1500 \le SO_4^{2-} \le 10000$
	S3	$SO_4^{2-} > 2,00$	$SO_4^{2-} > 10000$
En contacto con el agua (W)	**W0**	Hormigón seco en servicio Hormigón en contacto con el agua donde no se requiere baja permeabilidad	
	W1	En contacto con el agua donde se requiera baja permeabilidad	
Protección de la armadura para la corrosión (C)	**C0**	Hormigón seco o protegido contra la humedad	
	C1	Hormigón expuesto a la humedad, pero no a una fuente externa de cloruros	
	C2	Hormigón expuesto a la humedad y a una fuente externa de cloruros provenientes de productos químicos descongelantes, sal, agua salobre, agua de mar o salpicaduras del mismo origen	

[1] El porcentaje en masa de sulfato en el suelo debe determinarse por medio de la norma ASTM C1580.

[2] La concentración de sulfatos disueltos en agua en partes por millón debe determinarse por medio de la norma ASTM D516 ó la norma ASTM D4130

COMENTARIO

Categoría de Exposición W aplica para hormigón en contacto con agua, pero no está expuesto a congelamiento y deshielo, cloruros o sulfatos.

Categoría de Exposición C aplica para hormigón no pretensado y pretensado expuesto a condiciones que requieren protección adicional de la armadura contra la corrosión.

Para cada categoría de exposición, la severidad se encuentra definida por clases, con valores numéricos que aumentan de acuerdo con el incremento del grado de severidad de las condiciones de exposición. Se asigna una clasificación “0” cuando la categoría de exposición tiene un efecto despreciable (es benigna) o no es aplicable al elemento estructural.

Categoría de Exposición F: Que el hormigón se dañe por causa de ciclos de congelamiento y deshielo depende de la cantidad de agua presente en los poros del hormigón en el momento del congelamiento (Powers 1975). La cantidad de agua presente puede describirse en términos del grado de saturación del hormigón. Si el grado de saturación es suficientemente alto, habrá suficiente agua en los poros para producir tensiones de tracción interna suficientemente grandes para causar fisuración cuando el agua se congela y se expande. No se necesita que la totalidad del elemento esté saturado para que sea susceptible de dañarse. Por ejemplo, si los 10 mm de una losa o los 6 mm de un muro están saturados esas porciones son vulnerables al daño por congelamiento y deshielo, indistintamente de que tan seco se encuentre el interior.

Para que cualquier porción de un elemento sea resistente al congelamiento y deshielo, esa porción del hormigón necesita tener suficiente aire incorporado y resistencia. La resistencia adecuada se obtiene al requerir una relación *a/mc* baja, lo que además reduce el volumen de poros y mejora la resistencia a la penetración del agua. El aire incorporado hace que sea más difícil la saturación del hormigón y permite la expansión del agua cuando se congela.

Las clases de exposición varían dependiendo del grado de exposición al agua, dado que esto va a influir en la posibilidad de que cualquier porción del hormigón esté saturada cuando se vea expuesta a ciclos de congelamiento y deshielo. Las condiciones que aumentan el potencial de saturación incluyen contacto de larga duración con el agua o contacto frecuente con ella sin que se presenten drenaje o períodos secos intermedios.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN **COMENTARIO**

La posibilidad de que un elemento de hormigón esté saturado depende de la localización en el proyecto, de la localización y orientación del elemento dentro de la estructura, y del clima. Los registros de desempeño de elementos similares en estructuras existentes en la misma localización general también pueden servir de guía al asignar la clase de exposición.

La **Categoría de Exposición F** se subdivide en cuatro clases de exposición:

a) La Clase de Exposición F0 se asigna a hormigón que no estará expuesto a ciclos de congelamiento y deshielo.

b) La Clase de Exposición F1 se asigna a hormigón que estará expuesto a ciclos de congelamiento y deshielo y que tendrá exposición limitada a la humedad. Exposición limitada al agua implica algún contacto con el agua y absorción de la misma; no obstante, no se espera que el hormigón absorba suficiente agua para saturarse. El profesional facultado para diseñar debe revisar las condiciones de exposición cuidadosamente para justificar la decisión de si el hormigón se puede saturar o no antes del congelamiento. A pesar de que el hormigón en esta clase de exposición no se espera que se sature, se requiere un contenido mínimo de aire incorporado de 3,5 a 6 % para reducir el potencial de daño en caso que el elemento de hormigón se sature.

c) La Clase de Exposición F2 se asigna a hormigón que se verá expuesto a ciclos de congelamiento y deshielo y que tendrá exposición al agua frecuentemente. La exposición frecuente al agua implica que algunas porciones del hormigón van a absorber suficiente agua como para que con el tiempo haya una posibilidad de que se presente congelamiento cuando el hormigón esté saturado. Si hay dudas respecto a asignar el elemento a Clase de Exposición F1 ó F2, se debe seleccionar la opción más conservadora F2. En las Clases de Exposición F1 y F2 no se espera exposición a productos químicos descongelantes.

d) La Clase de Exposición F3 se asigna a hormigón que se va a ver expuesto a ciclos de congelamiento y deshielo con el mismo nivel de exposición al agua que en la Clase de Exposición F2. Adicionalmente el hormigón en la Clase de Exposición F3 se espera que será expuesto a productos químicos descongelantes. Estos productos químicos pueden aumentar la absorción y retención de agua

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN **COMENTARIO**

(Spragg et al. 2011), lo cual va a facilitar que el hormigón se sature más fácilmente.

La Tabla R19.3.1 presenta ejemplos de elementos de hormigón para cada una de estas clases de exposición.

Tabla R19.3.1 — Ejemplos de elementos estructurales en la Categoría de Exposición F

Clase de Exposición	Ejemplos
F0	• Elementos en climas donde no se va a presentar congelamiento • Elementos que va a estar dentro de estructuras que no van a estar expuestos a congelamiento • Cimentaciones no expuestas a congelamiento • Elementos enterrados por debajo de la profundidad de helada
F1	• Elementos que no van a ser sometidos a acumulación de nieve o hielo, tales como muros exteriores, vigas, vigas maestras y losas que no están en contacto directo con el suelo • Las cimentaciones de muros pueden estar en esta clase dependiendo de la posibilidad de que se saturen.
F2	• Elementos que van a ser sometidos a acumulación de nieve o hielo, tales como losas exteriores en altura • Cimentaciones y muros de sótanos que sobresalen del terreno y contra las cuales se puede acumular nieve o hielo • Elementos horizontales y verticales en contacto con el suelo
F3	• Elementos expuestos a productos químicos descongelantes, tales como elementos horizontales en estructuras de estacionamientos • Cimentaciones y muros de sótanos que sobresalen del terreno y contra las cuales se puede acumular nieve o hielo que contengan químicos descongelantes

La **Categoría de Exposición S** se subdivide en cuatro clases de exposición:

a) La Clase de Exposición S0 se asigna para condiciones donde la concentración de sulfatos solubles en agua en contacto con el hormigón es baja, y no preocupa un ataque dañino causado por sulfatos.

b) Las Clases de Exposiciones S1, S2 y S3 se asignan para elementos de hormigón estructural en contacto directo con sulfatos solubles en el suelo o en el agua. La severidad de la exposición aumenta desde la Clase de Exposición S1 a la S3 con base en un valor mayor de la concentración de sulfatos solubles en agua en el suelo o de la concentración de sulfatos disueltos en agua. El agua marina se encuentra clasificada como S1.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN

COMENTARIO

La **Categoría de Exposición W** está subdividida en dos clases de exposición:

a) los elementos estructurales deben asignarse a la Clase de Exposición W0 cuando están secos en servicio, expuestos a la humedad o en contacto con al agua, pero no existen requisitos de baja permeabilidad específicos.

b) La Clase de Exposición W1 se asigna con base en la necesidad de baja permeabilidad del hormigón al agua y cuando la penetración del agua dentro del hormigón puede reducir la durabilidad del elemento. Un ejemplo es un muro de cimentación por debajo del nivel freático.

La **Categoría de Exposición C** está subdividida en tres clases de exposición:

a) La Clase de Exposición C0 se asigna cuando las condiciones de exposición no requieren protección adicional contra el inicio de corrosión de la armadura.

b) Las Clases de Exposición C1 y C2 se asigna a elementos de hormigón no pretensados y pretensados, dependiendo del grado de exposición a fuentes externas de humedad y cloruros en servicio. Algunos ejemplos de fuentes externas de cloruros son el hormigón en contacto directo con productos químicos descongelantes, sal, agua salobre, agua de mar o salpicaduras del mismo origen.

Documento en estudio

19.3.2 Requisitos para las mezclas de hormigón

19.3.2.1 Con base a las clases de exposición asignadas en la Tabla 19.3.1.1, las mezclas de hormigón deben cumplir con los requisitos más restrictivos de la Tabla 19.3.2.1.

R19.3.2 Requisitos para las mezclas de hormigón

En la Tabla 19.3.2.1 se presentan los requisitos para hormigón con base en la asignación a las diferentes clases de exposición. Deben cumplirse los requisitos más restrictivos. Por ejemplo, un elemento asignado a la Clase de Exposición W1 y a la Clase de Exposición S2 requiere cumplir con una máxima relación *a/mc* de 0.45 y un f'_c mínimo de 31 MPa debido a que los requisitos para Clase de Exposición S2 son más restrictivos que los requisitos para Clase de Exposición W1.

Clases de Exposición F1, F2 y F3: además de cumplir con un límite máximo de la relación *a/mc* y un f'_c mínimo, el hormigón para elementos sometidos a congelamiento y deshielo deben tener aire incorporado, de acuerdo con 19.3.3.1. Los elementos estructurales asignados a la Clase de Exposición F3 deben además cumplir con las limitaciones sobre la cantidad de puzolana y de

ESPECIFICACIÓN **COMENTARIO**

escorias en la composición de los materiales cementantes, según 26.4.2.2(b).

Los requisitos para elementos de hormigón simple en la Clase de Exposición F3 son menos restrictivos debido a la posibilidad baja de problemas causados por la corrosión de la armadura. El profesional facultado para diseñar debe considerar los detalles de la armadura mínima a incluir en el elemento de hormigón simple para asegurarse que los requisitos menos restrictivos son apropiados para el proyecto específico.

Clases de Exposición S1, S2 y S3: La Tabla 19.3.2.1 enumera los tipos apropiados de cemento, la máxima relación *a/mc* y el valor mínimo de f'_c para condiciones de exposición a los sulfatos. Al seleccionar el cemento para resistencia a los sulfatos, la consideración primordial es el contenido de aluminato tricálcico (C_3A).

Exposición Clase S1: En el cemento ASTM C150M Tipo II el contenido máximo de C_3A está limitado a 8 % y es aceptable para ser usado en Exposiciones Clase S1. Los cementos adicionados ASTM C595M con la designación MS también son apropiados. Desde 2009, ASTM C595 ha incluido requisitos para cementos adicionados binarios (IP e IS) y ternarios (IT). Los cementos adicionados binarios y ternarios apropiados bajo ASTM C595M son los Tipo IP, IS y IT que incluyen el sufijo (MS) como parte de su designación, la cual indica que el cemento cumple con los requisitos de resistencia moderada a los sulfatos. Bajo ASTM C1157M, la designación apropiada para exposición moderada a los sulfatos es Tipo MS.

Clase de Exposición S2: Para esta clase de exposición, el cemento ASTM C150M Tipo V con un contenido máximo de C_3A de 5 % es aceptable. Los cementos binarios y terciarios de ASTM C595M son los tipos IP, IS y IT que incluyen el sufijo (HS) como parte de su designación, lo cual indica que el cemento cumple con los requisitos de alta resistencia a los sulfatos. Para ASTM C1157M, la designación apropiada para exposición a los sulfatos severa es Tipo HS.

Clase de Exposición S3: La Norma permite el uso de cemento portland ASTM C150M Tipo V combinado con puzolanas o cemento con escoria si se dispone de registros de servicio exitoso a cambio de tener que cumplir los requisitos de ensayos de 26.4.2.2(c). Esta alternativa también está disponible para cementos adicionados bina-

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN **COMENTARIO**

rios y terciarios ASTM C595M que tengan el sufijo (HS) en su designación y también para cementos ASTM C1157M Tipo HS.

El empleo de ceniza volante (ASTM C618, Clase F), puzolanas naturales (ASTM C618, Clase N), humo de sílice (ASTM C1240) o escoria granulada de alto horno (ASTM C989M) también han demostrado que mejoran la resistencia del hormigón a los sulfatos (Li and Roy 1986; ACI 233R; ACI 234R). Por lo tanto, la nota de pie de la Tabla 19.3.2.1 da una opción de desempeño para determinar la combinación apropiada de estos materiales como una alternativa al uso de los cementos de tipos específicos listados. La ASTM C1012M puede ser usada para evaluar la resistencia a los sulfatos de las mezclas que usan combinaciones de materiales cementantes, de acuerdo con 26.4.2.2(c).

Algunos cementos adicionados ASTM C595M y ASTM C1157M pueden cumplir con los requisitos de ensayo de 19.3.4 sin tener que mezclarlos con puzolanas o cemento de escoria adicionando sobre el cemento tal como se fabricó.

A partir de 2012, se introdujeron requisitos a ASTM C595M para cementos Tipo IL los cuales contienen entre 5 y 15 % de piedra caliza y cementos IT que contienen hasta 15 % de caliza. Los requisitos actuales de ASTM C595M no permiten que las designaciones de resistencia a los sulfatos moderada (MS) y alta (HS) para cementos Tipo IT con más de 5 % de caliza o cementos Tipo IL.

Debe notarse que los cementos resistentes a los sulfatos no incrementan la resistencia del hormigón a ciertas soluciones químicamente agresivas, por ejemplo, ácido sulfúrico. Los documentos de construcción deben cubrir estos casos explícitamente.

El agua marina está incluida dentro de la Clase de Exposición S1 (exposición moderada) en la Tabla 19.3.1.1, aun cuando ésta generalmente contiene más de 1500 ppm de SO_4^{2-} . El cemento portland con un contenido mayor de C_3A mejora el enlace de los cloruros presentes en el agua de mar y la Norma permite otros tipos de cemento portland con un contenido mayor de C_3A, hasta de 10 %, si se reduce la relación *a/mc* máxima a 0,40 (véase la nota de pie en la Tabla 19.3.2.1).

Además de la selección adecuada de materiales cementantes, son esenciales otros requisitos para lograr hormigones durables expuestos a

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
	sulfatos solubles en agua, tales como: baja relación *a/mc*, resistencia, adecuado contenido de aire incorporado, adecuada compactación, uniformidad, recubrimiento adecuado de la armadura y suficiente curado húmedo para desarrollar las propiedades potenciales del hormigón. **Clase de Exposición W1**: Esta clase de exposición requiere una baja permeabilidad por estar en contacto directo con el agua y el medio principal para obtener una baja permeabilidad es usando una relación *a/mc* baja. Para una relación *a/mc* dada puede lograrse una baja permeabilidad optimizando los materiales cementantes usados en la mezcla de hormigón. **Clase de Exposición C2**: para el hormigón no pretensado y pretensado en la Clase de Exposición C2, se deben considerar los requisitos básicos de máxima relación *a/mc*, resistencia mínima a la compresión especificada y recubrimiento mínimo. Las condiciones de las estructuras que puedan recibir cloruros deben ser evaluadas, como es el caso de estructuras para estacionamientos donde los cloruros pueden ser llevados desde el exterior por los vehículos o en estructuras cercanas al agua marina. El uso de armadura recubierta, acero de armadura resistente a la corrosión, o un recubrimiento mayor que el mínimo indicado en 20.6 pueden dar protección adicional bajo dichas circunstancias. El uso de escoria que cumpla con ASTM C989M o cenizas volantes que cumplan con ASTM C618 y un mayor nivel de resistencia aumentan la protección. El uso de humo de sílice que cumpla con ASTM C1240 con un adecuado aditivo reductor de agua de amplio rango, ASTM C494M, Tipos F y G, o ASTM C1017M puede también proporcionar una protección adicional (Ozyildirim and Halstead 1988). La norma ASTM C1202 para ensayar mezclas de hormigón proporciona información adicional sobre el comportamiento de las mezclas. **Límites de los cloruros en la Categoría de Exposición C**: Los límites de iones cloruro deben ser aplicados a las Clases de Exposición C0, C1 y C2. Para el hormigón no pretensado, la cantidad máxima de iones cloruro solubles en agua, incorporados al hormigón, y medidos según la ASTM C1218M a edades que van de 28 a 42 días, dependen del grado de exposición proveniente de la fuente externa de humedad y cloruros. Para el hormigón pretensado, se aplica el mismo límite de 0,06 % de iones cloruro por peso de cemento independientemente de la exposición.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN **COMENTARIO**

Tabla 19.3.2.1 — Requisitos para el hormigón según la clase de exposición

Clase de Exposición	Relación *a/mc* máx. [1]	f'_c Mínimo MPa	Requisitos mínimos adicionales			Límites en los Materiales cementantes
			Contenido de aire			
F0	N/A	17	N/A			N/A
F1	0,55	24	Tabla 19.3.3.1			N/A
F2	0,45	31	Tabla 19.3.3.1			N/A
F3	0,40 [2]	35 [2]	Tabla 19.3.3.1			26.4.2.2(b)
			Tipos de material cementante [3]			Aditivo cloruro de calcio
			ASTM C 150M	**ASTM C 595M**	**ASTM C 1157M**	
S0	N/A	17	Sin restricción en el tipo	Sin restricción en el tipo	Sin restricción en el tipo	Sin restricción
S1	0,50	28	II [4] [5]	Tipos IP, IS o IT con designación (MS)	MS	Sin restricción
S2	0,45	31	V [5]	Tipos IP, IS o IT con designación (HS)	HS	No se permite
S3	0,45	31	V más puzolanas o cemento de escoria [6]	Tipos IP, IS o IT con designación (HS) más puzolanas o escoria [6]	HS más puzolanas o escoria [2]	No se permite
W0	N/A	17	Ninguna			
W1	0,50	28	Ninguna			
			Contenido máximo de iones de cloruro (Cl^-) soluble en agua en el hormigón, porcentaje por peso de cemento [7]		Requisitos adicionales	
			Hormigón no pretensado	Hormigón pretensado		
C0	N/A	17	1,00	0,06	Ninguno	
C1	N/A	17	0,30	0,06		
C2	0,40	35	0,15	0,06	Recubrimiento de hormigón [8]	

[1] Los límites para la máxima relación *a/mc* en la Tabla 19.3.2.1 no aplican a hormigón liviano.

[2] Para hormigón simple, la máxima *a/mc* debe ser 0,45 y el mínimo f'_c debe ser 31 MPa.

[3] Las combinaciones alternativas de materiales cementantes de la Tabla 19.3.2.1 se permiten cuando se ensayen para resistencia a los sulfatos y en el cumplimiento de 26.4.2.2(c).

[4] Para exposición a agua marina, se permiten otros tipos de cemento portland con aluminato tricálcico (C_3A) hasta de 10 % si la relación *a/mc* no excede 0,40.

[5] Se permiten otros tipos disponibles de cemento tales como Tipo I o Tipo III en las Clases Exposición S1 ó S2 si el contenido de C_3A es menos del 8 % en la Clase de Exposición S1 o menos de 5 % en la Clase de Exposición S2.

[6] La cantidad a usar de la fuente específica de puzolanas o cemento de escoria debe ser al menos la cantidad que se haya determinado por medio del registro de servicio para mejorar la resistencia a los sulfatos cuando se utilice en hormigón que contenga cemento Tipo V. Alternativamente, la cantidad a usar de la fuente específica de puzolanas o cemento de escoria debe ser al menos la cantidad que se haya determinado por medio del ensayos de la mezcla hechos cumpliendo la norma ASTM C1012M y de acuerdo con el criterio dado en 26.4.2.2(c).

[7] El contenido de ion cloruro soluble en agua que contribuyen los ingredientes incluyendo el agua, agregados, materiales cementantes y aditivos debe determinarse en la mezcla de hormigón por medio de la norma ASTM C1218M a una edad entre 28 y 42 días.

[8] El recubrimiento de hormigón debe cumplir con 20.6.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN

COMENTARIO

Información adicional sobre los efectos de los cloruros en la corrosión del acero de armadura aparece en ACI 201.2R, que presenta una guía sobre durabilidad del hormigón y el ACI 222R, que informa sobre los factores que influyen en la corrosión de metales en el hormigón. Puede obtenerse una evaluación inicial del contenido de iones cloruro de la mezcla de hormigón propuesta ensayando los componentes individuales del hormigón respecto al contenido total de iones de cloruro. Cuando el contenido total de iones cloruro, calculado a partir de los componentes del hormigón, excede los valores permitidos en la Tabla 19.3.2.1, puede ser necesario ensayar muestras de hormigón endurecido respecto al contenido de iones cloruro solubles en agua. Parte del total de iones cloruro presentes en los componentes, o bien es insoluble en agua, o reacciona con el cemento durante la hidratación y se vuelve insoluble, según los procedimientos de ensayo descritos en ASTM C1218M.

Cuando los hormigones se ensayan para obtener el contenido de ion cloruro soluble en agua, los ensayos deben hacerse a una edad de 28 a 42 días. Los límites establecidos en la Tabla 19.3.2.1 deben aplicarse a los cloruros aportados por los componentes del hormigón y no a los del ambiente que rodea al hormigón. Para hormigón no pretensado que estará seco en servicio (Clase de Exposición C0), se ha incluido un límite de 1 % para controlar los cloruros solubles en agua introducidos por los materiales componentes del hormigón.

Documento en estudio

19.3.3 Requisitos adicionales para exposición a congelamiento y deshielo

19.3.3.1 El hormigón de peso normal y liviano expuesto a congelamiento y deshielo clasificado en las Clases de Exposición F1, F2 ó F3 debe tener aire incorporado, Excepto en lo permitido en 19.3.3.3, el contenido de aire debe cumplir con la Tabla 19.3.3.1.

R19.3.3 Requisitos adicionales para exposición a congelamiento y deshielo

R19.3.3.1 En la Norma se incluye una tabla con los contenidos de aire requeridos para hormigón resistente al congelamiento y deshielo, basada en las guías para dosificar mezclas de hormigón en ACI 211.1. El aire incorporado no protege a los hormigones que contengan agregados gruesos que sufran cambios de volumen destructivos cuando se congelan en una condición saturada.

ESPECIFICACIÓN

Tabla 19.3.3.1 — Contenido total de aire para hormigón expuesto a ciclos de congelamiento y deshielo

Tamaño nominal del agregado mm	Contenido de aire, %	
	F1	F1 y F3
9,5	6,0	7,5
12,5	5,5	7,0
19,0	5,0	6,0
25,0	4,5	6,0
37,5	4,5	5,5
50	4,0	5,0
75	3,5	4,5

19.3.3.2 El hormigón debe muestrearse de acuerdo con ASTM C172M, y el contenido de aire debe medirse de acuerdo con ASTM C231M ó ASTM C173M.

19.3.3.3 Para valores de f'_c > 35 MPa, se permite la reducción del contenido de aire en 1.0 punto de porcentaje indicado en la Tabla 19.3.3.1.

19.3.3.4 El máximo porcentaje de puzolanas, incluida la ceniza volante, humo de sílice y cemento de escoria en hormigón asignado a Exposición Clase F3, debe estar de acuerdo con 26.4.2.2(b).

COMENTARIO

R19.3.3.2 El muestreo del hormigón fresco para su aceptación con base en el contenido de aire usualmente se realiza en el momento en que el hormigón se descarga de la mezcladora o de la unidad de transporte (por ejemplo, el camión de hormigón premezclado) al equipo para transferir el hormigón a los encofrados. La norma ASTM C172M cubre principalmente el muestreo del hormigón en el momento en que se descarga de la mezcladora o una unidad de transporte, pero reconoce que las especificaciones pueden requerir la toma de muestras en otros lugares como puede ser el punto de descarga de una bomba. La Tabla 19.3.3.1 se desarrolló para ensayar el hormigón tal como se suministra. ASTM C231M es aplicable a hormigón de peso normal y ASTM C173M es aplicable tanto a hormigón de peso normal como hormigón liviano.

Si el profesional facultado para diseñar requiere que al hormigón fresco se le mida el contenido de aire en lugares de muestreo, adicionales, este requisito debe incluirse en los documentos de construcción, incluyendo el protocolo de muestreo, método de ensayo a utilizar, y el criterio de aceptación.

R19.3.3.3 Esta sección permite una reducción en 1,0 un punto de porcentaje en el contenido de aire de hormigones con f'_c > 35 MPa. Estos hormigones de alta resistencia, los cuales tienen menores relaciones *a/mc* y porosidad, tienen mayor resistencia a los ciclos de congelamiento y deshielo.

R19.3.3.4 La intención de este artículo es que se puede aplicar durante la dosificación de la mezcla de hormigón. El requisito se ha repetido en 26.4.2.2(b). En el Capítulo 26 se presentan comentarios adicionales.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
19.3.4 Combinación alternativa de materiales cementantes para exposición a los sulfatos	**R19.3.4 Combinación alternativa de materiales cementantes para exposición a los sulfatos**
19.3.4.1 Se permiten combinaciones alternas de los materiales cementantes a las incluidas en 19.3.2, siempre y cuando sean ensayadas para su resistencia a los sulfatos. Los ensayos y criterios de aceptación deben cumplir con la Tabla 26.4.2.2.	**R19.3.4.1** La intención de este artículo es que se puede aplicar durante la dosificación de la mezcla de hormigón. El requisito se ha repetido en 26.4.2.2(c). En el Capítulo 26 se presentan comentarios adicionales.
19.4 REQUISITOS DE DURABILIDAD PARA MORTERO DE INYECCIÓN	**R19.4 REQUISITOS DE DURABILIDAD PARA MORTERO DE INYECCIÓN**
19.4.1 El contenido de ion cloruro soluble en agua en el mortero de inyección de tendones adheridos no debe exceder 0,06 % cuando se ensaya de acuerdo con ASTM C1218M, medido como masa del ion cloruro entre masa de cemento.	**R19.4.1** *(Sin comentario)*

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO

CAPÍTULO 20 — ARMADURAS, PROPIEDADES, DURABILIDAD Y EMBEBIDOS

20.1 ALCANCE

20.1.1 Este capítulo aplica al acero de armadura y rige a) hasta c):

a) Propiedades del acero.

b) Propiedades que se deben emplear en el diseño.

c) Requisitos de durabilidad, incluidos los requisitos mínimos especificados para el recubrimiento.

R20.1 ALCANCE

R20.1.1 Se especifican los materiales permitidos para ser usados como armadura. Otros elementos metálicos, como insertos, tornillos de anclajes o barras lisas usadas como barras de transferencia (dowels) en juntas de expansión o contracción, no se consideran normalmente como armadura bajo las disposiciones de esta Norma. Esta Norma no cubre armadura de polímeros armados con fibra (Fiber-reinforced polymer – FRP). El comité ACI 440 ha desarrollado guías para el uso de armadura FRP (ACI 440 y 440.2R).

20.2 BARRAS Y ALAMBRES NO PRETENSADOS

R20.2 BARRAS Y ALAMBRES NO PRETENSADOS

20.2.1 Propiedades de los materiales

R20.2.1 Propiedades de los materiales

20.2.1.1 Las barras y alambres no pretensados deben ser corrugados, excepto las barras lisas o alambres que se permiten para ser utilizados en espírales.

(*Sin comentario)*

20.2.1.2 La resistencia a la fluencia de barras y alambres no pretensadas debe determinarse por medio de:

a) Método de la deformación, utilizando una deformación específica de 2 ‰ de acuerdo con ASTM A370.

b) Método de extensión bajo carga, siempre y cuando la barra o alambre no pretensado presente un cambio abrupto en la deformación unitaria o un punto de fluencia bien definido.

R20.2.1.2 La mayoría de las barras de acero no pretensado presentan un comportamiento tensión-deformación que muestra una fluencia o cambio abrupto en la deformación unitaria para una tensión aproximadamente constante (comportamiento tensión deformación elasto-plástico). No obstante, productos de armadura tales como barras de alta resistencia, alambre de acero, barras en espiral, y barras y alambres de acero inoxidable en general no muestran un punto de fluencia bien definido sino más bien deforman gradualmente. El método utilizado para medir la resistencia de fluencia de la armadura debe cubrir los dos tipos de relaciones tensión-deformación.

Un estudio (Paulson et al. 2013) cubriendo armadura fabricada desde 2008 hasta 2012 encontró que el método de la deformación bajo carga, usando una extensión de 2 ‰, conduce a un estimativo razonable de la resistencia de estructuras de hormigón armado.

La resistencia de fluencia se determina por parte del fabricante por medio de ensayos a tracción realizados en la acería sobre muestras de armadura. Los métodos de ensayo para determinar la resistencia a la fluencia del acero, incluyendo el método de la deformación o el de extensión bajo carga, están referenciados ya sea en las corres-

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
	pondientes normas ASTM para barras y alambres no pretensados o en la norma ASTM A370 Test Methods and Definitions.
20.2.1.3 Las barras corrugadas deben cumplir con: **20.2.1.3.1. Normas Bolivianas NB** NB 728:1996 Barras para hormigón armado - Definiciones y clasificación NB 730:1996 Barras para hormigón armado - Características NB 731:1996 Barras corrugadas para hormigón armado - Requisitos generales **20.2.1.3.2. Normas ASTM** *a)* ASTM A615M – acero al carbón. *b)* ASTM A706M – acero de baja aleación. *c)* ASTM A 996M – acero de rieles y ejes. Las barras de Acero, provenientes de rieles deben ser del Tipo R. *d)* ASTM A955M – acero inoxidable. *e)* ASTM A1035M – acero cromado bajo en carbón.	**R20.2.1.3** Las barras corrugadas de acero de baja Aleación, fabricadas bajo la norma ASTM A706M se destinan a aplicaciones especiales donde se requieren propiedades controladas de tracción, restricciones en la composición química para resaltar las propiedades de soldabilidad, o ambas. Las barras corrugadas de armadura de acero de riel usadas con esta Norma deben cumplir con las disposiciones de ASTM A996M, incluyendo los requisitos para las barras Tipo R, y deben ser marcadas con la letra R para indicar el tipo de acero. Se requiere que las barras Tipo R cumplan con requisitos más estrictos para los ensayos de doblado que otros tipos de acero de rieles. Las barras corrugadas de acero inoxidable se utilizan en aplicaciones donde se requiera una resistencia alta a la corrosión o una permeabilidad magnética controlada. El acero cromado bajo en carbón es un material altamente resistente que se permite usar como armadura transversal para el confinamiento en sistemas especiales resistente a sismos y en espirales en columnas. Véase las Tablas 20.2.2.4 a) y b). La norma ASTM A1035M presenta los requisitos para las barras de dos niveles mínimos de fluencia, 700 MPa y 830 MPa, designadas como AH 700 y AH 830, respectivamente; sin embargo, el máximo f_{yt} permitido para cálculos en la Norma está limitado en 20.2.2.3.
20.2.1.4 Las barras lisas para armadura en espiral deben cumplir con las normas ASTM A615M, A706M, A955M, o A1035M.	**R20.2.1.4** Las barras lisas sólo se permiten para armadura en espiral, ya sea como armadura transversal para columnas, para armadura transversal para cortante y torsión, o confinamiento para empalmes de la armadura.
20.2.1.5 Las mallas de barras corrugadas soldadas deben cumplir con ASTM A184M. Las barras de armadura, utilizadas en las mallas de barras corrugadas soldadas deben cumplir con ASTM A615M o ASTM 706M.	
20.2.1.6 Las barras corrugadas con cabeza deben cumplir con la norma ASTM A970M, incluyendo los requisitos del Anexo A1 para dimensiones de las cabezas Clase HA.	**R20.2.1.6** La limitación a las dimensiones de la cabeza a Clase HA contenidas en el Anexo A1 de la ASTM A970M se debe a la ausencia de datos de ensayos para barras corrugadas con cabeza que no cumplen con los requisitos dimensionales de la Clase HA. Las cabezas que no

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
	cumplan con los requisitos de la Clase HA para las deformaciones de obstrucción y la configuración de la cara de apoyo pueden producir fuerzas de hendimiento no deseadas en el hormigón que pueden no ser características de las cabezas usadas en los ensayos experimentales que sirvieron de base a los requisitos de 25.4.4. Para cabezas que cumplan los requisitos dimensionales de la Clase HA, el área neta de apoyo de la cabeza puede suponerse que es igual al área bruta de la cabeza menos el área de la barra. Esta suposición puede no ser válida para cabezas que no cumplen los requisitos dimensionales de la Clase HA.
20.2.1.7 El alambre corrugado, el alambre liso, la armadura corrugada de alambre electrosoldado y el alambre de armadura electrosoldada lisa deben cumplir: *a)* A1064M - acero al carbón. *b)* A1022M – acero inoxidable	**R20.2.1.7** El alambre liso se permite sólo para armadura en espiral y en alambre liso electrosoldado que se considera como corrugado. El alambre de acero inoxidable y el alambre inoxidable electrosoldado se usan en aplicaciones donde se requiere de una alta resistencia a la corrosión o una permeabilidad magnética controlada. Los requisitos para las propiedades físicas y mecánicas para el alambre de acero inoxidable corrugado y para el alambre inoxidable electrosoldado liso y corrugado, cubiertos por la norma ASTM A1022M, son las mismas que para alambre corrugado, alambre corrugado electrosoldado y alambre liso electrosoldado de ASTM A1064M.
20.2.1.7.1. Se permite el uso de alambre corrugado de los tamaños MD25 hasta MD200.	**R20.2.1.7.1** Se ha colocado un límite superior al tamaño del alambre corrugado, pues los ensayos (Rudledge et al. 2002) han demostrado que el alambre MD290 alcanza solamente el 60 % de la resistencia de adherencia en tracción dada por la ecuación (25.4.2.3.a).
20.2.1.7.2. El alambre corrugado mayor que el tamaño MD200 se permite en armadura electrosoldado de alambre, pero debe tratarse como alambre liso para efectos de anclaje y longitudes de empalme, de acuerdo con 25.4.7 y 25.5.4, respectivamente.	
20.2.1.7.3. Excepto en lo permitido para utilizar armadura de alambre electrosoldado como estribos de acuerdo con 25.7.1, el espaciamiento de las intersecciones soldadas en la armadura electrosoldado de alambre en la dirección de la tracción calculada no debe exceder: *a)* 400 mm para armadura electrosoldado de alambre corrugado. *b)* 300 mm para armadura electrosoldado de alambre liso.	

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN

COMENTARIO

20.2.2 Propiedades de diseño

20.2.2.1 Para barras y alambres no pretensados, la tensión menor que f_y debe tomarse como E_s veces la deformación unitaria del acero. Para deformaciones unitarias, mayores a la correspondiente a f_y la tensión debe considerarse independientemente de la deformación unitaria e igual a f_y

R20.2.2 Propiedades de diseño

R20.2.2.1 Para armadura corrugada, resulta razonable suponer que la tensión es proporcional a la deformación unitaria para tensiones menores que la resistencia de fluencia especificada f_y . El aumento en la resistencia debido al efecto de endurecimiento por deformación de la armadura se desprecia en los cálculos de resistencia. En los cálculos de resistencia nominal, la fuerza que se desarrolla en la armadura sometida a compresión o a tracción se calcula como:

si $\varepsilon_s < \varepsilon_y$ (deformación unitaria de fluencia)

$$A_s f_s = A_s E_s \varepsilon_s$$

si $\varepsilon_s \geq \varepsilon_y$

$$A_s f_s = A_s f_y$$

donde ε_s es el valor en el diagrama de deformaciones unitarias en el lugar donde está ubicado la armadura.

20.2.2.2 El módulo de elasticidad, E_s , para barras y alambres no pretensados puede tomarse como 200,000 MPa.

20.2.2.3 La resistencia a fluencia de barras y alambres no pretensados para los cálculos de diseño deben basarse en el tipo de acero de la armadura especificada y no deben exceder los valores dados en 20.2.2.4 para las aplicaciones asociadas.

20.2.2.4 Los tipos de barras y alambres de armadura no pretensada deben ser especificados para las aplicaciones estructurales particulares y deben cumplir con la Tabla 20.2.2.4a para armadura corrugada y con la Tabla 20.2.2.4b para la armadura lisa.

R20.2.2.4 Las Tablas 20.2.2.4a y b limitan los valores máximos de la resistencia a fluencia que se puede usar en los cálculos de diseño para la armadura corrugada no pretensada y para espirales de armadura lisa no pretensadas, respectivamente.

En la Tabla 20.2.2.4a, para la armadura corrugada en pórticos especiales resistentes a momento y muros estructurales especiales, el uso de armadura longitudinal con una resistencia substancialmente mayor a la supuesta en el diseño lleva a mayores tensiones cortantes y de adherencia en el momento que se desarrollen los momentos de fluencia. Estas condiciones pueden llevar a fallas frágiles de cortante o adherencia y deben evitarse aun cuando dichas fallas puedan ocurrir a cargas mayores a las anticipadas por el diseño. Por lo tanto, se establece un límite a la resistencia real a fluencia del acero de armadura (véase 20.2.2.5). ASTM A706M para las barras de armadura de acero de baja aleación

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN **COMENTARIO**

ahora incluye tanto el AH 420 como AH 500; sin embargo, únicamente se permite el AH 420 debido a la falta de datos que confirmen la aplicabilidad de las disposiciones existentes en la Norma en estructuras que usen el grado mayor. Para las vigas, las disposiciones para las deflexiones de 24.2 y las limitaciones en la distribución de la armadura de flexión de 24.3 se vuelven más críticas en la medida que f_y aumenta.

Para los cálculos, el valor máximo de resistencia a fluencia se encuentra limitado a 700 MPa tanto para la armadura corrugada no pretensada como para la armadura lisa en espiral, de acuerdo con las Tablas 20.2.2.4a y b, respectivamente, cuando se usa como apoyo lateral de las barras longitudinales o para el confinamiento del hormigón. Las investigaciones sobre este límite de confinamiento se encuentran en Saatcioglu y Razvi (2002), Pessiki et al. (2001), y Richart et al. (1929). Para la armadura en pórticos especiales resistentes a momentos y muros estructurales especiales, las investigaciones que indican que se permite usar mayores resistencias a fluencia para armadura de confinamiento se encuentran en Budek et al. (2002), Muguruma and Watanabe (1990), and Sugano et al. (1990).

El limitar los valores de f_y y f_{yt} usados para el diseño de la armadura para cortante y torsión a 420 MPa, el límite para la resistencia a la fluencia más alto de 550 MPa para armadura electrosoldado de alambre permitido en diseño a cortante tiene como objetivo controlar el ancho de la fisura inclinada y está basado en Guimares et al. (1992), Griezic et al. (1994), and Furlong et al. (1991). En particular, los ensayos de vigas a escala total descritos en Griezic et al. (1994) indican que los anchos de las fisuras inclinadas de cortante, a nivel de cargas de servicio, fueron menores en vigas armadas con armadura electrosoldada de alambre corrugado de menor diámetro, diseñadas sobre la base de una resistencia a la fluencia de 520 MPa, que en vigas armadas con estribos corrugados AH 420.

La nota de pie de la Tabla 20.2.2.4a se incluye debido a que ASTM A1064M y A1022M solo requieren que las soldaduras desarrollen 240 MPa en los alambres interconectados. Los estribos cerrados de confinamiento, estribos, y otros elementos usados en sistemas especiales sísmicos deben tener anclajes capaces de desarrollar **1,25** f_y y **1,25** f_{yt} , según corresponda, o la resistencia a la tracción de la barra o alambre, la que sea

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN **COMENTARIO**

menor, de tal manera que se logre desarrollar una capacidad de ductilidad moderada. Un producto soldado que sea capaz de desarrollar estas tensiones límites puede ser aprobado para uso por medio del artículo 1-10 de la Norma.

Tabla 20.2.2.4a — Armadura corrugado no pretensado

Uso	Aplicación	Valor máximo de f_y o f_{yt} permitido para cálculos de diseño, MPa	Normas ASTM aplicables			
			Barras corrugadas	Alambres corrugados	Armadura de alambre electrosoldado	Parrillas de barras soldadas
Flexión, fuerza axial, y retracción y temperatura	Sistemas sísmicos especiales	420	Véase 20.2.2.5	No permitido	No permitido	No permitido
	Otro	550	A615M, A706M, A955M, A996M	A1064M, A1022M	A1064M, A1022M	A184M [1]
Apoyo lateral de barras longitudinales o confinamiento de hormigón	Sistemas sísmicos especiales	700	A615M, A706M, A955M, A996M, A1035M	A1064M, A1022M	A1064M [2], A1022M [2]	No permitido
	Espirales	700	A615M, A706M, A955M, A996M, A1035M	A1064M, A1022M	No permitido	No permitido
	Otro	550	A615M, A706M,	A1064M,	A1064M, A1022M	No permitido
Cortante	Sistemas sísmicos especiales	420	A615M, A706M, A955M, A996M	A1064M, A1022M	A1064M [2], A1022M [2]	No permitido
	Espirales	420	A615M, A706M, A955M, A996M	A1064M, A1022M	No permitido	No permitido
	Fricción cortante	420	A615M, A706M, A955M, A996M	A1064M, A1022M	A1064M, A1022M (alambre liso electrosoldado)	No permitido
	Estribos, estribos cerrados de confinamiento	550	No permitido	No permitido	A1064M, A1022M (alambre corrugado electrosoldado)	No permitido
Torsión	Longitudinal y transversal	420	A615M, A706M, A955M, A996M	A1064M, A1022M	A1064M, A1022M	No permitido

[1] Las parrillas de barras soldadas se permite que sean ensambladas usando barras corrugadas que cumplen con A615M ó A706M.

[2] No se permite usar ASTM A1064M y A1022M en sistemas especiales sísmicos cuando se requiere que la soldadura resista tensiones provenientes de confinamiento, soporte lateral de barras longitudinales, cortante u otras acciones.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN **COMENTARIO**

Tabla 20.2.2.4b — Barras y alambres lisos para armadura en espiral no pretensado

Uso	Aplicación	Valor máximo de f_{yt} o f_{yt} permitido para cálculos de diseño, MPa	Normas ASTM aplicables	
			Barras lisas	Alambres lisos
Soporte lateral de barras longitudinales o confinamiento del hormigón	Espirales en sistemas sísmicos especiales	700	A615M, A706M, A955M, A1035M	A1064M, A1022M
	Espirales	700	A615M, A706M, A955M, A1035M	A1064M, A1022M
Cortante	Espirales	420	A615M, A706M, A955M, A1035M	A1064M, A1022M
Torsión en vigas no pretensadas	Espirales	420	A615M, A706M, A955M, A1035M	A1064M, A1022M

20.2.2.5 La armadura longitudinal corrugada no pretensada que resista momentos, fuerza axial, o ambos, inducidos por el sismo en pórticos resistentes a momentos especiales, muros estructurales especiales y todos los componentes de muros estructurales especiales incluyendo vigas acopladas y pilas deben cumplir con:

a) ASTM A706M, Grado 60 (AH 420)

b) ASTM A615M Grado 40 (AH 280) si se cumple con i) y ii) y ASTM A615M Grado 60 (AH 420) si se cumple con i), ii) y iii):

i) La resistencia a la fluencia real medida en ensayos en la siderúrgica no excede $f_y \leq 125$ MPa.

ii) La relación entre la resistencia a la tracción real a la resistencia a la fluencia real es al menos 1,25.

iii) La elongación mínima en una longitud de medición de 200 mm debe ser al menos 14 % en barras de diámetro 10 mm ≤ d_b ≤ 20 mm, al menos 12 % para barras 25 mm ≤ d_b ≤ 32 mm, y al menos 10% para barras d_b ≥ 32 mm.

R20.2.2.5 El requisito de una resistencia a tracción mayor que la resistencia a la fluencia de la armadura por un factor de 1,25 se basa en la suposición que la capacidad de un elemento estructural para desarrollar la capacidad de rotación inelástica es una función de la longitud de la región de fluencia a lo largo del eje del elemento. Al interpretar los resultados experimentales, la longitud de la región de fluencia se ha relacionado con las magnitudes relativas del momento último y de fluencia (Joint ACI-ASCE Committee 352). Según esta interpretación, mientras mayor sea la relación entre el momento último y el de fluencia, la región de fluencia, es más larga. Los elementos con armadura que no cumplan esta condición también pueden desarrollar rotación inelástica, pero su comportamiento es suficientemente diferente como para excluirlos de consideración directa con base en las reglas derivadas de la experiencia con elementos armados con aceros que muestran endurecimiento por deformación.

Para armadura corrugada que cumple con ASTM A615M, para AH 420, se adicionaron los requisitos de elongación máxima a la Norma de 2014. Las elongaciones mínimas de 20.2.2.5 tienen los mismos valores de la norma ASTM A706M para armadura corrugada AH 420.

20.3 BARRAS, ALAMBRES Y TORONES DE PRETENSADO

R20.3 BARRAS, ALAMBRES Y TORONES DE PRETENSADO

20.3.1 Propiedades de los materiales

R20.3.1 Propiedades de los materiales

20.3.1.1 Excepto en lo que requiera 20.3.1.3 para pórticos especiales a momento y muros estructurales especiales, la armadura de pretensado debe cumplir con:

R20.3.1.1 Debido a que la armadura pretensada de baja relajación está regulada en un requisito suplementario de la norma ASTM A421M, el cual aplica únicamente si el material se especifica como de baja relajación, la referencia ASTM

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
a) ASTM A416M – Torones. *b)* ASTM A421M – Alambre. *c)* ASTM A421M – Alambre de baja relajación incluyendo en Requisitos Suplementario S1, "Alambre de baja relajación y ensayo de la relajación". d) ASTM A722M – Barras de alta resistencia.	apropiada se incluye como una entidad independiente.
20.3.1.2 Los torones, alambres y barras pretensadas que no figuran específicamente en las normas ASTM A416M, A421 ó A722M, se pueden usar, siempre y cuando se demuestre que cumplen con los requisitos mínimos de estas normas, y que se demuestre mediante análisis o ensayos que no afectan el comportamiento del elemento.	
20.3.1.3 La armadura pretensada que resista momentos, fuerzas axiales, o ambos, inducidos por el sismo en pórticos especiales resistentes a momento y en muros estructurales especiales y todos los componentes de muros estructurales especiales incluyendo vigas de acople y pilas, construidos utilizando hormigón prefabricado deben cumplir con ASTM A416 o A722M.	
20.3.2 Propiedades de diseño	**R20.3.2 Propiedades de diseño**
20.3.2.1 El módulo de elasticidad para el acero pretensado, E_p , debe determinarse mediante ensayos o ser informado por el fabricante.	**R20.3.2.1** Los valores utilizados normalmente para E_p están entre 197,000 y 200,000 MPa. Pueden ser necesarios valores más precisos, basados en ensayos o informes del fabricante, para verificar la elongación durante el tensionamiento.
20.3.2.2 El valor de la resistencia a la tracción, f_{pu} , debe basarse en el grado o tipo de acero de pretensado especificado y no debe exceder los valores dado en la Tabla 20.3.2.2.	**R20.3.2.2** La norma ASTM A416M especifica dos calidades de resistencia para tracción del torón, 1725 y 1860 MPa. La norma ASTM A421M especifica resistencias a tracción de 1620, 1655 y 1725 MPa dependiendo del diámetro y del tipo de alambre. Para el diámetro más común, 6 mm, la norma ASTM A421M especifica una resistencia a la tracción de 1655 MPa.

Tabla 20.3.2.2 — Barras, alambres y torones de pretensado

Tipo	Valor máximo de f_{pu} permitido cálculos de diseño, MPa	Normas ASTM aplicables
Torón (liberado de tensiones y baja relajación)	1860	A416M
Alambre (liberado de tensiones y baja relajación)	1725	A421M
		A421M incluido el requisito suplementario S1 "Alambre de baja relajación y ensayo de la relajación"

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN		COMENTARIO
Barra de alta resistencia	1035	A722M

20.3.2.3 Tensión en la armadura pretensada adherida para el nivel de resistencia nominal a flexión, f_{ps}

20.3.2.3.1. Como alternativa a una determinación más precisa de f_{ps} con base en compatibilidad de deformaciones, se pueden utilizar los valores de f_{ps} , calculados con la ecuación (20.3.2.3.1) para elementos con acero de pretensado adherido siempre y cuando toda la armadura pretensada se encuentre en la zona de tracción y $f_{se} \geq 0{,}5\, f_{pu}$.

$$f_{ps} = f_{pu}\left(1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1}\left[\rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p}\frac{f_y}{f'_c}(\rho - \rho')\right]\right) \quad (20.3.2.3.1)$$

donde γ_p cumple con la Tabla 20.3.2.3.1.

Cuando se tiene en cuenta la armadura de compresión al calcular f_{ps} mediante la ecuación (20.3.2.3.1), se debe cumplir con:

a) Si ***d'*** > ***0,15*** d_p , la armadura a la compresión no se debe tener en cuenta en la ecuación (20.3.2.3.1).

b) Si la armadura a la compresión se incluye en la ecuación (20.3.2.3.1), el término en corchetes debe ser:

$$\left[\rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p}\frac{f_y}{f'_c}(\rho - \rho')\right] \leq 0{,}17$$

Tabla 20.3.2.3.1 — Valores de γ_p para usar en la ecuación (20.3.2.3.1)

f_{py}/f_{pu}	γ_p
≥ 0,80	***0,55***
≥ 0,85	***0,40***
≥ 0,90	***0,28***

R20.3.2.3 Tensión en la armadura pretensado adherido para el nivel de resistencia nominal a flexión, f_{ps}

R20.3.2.3.1 La ecuación (20.3.2.3.1) puede subestimar la resistencia de las vigas con altos porcentajes de armadura y, para evaluaciones más exactas de su resistencia, debe emplearse el método de compatibilidad de deformaciones unitarias y equilibrio. Cuando parte de ese acero de pretensado está en la zona de compresión, se debe utilizar el método de compatibilidad de deformación unitarias y equilibrio.

El término γ_p en la ecuación (20.3.2.3.1) y la Tabla 20.3.2.3.1 reflejan la influencia que tienen los diferentes tipos de acero de pretensado en el valor de f_{ps} . La Tabla R20.3.2.3.1 muestra el tipo de acero de pretensado y la relación f_{py}/f_{pu} .

R20.3.2.3.1 a) Cuando el valor de ***d'*** es grande, la deformación unitaria en la armadura de compresión puede ser considerablemente menor que su deformación unitaria de fluencia. En este caso, la armadura de compresión no influye en f_{ps} de manera tan favorable como lo presenta la ecuación (20.3.2.3.1). Por esta razón, cuando ***d'*** > ***0,15*** d_p , la ecuación (20.3.2.3.1) es aplicable sólo si no se toma en cuenta la armadura a compresión.

R20.3.2.3.1 b) El término ρ' en la ecuación (20.3.2.3.1) refleja el valor incrementado de f_{ps} obtenido cuando se coloca armadura de compresión en una viga con cuantía alta de armadura. Cuando el término:

$$\left[\rho_p\ f_{pu}/f'_c\ + \left(d/d_p\right)\left(f_y/f'_c\right)(\rho - \rho')\right]$$

es pequeño, la profundidad del eje neutro es pequeña, por lo tanto, la armadura de compresión no desarrolla su resistencia a la fluencia y la ecuación (20.3.2.3.1) se vuelve insegura.

Por esta razón;

$$\left[\rho_p\ f_{pu}/f'_c\ + \left(d/d_p\right)\left(f_y/f'_c\right)(\rho - \rho')\right]$$

no puede tomarse menor de 0,17 cuando se tiene en cuenta el armadura de compresión al calcular f_{ps} **.** La armadura a compresión puede no tenerse en cuenta al emplear la ecuación

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN | **COMENTARIO**

(20.3.2.3.1) haciendo ρ' igual a cero, caso en el cual el término;
$[\rho_p \ f_{pu}/f'_c + (d/d_p)\,(f_y/f'_c)\,(\rho - \rho')]$
puede ser menor de 0,17 y, por lo tanto, se obtiene un valor mayor y correcto de f_{ps}.

Tabla R20.3.2.3.1 — Relación el tipo de armadura f_{py}/f_{pu} asociada con el tipo de armadura

Tipo de acero de pretensado		f_{py}/f_{pu}
Barras de pretensado de alta resistencia	ASTM A722M Tipo I (Liso)	≥ 0.85
	ASTM A722M Tipo II (Corrugado)	≥ 0.80
Alambres y torones liberados de tensiones	ASTM A416M ASTM A421M	≥ 0.85
Alambres y torones de baja relajación	ASTM A416M ASTM A421M	≥ 0.90

20.3.2.3.2. Para torones pretensados, la tensión de diseño del torón para las secciones de elementos ubicados dentro de una distancia l_d medida a partir del extremo libre del torón no debe ser mayor al determinado según 25.4.8.3.

20.3.2.4 Tensión en el acero de pretensado no adherido para el nivel de resistencia nominal a flexión, f_{ps}.

20.3.2.4.1. Como alternativa a una determinación más precisa de f_{ps}, se pueden utilizar los valores de f_{ps} calculados por medio de la Tabla 20.3.2.4.1 en elementos con acero de pretensado con cables no adheridos siempre que y $f_{se} \geq 0{,}5\, f_{pu}$.

Tabla 20.3.2.4.1 — Valores aproximados de f_{ps} al nivel de resistencia nominal a flexión para cables no adheridos

l_n/h	f_{ps}	
≤ 35	El menor de:	$f_{se} + 70 + \dfrac{f'_c}{100\,\rho_p}$
		$f_{se} + 420$
		f_{py}
> 35	El menor de:	$f_{se} + 70 + \dfrac{f'_c}{300\,\rho_p}$
		$f_{se} + 210$
		f_{py}

R20.3.2.4 Tensión en el acero de pretensado no adherido para el nivel de resistencia nominal a flexión, f_{ps}.

R20.3.2.4.1 El término $[f_{se} + 70 + f'_c/(300\,\rho_p)]$ refleja los resultados de ensayos sobre elementos con cables no adheridos y relaciones luz-altura mayores de 35 (losas en una sola dirección, placas planas y losas planas) (Mojtahedi and Gamble 1978). Estos ensayos indican que el término
$[f_{se} + 70 + f'_c/(100\,\rho_p)]$, antiguamente usado para todas las relaciones luz-altura, sobrestima el incremento de tensión en dichos elementos. Aunque estos mismos ensayos indican que la resistencia a momento de estos elementos de poca altura diseñados por medio del término $[f_{se} + 70 + f'_c/(100\,\rho_p)]$ cumple con los requisitos de resistencia para la carga mayorada, este resultado refleja los efectos de los requisitos de la Norma para armadura mínima adherida, así como la limitación a la tensión de tracción del hormigón, que con frecuencia controla la cantidad de fuerza de pretensado utilizada.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN | **COMENTARIO**

20.3.2.5 Tensiones admisibles a tracción en aceros de pretensado

20.3.2.5.1. La tensión a tracción en aceros de pretensado no debe ser mayor a los límites de la Tabla 20.3.2.5.1.

Tabla 20.3.2.5.1 — Tensiones máximas admisibles a tracción en aceros de pretensado

Etapa	*Ubicación*	*Tensión máxima a tracción*	
Durante la acción de tesado	En el extremo del gato	*Menor de:*	***0,94*** f_{py}
			0,82 f_{pu}
			Máxima fuerza en el gato recomendada por el fabricante de los anclajes
Inmediatamente después de la transferencia	En los anclajes y conectores de pos-tesado	***0,70*** f_{pu}	

20.3.2.6 Pérdidas de pretensado

20.3.2.6.1. Las pérdidas de pretensado deben tenerse en cuenta al calcular la tensión efectiva a tracción del acero de pretensado, f_{se} y se debe incluir:

a) Hundimiento en los anclajes del acero de pretensado durante la transferencia.

b) Acortamiento elástico del hormigón.

c) Fluencia lenta del hormigón.

d) Retracción del hormigón.

e) Relajación del acero de pretensado.

f) Pérdidas por fricción debidas a la curvatura intencional o accidental de los cables de postesado.

R20.3.2.5 Tensiones admisibles a tracción en aceros de pretensado

R20.3.2.5.1 Debido a la resistencia a la fluencia alta de alambres y torones de baja relajación que cumplen con los requisitos de ASTM A421M y A416M, incluido el Requisito Suplementario S1 "Alambres de baja relajación y ensayo de relajación", es apropiado especificar tensiones admisibles en términos de la resistencia mínima a la fluencia especificada por ASTM y la resistencia mínima a la tracción especificada por ASTM. Debido a la mayor tensión inicial admisible en el acero de pretensado permitido en la edición del Código ACI 318 de 1983, las tensiones finales pueden ser mayores. Se debe considerar la posibilidad de limitar las tensiones finales cuando la estructura está sometida a condiciones corrosivas o cargas repetidas.

R20.3.2.6 Pérdidas de pretensado

R20.3.2.6.1 Para una explicación de cómo calcular estas pérdidas de pretensado, véase Joint ACI-ASCE Committee 423 (1958), ACI Committee 435 (1995, ratificada el 2015), PCI Committee on Prestress Losses (1975), y Zia et al. (1979). Valores razonablemente precisos de las pérdidas de pretensado se pueden calcular utilizando las recomendaciones de Zia et al. (1979) que incluye consideración del nivel inicial de tensión (***0,70*** f_{pu} o mayor), tipo de acero (alambre, cable o barra, liberados de tensiones o de baja relajación), condiciones de exposición y tipo de construcción (pre-tesada, postesada adherida o postesada no adherida).

Las pérdidas reales, mayores o menores que los valores calculados, tienen poco efecto sobre la resistencia de diseño del elemento, pero afectan el comportamiento bajo cargas de servicio (deflexiones, contraflecha, carga de fisuración) y las conexiones. Al nivel de cargas de servicio, sobreestimación de las pérdidas de pretensado puede ser tan dañina como la subestimación, puesto que lo primero puede resultar en una contraflecha excesiva y un movimiento horizontal.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
20.3.2.6.2. Las pérdidas por fricción calculadas en cables postesados deben basarse en coeficientes de fricción por desviación accidental y por curvatura determinados experimentalmente.	**R20.3.2.6.2** EL estimativo de las pérdidas de pretensado por fricción está cubierto en PTI (2006). Los valores de los coeficientes de curvatura accidental y fricción a utilizar para aceros de pretensado y ductos de tipo especial deben obtenerse de los fabricantes de cables. Un estimativo irrealmente bajo de la pérdida por fricción puede conducir a contraflechas, y eventuales deflexiones inadecuadas, del elemento y a un pretensado inadecuado. Una sobrestimación de la fricción puede dar como resultado una fuerza extra de pretensado. Esto podría conducir a contraflechas excesivas y acortamientos del elemento. Si se determina que los factores de fricción son menores que los supuestos en el diseño, la tensión en el cable debe ajustarse para dar solamente la fuerza de pretensado requerida por el diseño en las partes críticas de la estructura. Cuando pueda estar afectada la seguridad o el funcionamiento de la estructura, el rango aceptable para las fuerzas de tesado u otros requisitos limitantes, deben ser dados o aprobados por el profesional facultado para diseñar de acuerdo con las tensiones admisibles de 20.3.2.5 y 24.5.
20.3.2.6.3. Cuando puedan presentarse pérdidas de pretensado en un elemento debido a la unión del mismo con una estructura adyacente, dichas pérdidas de pretensado deben tenerse en cuenta en el diseño.	
20.4 ACERO ESTRUCTURAL, TUBOS DE ACERO Y TUBERÍAS PARA COLUMNAS COMPUESTAS	**R20.4 ACERO ESTRUCTURAL, TUBOS DE ACERO Y TUBERÍAS PARA COLUMNAS COMPUESTAS**
20.4.1 Propiedades de los materiales	(*Sin comentario)*
20.4.1.1 El acero estructural**,** que no sea tubos de acero o tuberías para columnas compuestas, debe cumplir con: *a)* ASTM A36M – Acero al carbón *b)* ASTM A242M – Acero de alta resistencia y baja aleación *c)* ASTM A572M – Acero de alta resistencia, baja aleación, al Columbio-Vanadio *d)* ASTM A588M – Acero 345 MPa, alta resistencia y baja aleación *e)* ASTM A992M – Perfiles estructurales	
20.4.1.2 Los tubos de acero o tuberías para columnas compuestas, que estén formados por un tubo de acero relleno de hormigón, deben cumplir con:	

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
a) ASTM A53M Grado B – Acero negro, con inmersión en caliente, recubiertos de zinc; *b)* ASTM A500M – Formado en frío, soldado, sin costura; *c)* ASTM A501 – Formado en caliente, soldado, sin costura. *d)* ASTM A1085 – Formado en frío, soldado	
20.4.2 Propiedades de diseño	**R20.4.2 Propiedades de diseño**
20.4.2.1 El acero estructural para columnas compuestas, el valor máximo de f_y debe cumplir con las normas NB y ASTM apropiadas de 20.4.1.	(*Sin comentario)*
20.4.2.2 Para el acero estructural en columnas compuestas con un núcleo de acero estructural, el valor de f_y no debe exceder 350 MPa.	**R20.4.2.2** La resistencia a la fluencia de diseño del núcleo de acero debe limitarse a aquella que no genere descascaramiento del recubrimiento de hormigón. Se ha supuesto que el hormigón en compresión axial no se descascara a deformaciones unitarias menores de 0,0018. Por lo tanto, la resistencia a la fluencia de 0,0018 x 200.000, ó 360 MPa, representa un límite superior para la tensión máxima útil en el acero.
20.5 PERNOS CON CABEZA PARA ARMADURA A CORTANTE	**R20.5 PERNOS CON CABEZA PARA ARMADURA A CORTANTE**
20.5.1 Los pernos con cabeza y sus ensamblajes deben cumplir con ASTM A1044M.	

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN

COMENTARIO

R20.5.1 La configuración de los pernos con cabeza para armadura de cortante difiere de la configuración de los pernos para cortante del tipo que tiene cabeza descritos en el artículo 7 de AWS D1.1 (2010) y a los que hace referencia el Capítulo 17 de esta Norma (Fig. R20.5.1). Las relaciones entre la cabeza y el área, transversales del fuste de los pernos AWS D1.1 varían entre 2,5 y 4. En cambio, la norma ASTM A1044M exige que el área de la cabeza de los pernos soldados con cabeza sea al menos 10 veces el área del fuste. Por lo tanto, de acuerdo con la AWS D1.1, los pernos con cabeza no son adecuados para ser usados como pernos con cabeza para armadura de cortante.

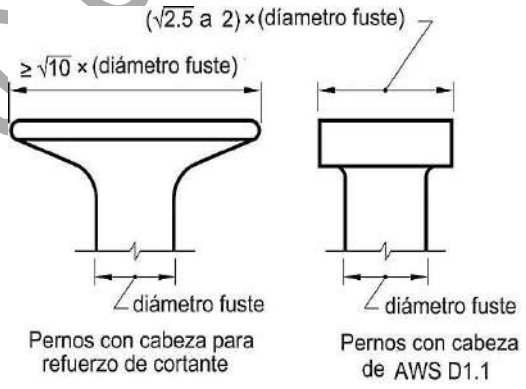


Figura R20.5.1 — Configuraciones de los pernos con cabeza.

La base común, cuando se utiliza, ancla un extremo de los pernos; la norma ASTM A1044M especifica el ancho y espesor del material de la base común para que sean suficientes para proporcionar el anclaje requerido sin fluencia para diámetros de los fustes de los pernos de 9,5, 12,7, 15,9 y 19 mm. En ASTM A1044M, la resistencia mínima especificada para fluencia de los pernos con cabeza es de 350 MPa.

20.6 DISPOSICIONES PARA LA DURABILIDAD DEL ACERO DE ARMADURA

R20.6 DISPOSICIONES PARA LA DURABILIDAD DEL ACERO DE ARMADURA

20.6.1 Recubrimiento de hormigón especificado

R20.6.1 Recubrimiento de hormigón especificado

Este artículo trata sobre el recubrimiento de hormigón sobre el acero de armadura y no incluye los requisitos para el recubrimiento de los conductos, tubos y accesorios embebidos, los cuales se cubren en 20.7.5.

20.6.1.1 A menos que el reglamento general de construcción exija un recubrimiento mayor de hor-

R20.6.1.1 El recubrimiento de hormigón para protección de la armadura contra la intemperie y otros efectos se mide desde la superficie del hormigón hasta la superficie exterior del acero para

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
migón para protección contra el fuego, el recubrimiento mínimo especificado debe cumplir con 20.6.1.2 hasta 20.6.1.4.	el cual el requisito de recubrimiento aplica. Cuando se prescriba un recubrimiento de hormigón para una clase de elemento estructural, éste debe medirse hasta el borde exterior de los estribos o espirales, si hay armadura transversal abrazando las barras principales; hasta la capa exterior de barras, si se emplea más de una capa sin estribos; hasta los dispositivos metálicos de los extremos o los ductos en el acero de pos-tesado; o hasta la parte externa de la cabeza en las barras con cabeza. La condición "expuestas a la intemperie o en contacto con el suelo" se refiere a exposiciones directas a cambios de la humedad y no sólo a cambios de temperatura. Las superficies inferiores de losas, por lo general no se consideran directamente "expuestas", a menos que estén expuestas a humedecimiento y secado alternados, incluyendo el debido a las condiciones de condensación o de filtraciones directas desde la superficie expuesta, escorrentía, o efectos similares. Pueden proporcionarse métodos alternos de protección de la armadura de hormigón a la intemperie si ellos son equivalentes al recubrimiento adicional requerido por el Norma. Cuando sea aprobado por la autoridad competente según las disposiciones de 1.10, la armadura con una protección alterna para exposición a la intemperie no puede tener un recubrimiento de hormigón menor que el recubrimiento requerido para armadura no expuesto a la intemperie. Las longitudes de anclaje dadas en el Capítulo 25 son una función del recubrimiento de las barras. Como resultado, puede ser deseable en algunos casos usar recubrimientos más grandes que los mínimos especificados en 20.6.1.
20.6.1.2 Se permite que todo acabado de hormigón de un piso pueda considerarse como parte del recubrimiento requerido para efecto de consideraciones no estructurales.	**R20.6.1.2** Todos los acabados de piso de hormigón pueden utilizarse para propósitos no estructurales, tales como recubrimiento de la armadura y protección contra el fuego. Sin embargo, deben tomarse precauciones para asegurar que el acabado no se desprenda, provocando una disminución en el recubrimiento. Además, de acuerdo con 20.6.1.3, las consideraciones para el anclaje de la armadura requieren un recubrimiento mínimo de hormigón construido monolíticamente.
20.6.1.3 Requisitos para recubrimiento especificado de hormigón	**R20.6.1.3 Requisitos para recubrimiento especificado de hormigón**

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN **COMENTARIO**

20.6.1.3.1. Los elementos de hormigón no pretensados construidos en sitio deben tener un recubrimiento de hormigón especificado para la armadura igual al menos al dado en la Tabla 20.6.1.3.1.

20.6.1.3.2. Los elementos de hormigón pretensado construidos en sitio deben tener un recubrimiento de hormigón especificado para la armadura, ductos y accesorios de los extremos, no menor al dado en la Tabla 20.6.1.3.2.

Tabla 20.6.1.3.1 — Recubrimiento especificado para elementos de hormigón construidos en sitio no pretensados

Exposición del hormigón	Elemento	Armadura	Recubrimiento especificado, mm
Construido contra el suelo y permanentemente en contacto con él	Todos	Todos	40
Expuesto a la intemperie o en contacto con el suelo	Todos	d_b > 16 mm	30
		d_b ≤ 16 mm, alambre MW200 ó MD200, y	25
No expuesto a la intemperie ni en contacto con el suelo	Losas, viguetas y muros	d_b > 40 mm	25
		d_b ≤ 40 mm	20
	Vigas, columnas, pedestales y amarres a tracción	Armadura principal, estribos, espirales y estribos cerrados para confinamiento	20

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN **COMENTARIO**

Tabla 20.6.1.3.2 — Recubrimiento especificado para elementos de hormigón pretensado construidos en sitio

Exposición del hormigón	Elemento	Armadura	Recubrimiento especificado, mm
Construido contra el suelo y permanentemente en contacto con él	Todos	Todos	50
Expuesto a la intemperie o en contacto con el suelo	Losas, viguetas y muros	Todos	25
	Todos los demás	Todos	30
No expuesto a la intemperie ni en contacto con el suelo	Losas, viguetas y muros	Todos	20
	Vigas, columnas, y amarres a tracción	Armadura principal	40
		Estribos, espirales y estribos cerrados de confinamiento	25

Tabla 20.6.1.3.3 — Recubrimiento especificado de hormigón para elementos prefabricados, pretensados y no pretensados, fabricados bajo condiciones de planta.

Exposición del hormigón	Elemento	Armadura	Recubrimiento especificado, mm
Expuesto a la intemperie o en contacto con el suelo	Muros	d_b > 40 mm, cables con d_b > 40 mm	40
		d_b ≤ 40 mm alambres MW200 y MD200 y menores, cables y torones con d_b ≤ 40 mm	20
	Todos los demás	d_b > 40 mm, cables con d_b > 40 mm	40
		d_b ≤ 40 mm cables y torones *16 mm*< d_b ≤ 40 mm	30
		d_b = 16 mm, alambres MW200 y MD200 y menores, cables y torones con d_b ≤ 16 mm	20

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN **COMENTARIO**

Tabla 20.6.1.3.3 (Continuación) — Recubrimiento especificado de hormigón para elementos prefabricados, pretensados y no pretensados, fabricados bajo condiciones de planta.

Exposición del hormigón	Elemento	Armadura	Recubrimiento especificado, mm
No expuesto a la intemperie ni en contacto con el suelo	Losas, viguetas y muros	d_b > 40 mm, cables con d_b > 40 mm	30
		Cables y torones con $d_b \leq 40$ mm	20
		$d_b \leq 32$ mm alambres MW200 y MD200 y menores	15
	Vigas, columnas, pedestales y amarres a tracción	Armadura principal	El mayor de: d_b *15 mm ≤ rec ≤ 40 mm*
		Estribos, espirales y estribos cerrados de confinamiento	10

20.6.1.3.3. Los elementos de hormigón prefabricado pretensado y no pretensado fabricados bajo condiciones de control de planta deben tener un recubrimiento de hormigón especificado para la armadura, ductos y accesorios de los extremos, no menor al dado en la Tabla 20.6.1.3.3.

R20.6.1.3.3 Los espesores menores para elementos prefabricados reflejan el mejor control de las dosificaciones, colocación y curado inherente a la prefabricación. El término “fabricados en condiciones de control de planta” no implica específicamente que los elementos prefabricados deban estar hechos en una planta. Los elementos estructurales prefabricados en la obra también se ubican dentro de este artículo si el control de las dimensiones de los encofrados, la colocación de armaduras, el control de calidad del hormigón y el procedimiento de curado son semejantes a aquellos que normalmente se esperan en una planta.

El recubrimiento de hormigón para los torones pretensados, como se describe en este artículo, proporciona la protección mínima contra la intemperie u otros efectos. Este recubrimiento puede no ser suficiente para transferir o desarrollar la tensión en el torón, y puede ser necesario aumentar el recubrimiento por esta razón**.**

20.6.1.3.4. El recubrimiento de hormigón mínimo especificado para los paquetes de barras no debe ser menor que:

a) El diámetro equivalente del paquete de barras.

b) 50 mm.

y para hormigón construido contra el suelo y permanentemente expuesto a él, el recubrimiento de hormigón especificado debe ser de 75 mm.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN | **COMENTARIO**

20.6.1.3.5. Para los pernos con cabeza para armadura a cortante, el recubrimiento especificado de hormigón para las cabezas y la base común no debe ser menor que el requerido para la armadura en el elemento.

R20.6.1.3.5 Los requisitos de recubrimiento especificado de hormigón para pernos con cabezas para armadura a cortante se muestran en la figura R20.6.1.3.5.

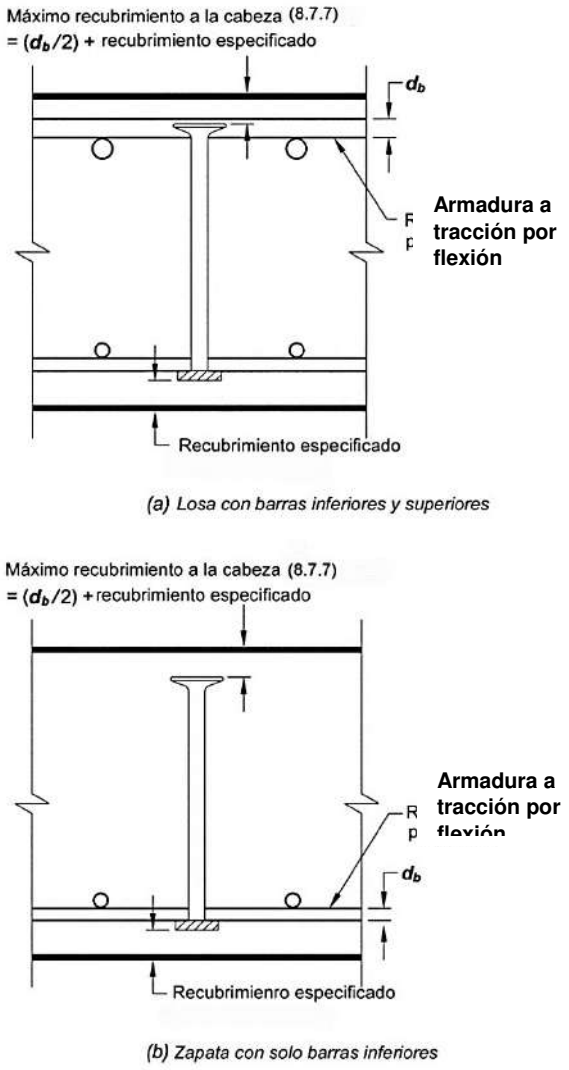


Figura R20.6.1.3.5 — Recubrimiento de hormigón para pernos con cabeza para armadura a cortante.

20.6.1.4 Recubrimiento de hormigón especificado para ambientes corrosivos

R20.6.1.4 Recubrimiento de hormigón especificado para ambientes corrosivos

Los ambientes corrosivos se encuentran definidos en las Artículos 19.3.1, R19.3.1 y R19.3.2. En el ACI 362.1R se puede encontrar más información sobre corrosión de estructuras para estacionamiento de automóviles

20.6.1.4.1. En ambientes corrosivos u otras condiciones severas de exposición, debe aumentarse el recubrimiento de hormigón cuando se considere

R20.6.1.4.1 Cuando el hormigón vaya a estar expuesto en servicio a fuentes externas de cloruros, tales como sales descongelantes, agua sa-

Documento de estudio

ESPECIFICACIÓN

necesario. Se deben cumplir los requisitos aplicables para el hormigón, basados en las categorías de exposición de 19.3, o bien, debe disponerse de otro tipo de protección.

COMENTARIO

lobre, agua marina, o salpicaduras de estas fuentes, debe dosificarse para cumplir con los requisitos para la clase de exposición aplicable del Capítulo 19. Estos comprenden contenido mínimo de aire, máxima relación *a/mc*, resistencia mínima para hormigón de peso normal y hormigón liviano, y contenido máximo de iones cloruro en el hormigón. Adicionalmente, como protección contra la corrosión se recomienda un recubrimiento de hormigón especificado para la armadura de no menor de 50 mm para muros y losas, y no menor de 65 mm para otros elementos.

Para hormigón prefabricado construido bajo condiciones de control de planta, se recomienda un recubrimiento de hormigón especificado de no menor de 40 mm para muros y losas, y de no menor de 50 mm para otros elementos.

20.6.1.4.2. Para elementos de hormigón pretensado expuestos a medios corrosivos o a otras categorías severas de exposición como las definidas en 19.3, y que se encuentran clasificadas como Clase T o C en 24.5.2, el recubrimiento de hormigón especificado no debe ser menor de 1,5 veces el recubrimiento para las armaduras pretensadas construido en sitio, requeridos por 20.6.1.3.2 para elementos vaciados en sitio y 20.6.1.3.3 para elementos prefabricados de hormigón.

20.6.1.4.3. El requisito de 20.6.1.4.2 puede obviarse si la zona pre comprimida de tracción no se encuentra en tracción bajo la acción de las cargas permanentes.

Documento en estudio

20.6.2 Armadura recubierta no pretensada

20.6.2.1 La armadura recubierta no pretensada debe cumplir con la Tabla 20.6.2.1.

Tabla 20.6.2.1— Armadura recubierta no pretensada

Tipo de recubrimiento	Norma ASTM aplicable		
	Barra	Alambre	Alambre soldado
Zinc	A767M	No permitido	A1060M
Epoxi co	A775M ó A934M	A884M	A884M
Zinc y epoxi co, ambos	A1055M	No permitido	No permitido

20.6.2.2 Las barras corrugadas que se vayan a recubrir con zinc (galvanizadas), con epoxi o con

R20.6.2 Armadura recubierta no pretensada

R20.6.2.1 Las barras de armadura recubiertas con zinc (galvanizadas por inmersión en caliente) (ASTM A767M), las barras recubiertas con epoxi (ASTM A775M y A934M) y las recubiertas simultáneamente con los dos (ASTM A1055M) se utilizan donde la resistencia a la corrosión de la armadura es de particular importancia, como en estructuras de estacionamientos, estructuras de puentes y en otros ambientes altamente corrosivos.

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
zinc y epoxi simultáneamente deben cumplir con 20.2.1.3 a), b) o c).	
20.6.2.3 Los alambres y la armadura electrosoldado de alambre que se vayan a recubrir con epoxi deben cumplir con 20.2.1.7 a).	
20.6.3 Protección contra la corrosión de la armadura de pretensado no adherida	**R20.6.3 Protección contra la corrosión de la armadura de pretensado no adherida**
20.6.3.1 Los aceros de pretensado no adheridos deben estar encapsulados en un ducto de pos-tesado, y el espacio entre el torón y el ducto de pos-tesado debe llenarse completamente con un material adecuado que inhiba la corrosión. El ducto de pos-tesado debe ser impermeable y continuo en toda la longitud no adherida.	**R20.6.3.1** El material para la protección contra la corrosión de los aceros de pretensado no adheridos debe tener las propiedades indicadas en el artículo 19.1 del documento Breen et al. (1994). Normalmente, el ducto de pos-tesado es continuo y está constituido por polietileno de alta densidad que es extruido sin dejar costuras directamente sobre el acero de pretensado recubierto.
20.6.3.2 El ducto de pos-tesado debe estar conectado de manera impermeable a todos los anclajes ya sean de tensionamiento, intermedios o fijos.	
20.6.3.3 Los cables no adheridos de un solo torón deben protegerse de la corrosión de acuerdo con lo indicado en ACI 423.7.	
20.6.4 Protección contra la corrosión para cables con mortero de inyección	**R20.6.4 Protección contra la corrosión para cables con mortero de inyección**
20.6.4.1 Los ductos para cables que se inyectan con mortero de inyección deben ser impermeables al mortero y no reactivos con el hormigón, acero de pretensado, mortero de inyección e inhibidores de la corrosión.	
20.6.4.2 Los ductos deben mantenerse libres de agua.	**R20.6.4.2** El agua en los ductos puede causar corrosión y exudación y segregación del mortero de inyección de la armadura de pretensado y puede causar daño al hormigón circundante al congelarse. Se debe usar un inhibidor de corrosión con el objeto de proporcionar protección temporal contra la corrosión si el acero de pretensado queda expuesto por períodos prolongados a la humedad en los ductos antes de inyectar el mortero (Joint ACI-ASCE Committee 423 2007).
20.6.4.3 Los ductos para cables inyectados de un solo alambre, de un solo torón, o de una sola barra, deben tener un diámetro interior al menos 6 mm mayor que el diámetro del acero de pretensado.	

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
20.6.4.4 Los ductos para alambres, torones o barras múltiples agrupadas que se vayan a inyectar con mortero de inyección deben tener un área transversal interior a lo menos igual a dos veces el área transversal del acero de pretensado.	
20.6.5 Protección contra la corrosión para anclajes, conectores y dispositivos auxiliares de postesado	**R20.6.5 Protección contra la corrosión para anclajes, conectores y dispositivos auxiliares de postesado**
20.6.5.1 Los anclajes, conectores y dispositivos auxiliares de anclaje deben estar protegidos permanentemente contra la corrosión.	**R20.6.5.1** Para recomendaciones respecto a la protección véase las Artículos 4.2 y 4.3 de Mojtahedi y Gamble (1978) y 3.4, 3.6, 5, 6, y 6.3 de Breen et al. (1994).
20.6.6 Protección contra la corrosión para cables externos pos-tesados	**R20.6.6 Protección contra la corrosión para cables externos pos-tesados**
20.6.6.1 Los cables externos y las regiones de anclaje de los cables deben estar protegidas contra la corrosión.	**R20.6.6.1** Puede lograrse una protección contra la corrosión por medio de distintos métodos. La protección contra la corrosión que se proporcione debe ser la adecuada para el medio ambiente en el que están situados los cables. Algunas condiciones requieren que el acero de pretensado esté protegido por un recubrimiento de hormigón o por mortero de inyección de cemento en ductos de polietileno o metal; otras condiciones permiten la protección proporcionada por revestimientos tales como pintura o grasa. Los métodos de protección contra la corrosión deben cumplir con los requisitos de protección contra el fuego del reglamento general de construcción, a menos que la instalación del pos-tesado externo sea únicamente para mejorar el funcionamiento.
20.7 EMBEBIDOS	**R20.7 EMBEBIDOS**
20.7.1 Resistencia de la estructura	**R20.7.1 Resistencia de la estructura**
Los embebidos no deben afectar significativamente la resistencia de la estructura ni la protección contra el fuego.	Cualquier embebido que no sea dañino para el hormigón o la armadura puede colocarse en el hormigón, pero el trabajo debe realizarse de tal manera que no se ponga en peligro la estructura. Muchos reglamentos generales de construcción han adoptado el documento ANSI/ASME Piping Code B 31.1 for power piping (ASME 1992) y B 31.3 for chemical and petroleum piping (ASME ANSI/ASME B31.3- 90). El profesional facultado para diseñar debe asegurarse que se usen reglamentos apropiados en el diseño y pruebas del sistema. Al contratista no se le debe permitir instalar conductos, tubos, ductos, o encamisados que no estén mostrados en los documentos de construcción o no hayan sido aprobados por el profesional facultado para diseñar.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN | **COMENTARIO**

20.7.2 Materiales

Los materiales de los embebidos no deben ser perjudiciales para el hormigón o la armadura.

20.7.3 Embebidos de aluminio

Los embebidos de aluminio deben estar recubiertos o envueltos para impedir una reacción química del aluminio con el hormigón o una acción electrolítica entre el aluminio y el acero.

R20.7.3 Embebidos de aluminio

La Norma prohíbe el uso de aluminio en hormigón estructural a menos que esté efectivamente recubierto o envuelto. El aluminio reacciona con el hormigón y, en presencia de iones cloruro, puede también reaccionar electrolíticamente con el acero, causando fisuración, descascaramiento, o ambos. Los ductos eléctricos de aluminio presentan problemas especiales porque las corrientes eléctricas parásitas aceleran las reacciones adversas. El artículo 26.4.1.4.1c prohíbe el uso de cloruro de calcio en hormigón que tenga embebidos de aluminio.

20.7.4 Armadura

Se debe colocar armadura con un área al menos igual a 0,002 veces el área de la sección de hormigón perpendicularmente a las tuberías embebidas.

20.7.5 Recubrimiento

El recubrimiento de hormigón especificado para tuberías embebidas con sus acoples debe ser al menos 40 mm para hormigón expuesto al suelo o a la intemperie, y al menos 20 mm para hormigón no expuesto a la intemperie y que no esté en contacto con el suelo.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN | **COMENTARIO**

CAPÍTULO 21 — FACTORES DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA

21.1 ALCANCE

21.1.1 Este capítulo aplica a la selección de los factores de reducción de resistencia usados en el diseño, excepto en lo que se permite en el Capítulo 27.

R21.1 ALCANCE

R21.1.1 Los propósitos de los factores de reducción de resistencia ϕ son:

1) tener en cuenta la probabilidad de existencia de elementos con una resistencia baja debida a variaciones en la resistencia de los materiales y las dimensiones,
2) tener en cuenta inexactitudes en las ecuaciones de diseño,
3) reflejar la ductilidad disponible y la confiabilidad requerida para el elemento sometido a los efectos de carga en consideración, y
4) reflejar la importancia del elemento en la estructura (MacGregor 1976; Winter 1979).

21.2 FACTORES DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA PARA ELEMENTOS DE HORMIGÓN ESTRUCTURAL Y CONEXIONES

21.2.1 Factores de reducción ϕ

Los factores de reducción de resistencia, ϕ, deben cumplir con la Tabla 21.2.1, excepto lo modificado por 21.2.2, 21.2.3 y 21.2.4.

Tabla 21.2.1 — Factores de reducción de resistencia, ϕ

Acción o Elemento Estructural		ϕ	Excepciones
a)	Momento, fuerza axial o momento y fuerza axial combinados	0,65 a 0,9 de acuerdo con 21.2.2	Cerca de los extremos de elementos pretensados donde los torones no se han anclado totalmente, ϕ debe cumplir con 21.2.3.
b)	Cortante	0,75	Se presentan requisitos adicionales en 21.2.4 para estructuras diseñadas para resistir efectos sísmicos.
c)	Torsión	0,75	—
d)	Aplastamiento	0,65	—
e)	Zonas de anclajes de pos-tesado	0,85	—
f)	Cartelas y ménsulas	0,75	—

R21.2 FACTORES DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA PARA ELEMENTOS DE HORMIGÓN ESTRUCTURAL Y CONEXIONES

R21.2.1 Factores de reducción ϕ

En este Norma, los factores de reducción de resistencia son compatibles con las combinaciones de carga de la NB 1225002, las cuales forman la base para las combinaciones de mayoración de carga requeridas por el Capítulo 5.

(e) Los resultados experimentales sobre zonas de anclaje reflejan una amplia dispersión de los resultados. Estos resultados se consideran usando un factor ϕ **= 0,85** y limitando la resistencia nominal a compresión del hormigón no confinado en la zona general a $0{,}7\,\lambda f'_{ci}$ en 25.9.4.5.2, donde λ se define en 19.2.4. En consecuencia, la resistencia efectiva de diseño para hormigón no confinado es $0{,}85 \times 0{,}7\,\lambda f'_{ci} = 0{,}6\,\lambda f'_{ci}$ en la zona general.

(f) El comportamiento de cartelas y ménsulas es controlado principalmente por cortante; por lo tanto, se usa un solo valor de ϕ **= 0,75** para todos los modos de falla potenciales.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN

Tabla 21.2.1 — Factores reducción de resistencia, ϕ (Continuación)

Acción o Elemento Estructural		ϕ	Excepciones
g)	Bielas, tirantes, zonas nodales y áreas de apoyo diseñadas de acuerdo con el método biela-tirante del Capítulo 23	0,75	—
h)	Componentes de conexiones de elementos prefabricados controlados por fluencia de los elementos de acero a tracción	0,9	—
i)	Elementos de hormigón simple	0,6	—
j)	Anclajes en elementos de hormigón	0,45 a 0,75 de acuerdo con el Capítulo 17	—

21.2.2 Factores de reducción para flexo-compresión

El factor de reducción de resistencia para momento, fuerza axial o momento y fuerza axial combinados debe ser el dado por la Tabla 21.2.2.

21.2.2.1 Para armadura corrugada, debe ser $\boldsymbol{\varepsilon_{ty} = f_y/E_s}$. Para armadura corrugada AH 420, se permite tomar $\varepsilon_{ty} = 0{,}002$

21.2.2.2 Para toda armadura pretensada, debe tomarse $\boldsymbol{\varepsilon_{ty} = 0{,}002}$.

COMENTARIO

(i) El factor de resistencia, $\boldsymbol{\phi}$, para los elementos de hormigón simple se ha hecho igual para todos los modos de falla potenciales. Dado que tanto la resistencia a tracción por flexión como la resistencia a cortante para el hormigón simple dependen de las características de resistencia a tracción del hormigón, sin una reserva de resistencia o ductilidad por la ausencia de la armadura, se ha considerado apropiado usar factores de reducción de la resistencia iguales tanto para flexión como para cortante.

R21.2.2 Factores de reducción para flexo-compresión

La resistencia nominal de un elemento sometido a momento, fuerza axial o a una combinación de fuerza axial y momento se alcanza cuando la deformación unitaria en la fibra extrema en compresión es igual al límite de deformación unitaria supuesto de 0,003. La deformación unitaria neta a tracción, $\boldsymbol{\varepsilon_t}$ es la deformación unitaria a tracción calculada en la armadura extrema a tracción en el estado de resistencia nominal, sin considerar las deformaciones unitarias debidas al pretensado, fluencia lenta, retracción y temperatura. La deformación unitaria neta de tracción en la armadura extrema a tracción se determina a partir de una distribución de deformaciones unitarias lineal en el estado de resistencia nominal, como se aprecia en la figura R21.2.2 a) para un elemento no pretensado.

Los elementos sometidos solamente a compresión axial se consideran controlados por compresión y los elementos sometidos solamente a tracción axial se consideran controlados por tracción.

Cuando la deformación unitaria neta a tracción del acero de armadura extrema a tracción es suficientemente grande (**≥ 0,005**), la sección se define como controlada por tracción, para la cual se puede esperar una clara advertencia previa de falla con deflexión y fisuración excesivas. El límite de 0,005 provee suficiente ductilidad en la mayoría de los casos. Una condición donde se requiere una ductilidad mayor corresponde a la

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN **COMENTARIO**

redistribución de momentos en elementos continuos y pórticos, la cual está cubierta en 6.6.5. Dado que la redistribución de momentos depende de la ductilidad disponible en las zonas de articulación plástica, la redistribución de momentos se limita a secciones que tengan una deformación unitaria neta a tracción de al menos 0,0075.

Cuando la deformación unitaria neta a tracción en el acero de armadura extremo a tracción es pequeña (≤ $\boldsymbol{\varepsilon_{ty}}$), se puede esperar una condición de falla frágil, sin advertencia clara de una falla inminente. Con anterioridad a la presente Norma, el límite de deformación unitaria controlado por compresión se definía como 0,002 para armadura AH 420 y todas las armaduras pretensadas, pero no estaba definido explícitamente para otros tipos de armadura. En la presente Norma, el límite de deformación unitaria controlado por compresión, $\boldsymbol{\varepsilon_{ty}}$, se define en 21.2.2.1 y 21.2.2.2 para los armaduras corrugadas y pretensadas, respectivamente.

Normalmente las vigas y losas están controladas por tracción, en cambio las columnas generalmente están controladas por compresión. Algunos elementos, como aquellos con carga axial pequeña y momento a flexión grande, tienden a tener deformaciones unitarias netas de tracción en la armadura extrema a tracción dentro de los límites de $\boldsymbol{\varepsilon_{ty}}$ y 0,005. Estas secciones se encuentran en una región de transición entre las secciones controladas por compresión y las controladas por tracción.

Este artículo prescribe los factores de reducción de resistencia adecuados para las secciones controladas por tracción y las secciones controladas por compresión, y para los casos intermedios en las regiones de transición. Para las secciones sometidas a una combinación de fuerza axial y momento, las resistencias de diseño se determinan multiplicando tanto $\boldsymbol{P_n}$ como $\boldsymbol{M_n}$ por el valor único apropiado de $\boldsymbol{\phi}$.

Para las secciones controladas por compresión, se usa un factor $\boldsymbol{\phi}$ menor que para las secciones controladas por tracción porque las secciones controladas por compresión tienen menor ductilidad, son más sensibles a las variaciones en la resistencia del hormigón y generalmente ocurre en elementos que soportan áreas de carga mayores que los elementos con secciones controladas por tracción. A las columnas con armadura en espiral se le asignan un factor $\boldsymbol{\phi}$ mayor que a

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN **COMENTARIO**

las columnas con otro tipo de armadura transversal porque las columnas con espirales tienen mayor ductilidad o tenacidad. Para las secciones que se encuentran dentro de la región de transición, el valor de ϕ puede ser determinado por interpolación lineal, como se aprecia en la Figura R21.2.2(b).

Tabla 21.2.2 — Factor de reducción de resistencia, ϕ, para momento, fuerza axial, o combinación de momento y fuerza axial

Deformación unitaria neta a tracción ε_t	**Clasificación**	ϕ			
		Tipo de armadura transversal			
		Espiral que cumplen con 25.7.3		**Otros**	
$\varepsilon_t \leq \varepsilon_{ty}$	Controlada por compresión	0,75	(a)	0,65	(d)
$\varepsilon_{ty} < \varepsilon_t <$ **0,005**	Transición [1]	$0{,}75 + 0{,}15\left(\frac{\varepsilon_t - \varepsilon_{ty}}{0{,}005 - \varepsilon_{ty}}\right)$	(b)	$0{,}65 + 0{,}25\left(\frac{\varepsilon_t - \varepsilon_{ty}}{0{,}005 - \varepsilon_{ty}}\right)$	(e)
0,005 $\leq \varepsilon_t$	Controlada por tracción	*0,90*	(c)	*0,90*	(f)

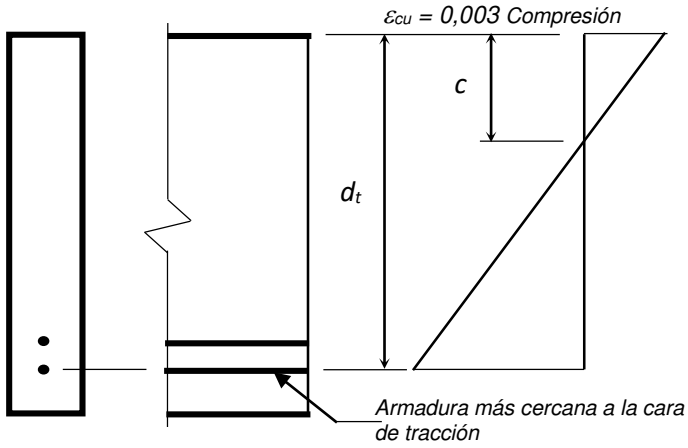


Figura R21.2.2 a) — Distribución de la deformación unitaria y deformación unitaria neta de tracción en un elemento no pretensado.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN **COMENTARIO**

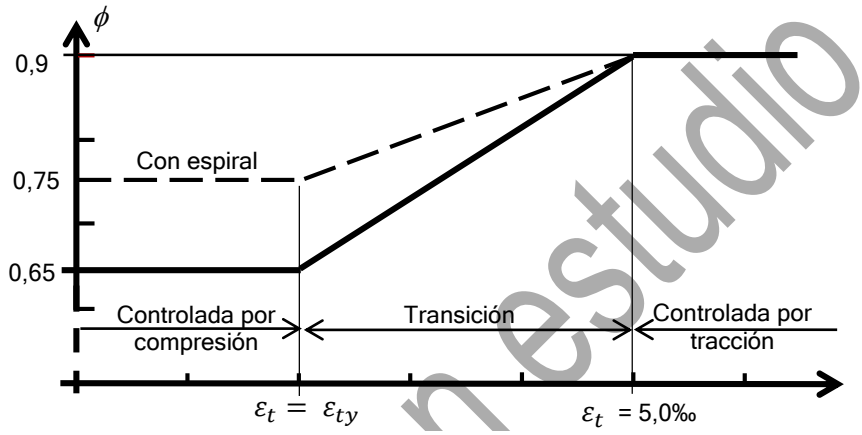


Figura R21.2.2 b) *Variación de ϕ en función y de la deformación de la armadura traccionada de ε_t.*

21.2.3 Factores de reducción para elementos pretensados

Para secciones en elementos pretensados donde el torón no se ha anclado completamente, ϕ debe calcularse en cada sección de acuerdo con la Tabla 21.2.3, donde l_{tr} se calcula con la ecuación (21.2.3), l_{db} es la longitud con adherencia inhibida en el extremo del elemento, f_{se} es la tensión efectiva en el armadura pretensado después del ajuste debido a todas las pérdidas y l_{db} se obtiene de acuerdo con 25.4.8.1.

$$l_{tr} = \frac{f_{se}}{20} d_b \qquad (21.2.3)$$

R21.2.3 Factores de reducción para elementos pretensados

Si se presenta una sección crítica en una zona donde el torón no se ha anclado completamente, la falla puede ocurrir por adherencia. Ese tipo de falla se parece a una falla frágil por cortante, de ahí la exigencia de un valor ϕ reducido para flexión con respecto a una sección donde todos los torones se han anclado completamente. Para las secciones que se encuentran entre el extremo de la longitud de transferencia y el extremo de la longitud de anclaje, el valor de ϕ puede ser determinado por interpolación lineal, como se muestra en la figura R21.2.3 a).

Tabla 21.2.3 — Factor de reducción de resistencia, ϕ, para secciones cercanas al extremo de elementos pretensados

Condición cerca del extremo del elemento	Tensión del hormigón bajo cargas de servicio [1]	Distancia desde el extremo del elemento hasta la sección en consideración	ϕ
Todos los cables adheridos	No aplica	≤ l_{tr}	0,75
		l_{tr} a l_d	Interpolación lineal entre 0,75 a 0,90
Uno o más cables no adheridos	Sin tracción calculada	≤ $(l_{tr} + l_{db})$	0,75
		$(l_{tr} + l_{db})$ a $(l_{db} + l_d)$	Interpolación lineal entre 0,75 a 0,90 [2]
	Con tracción calculada	≤ $(l_{tr} + l_{db})$	0,75
		$(l_{tr} + l_{db})$ a $(l_{db} + 2\, l_d)$	Interpolación lineal entre 0,75 a 0,90 [2]

[1] Tensión calculado en la fibra extrema de hormigón de la zona de tracción precomprimida bajo cargas de servicio después del ajuste debido a todas las pérdidas de pretensión en la sección en consideración, usando las propiedades de la sección transversal bruta.

[2] Está permitido usar el factor de reducción de resistencia 0,75

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN **COMENTARIO**

Cuando la adherencia de uno o más torones no se extienda hasta el extremo del elemento, ϕ puede considerarse de manera más conservadora como 0,75 desde el extremo del elemento hasta el extremo de la longitud de transferencia del torón teniendo en cuenta la mayor longitud no adherida. Más allá de este punto, ϕ puede variar de manera lineal hasta 0,90 en la ubicación donde se han anclado todos los torones, como se muestra en la figura R21.2.3 b). Alternativamente, la contribución de los torones no adheridos puede ser ignorada hasta que estén completamente anclados. Se considera que el embebido del torón no adherido se inicia en el punto donde terminan las camisas que inhiben la adherencia. Más allá de ese punto, las disposiciones de 25.4.8.1 se usan para determinar si los torones se han anclado en una longitud l_d ó **2**l_d dependiendo de la tensión calculada en la zona de tracción precomprimida bajo cargas de servicio (Figura R21.2.3 b)). Los cables con una superficie ligeramente oxidada pueden tener una longitud de transferencia apreciablemente más corta que un torón limpio. Cuando los torones se sueltan suavemente de sus cuñas, se produce una longitud de transferencia más corta que si se cortan abruptamente.

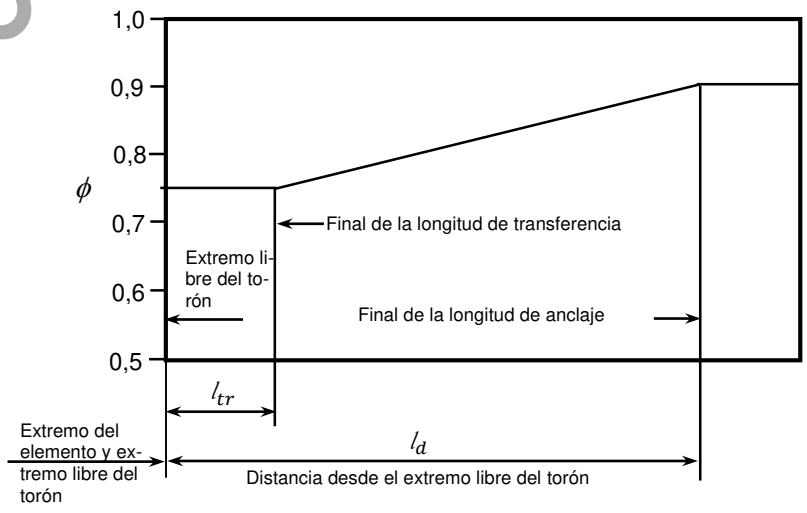
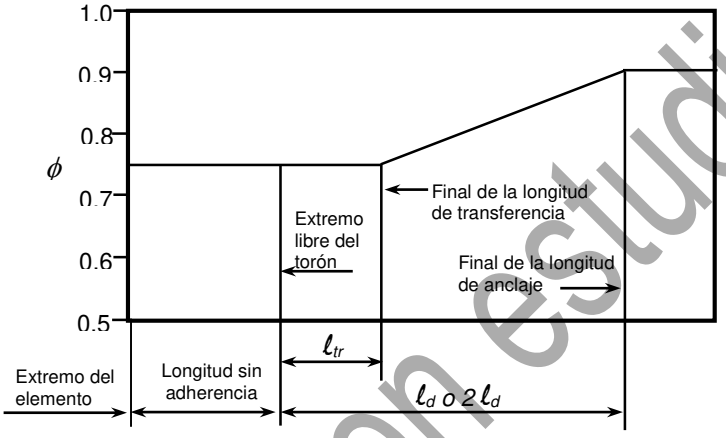


Figura R21.2.3 a) — Variación de ϕ con la distancia del extremo libre del torón en elementos pretensados con torones completamente adheridos.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN **COMENTARIO**



Nota: La ubicación del final de la longitud de anclaje depende de las tensiones calculadas en la fibra extrema del hormigón de la zona de tracción pre comprimida bajo carga de servicio

Figura R21.2.3(b) *— Variación de ϕ con la distancia desde el extremo libre del torón en elementos pretensados con torones con adherencia inhibida.*

Documento en estudio

21.2.4 Efecto sísmico

Para estructuras que dependen de elementos de a), b) o c) para resistir los efectos sísmicos, ***E*** , el valor de ϕ para cortante debe modificarse de acuerdo con 21.2.4.1 hasta 21.2.4.3:

a) Pórticos especiales resistentes a momento

b) Muros estructurales especiales

c) Muros estructurales intermedios prefabricados en estructuras asignadas a las Categorías de Diseño Sísmico D, E o F.

21.2.4.1 En cualquier elemento que se diseñe para resistir ***E*** , ϕ para cortante debe ser 0,60 si la resistencia nominal a cortante del elemento es menor que el cortante correspondiente al anclaje de la resistencia nominal a momento del elemento. La resistencia nominal a momento debe determinarse considerando las cargas axiales mayoradas críticas e incluyendo ***E*** .

R21.2.4.1 Este requisito se refiere a elementos controlados por cortante, tales como muros de poca altura, porciones de muros entre aberturas, o diafragmas en los cuales la resistencia nominal al cortante es menor al cortante correspondiente al anclaje de la resistencia nominal por flexión para las condiciones de carga correspondientes.

21.2.4.2 El valor de ϕ para cortante en diafragmas no debe exceder el valor mínimo de ϕ para cortante usado para los elementos verticales del sistema primario de resistencia ante fuerzas sísmicas.

R21.2.4.2 Los elementos verticales primarios del sistema resistente ante fuerzas laterales en muchas estructuras de estacionamiento que sufrieron daño durante el sismo de Northridge de 1994 eran muros estructurales bajos. En ciertos casos, los muros permanecieron linealmente elásticos mientras que los diafragmas respondieron en forma inelástica. Estos requisitos tienen la intención de aumentar la resistencia del diafragma y de sus conexiones en los edificios para los cuales el factor de reducción de resistencia para cor-

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
	tante en muros sea 0,60, ya que dichas estructuras tienden a tener una sobre resistencia relativamente alta.
21.2.4.3 En nudos viga-columna y vigas de acople reforzadas en forma diagonal, ϕ para cortante debe ser 0,85.	

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO

CAPÍTULO 22 — RESISTENCIA DE LAS SECCIONES DE LOS ELEMENTOS

22.1 ALCANCE

22.1.1 Disposición general

Los requisitos de este capítulo se aplican al cálculo de la resistencia nominal de las secciones de los elementos, incluyendo de a) hasta g):

a) Resistencia a flexión.
b) Resistencia axial o resistencia a flexión combinada con resistencia axial.
c) Resistencia a cortante en una dirección
d) Resistencia a cortante en dos direcciones
e) Resistencia a torsión
f) Aplastamiento.
g) Cortante por fricción

22.1.2 Regiones de discontinuidad

Se deben cumplir los requisitos de resistencia para secciones establecidos en este capítulo a menos que el elemento o región del elemento se haya diseñado de acuerdo con el Capítulo 23.

22.1.3 Resistencia de diseño

La resistencia de diseño de la sección debe tomarse como la resistencia nominal multiplicada por el factor de reducción de resistencia aplicable, ϕ, dado en el Capítulo 21.

R22.1 ALCANCE

R22.1.1 Disposición general

Los requisitos de este capítulo aplican donde se evalúe la resistencia de secciones críticas de los elementos.

R22.1.2 Regiones de discontinuidad

El Capítulo 23 presenta los métodos para el diseño de regiones discontinuas donde no aplican los métodos basados en las secciones de los elementos.

22.2 SUPOSICIONES DE DISEÑO PARA RESISTENCIA A FLEXIÓN Y A CARGA AXIAL

22.2.1 Equilibrio y compatibilidad de deformaciones

22.2.1.1 Debe cumplirse con la condición de equilibrio en cada sección.

R22.2 SUPOSICIONES DE DISEÑO PARA RESISTENCIA A FLEXIÓN Y A CARGA AXIAL

R22.2.1 Equilibrio y compatibilidad de deformaciones

Deben satisfacerse dos condiciones fundamentales cuando se calcula la resistencia a flexión y fuerza axial por medio del método de diseño por resistencia del Norma:

1) equilibrio y
2) compatibilidad de las deformaciones.

Equilibrio se refiere al balance de las fuerzas de compresión y de tracción que actúan en la sección transversal para las condiciones de resistencia nominal. La relación entre la tensión y la deformación unitaria del hormigón y de la armadura, para condiciones de resistencia nominal, debe igualmente cumplirse considerando las suposiciones de diseño permitidas por 22.2.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
22.2.1.2 Las deformaciones unitarias en el hormigón y la armadura no pretensada deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.	**R22.2.1.2** Numerosos ensayos han confirmado que es razonable suponer una distribución lineal de la deformación unitaria a través de una sección transversal de hormigón armado (las secciones planas se mantienen planas), aún cerca de la resistencia nominal, excepto en los casos que se describen en el Capítulo 23. La deformación unitaria tanto en la armadura no pretensada como en el hormigón se supone directamente proporcional a la distancia desde el eje neutro. Esta suposición es de primordial importancia en el diseño para determinar la deformación unitaria y la tensión correspondiente en la armadura.
22.2.1.3 Las deformaciones unitarias en el hormigón pretensado y en la armadura pretensada adherida y no adherida deben incluir la deformación unitaria debida al pretensado efectivo.	
22.2.1.4 La variación de la deformación unitaria para la armadura pretensada adherida debe suponerse proporcional a la distancia desde el eje neutro.	**R22.2.1.4** La variación de la deformación unitaria para la armadura pretensada adherida depende únicamente de la variación de la deformación unitaria en la sección bajo consideración. Para la armadura pretensada no adherido, la variación de la deformación unitaria depende de las cargas externas, la localización de la armadura, y las condiciones de borde a lo largo de la longitud de la armadura. Las ecuaciones de este Norma para calcular f_{ps} de los cables no adheridos, presentadas en 20.3.2.4, han sido correlacionadas con los resultados de ensayos.
22.2.2 Suposiciones de diseño para el hormigón	**R22.2.2 Suposiciones de diseño para el hormigón**
22.2.2.1 La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del hormigón debe suponerse igual a 0,003.	**R22.2.2.1** La máxima deformación unitaria para aplastamiento del hormigón por compresión se ha establecido, a través de numerosos ensayos de diferente naturaleza, que varía desde 0,003 hasta valores tan altos como 0,008 bajo condiciones especiales. Sin embargo, las deformaciones unitarias a las cuales se desarrolla la resistencia están usualmente entre 0,003 y 0,004 para elementos de dimensiones, materiales y resistencias normales.
22.2.2.2 La resistencia a la tracción del hormigón debe despreciarse en los cálculos de resistencia a flexión y resistencia axial.	**R22.2.2.2** La resistencia a la tracción del hormigón sometido a flexión (módulo de ruptura) es una propiedad más variable que la resistencia a la compresión y es aproximadamente igual al 10 a 15 % de la resistencia a la compresión. En el cálculo de la resistencia a flexión, conservadoramente la resistencia a la tracción del hormigón

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN

COMENTARIO

sometido a flexión no se toma en cuenta. No obstante, la resistencia del hormigón en tracción es importante en la evaluación de la fisuración y las deflexiones a nivel de cargas de servicio.

22.2.2.3 La relación entre las tensiones de compresión y la deformación unitaria en el hormigón se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que lleve a una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos representativos.

R22.2.2.3 La distribución de las tensiones del hormigón bajo deformaciones unitarias altas no es lineal (la tensión no es proporcional a la deformación unitaria). Tal como se requiere en 22.2.2.1, la deformación unitaria máxima utilizable para diseño es 0,003.

La distribución real de la tensión de compresión del hormigón dentro de una sección transversal es compleja y, por lo general, no se conoce explícitamente. Sin embargo, las investigaciones han demostrado que las propiedades importantes de la distribución de tensiones en el hormigón pueden aproximarse adecuadamente si se emplea cualquiera de diferentes suposiciones para la forma de la distribución de las tensiones.

22.2.2.4 La distribución rectangular equivalente de tensiones en el hormigón definida en 22.2.2.4.1 hasta 22.2.2.4.3 cumple con 22.2.2.3.

R22.2.2.4 Para diseño, el Norma permite el uso de una distribución rectangular equivalente de tensiones de comprensión (bloque de tensiones) como reemplazo de distribuciones de tensiones del hormigón más elaboradas.

22.2.2.4.1. Se debe suponer una tensión de $0{,}85 f'_c$ uniformemente distribuida en una zona de compresión equivalente, limitada por los bordes de la sección transversal y por una línea recta paralela al eje neutro, ubicada a una distancia ***a*** de la fibra de deformación unitaria máxima en compresión, tal como se calcula con:

$$a = \beta_1 c \qquad (22.2.2.4.1)$$

R22.2.2.4.1 La distribución rectangular de tensiones equivalente no representa la distribución real de tensiones en la zona de comprensión al nivel de resistencia nominal, pero proporciona esencialmente los mismos resultados de las resistencias nominales de flexión y axial que los obtenidos en ensayos (Mattock et al. 1961).

22.2.2.4.2. La distancia desde la fibra de deformación unitaria máxima al eje neutro, ***c*** , se debe medir en dirección perpendicular al eje neutro.

22.2.2.4.3. Los valores de β_1 deben estar de acuerdo con la Tabla 22.2.2.4.3.

R22.2.2.4.3 Se ha determinado experimentalmente un valor de β_1 El límite inferior de β_1 para resistencias del hormigón mayores de 55 MPa se basa en ensayos experimentales de vigas construidas usando hormigón de alta resistencia (Leslie et al. 1976; Karr et al. 1978).

Tabla 22.2.2.4.3 — Valores de β_1 para la distribución rectangular equivalente de tensiones en el hormigón.

f'_c (MPa)	β_1	
$17 \le f'_c \le 30$	0,85	(a)
$30 < f'_c < 60$	$0{,}85 - 0{,}05 \frac{f'_c - 28}{7}$	(b)
$f'_c \ge 55$ MPa	0,65	(c)

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
22.2.3 Suposiciones de diseño para armadura no pretensada	**R22.2.3 Suposiciones de diseño para armadura no pretensada**
22.2.3.1 La armadura corrugada usada para resistir fuerzas de tracción y compresión debe cumplir con 20.2.1.	(*Sin comentario*)
22.2.3.2 La relación tensión-deformación unitaria y el módulo de elasticidad para la armadura corrugado debe idealizarse de acuerdo con 20.2.2.1 y 20.2.2.2.	
22.2.4 Suposiciones de diseño para armadura pretensada	**R22.2.4 Suposiciones de diseño para armadura pretensada**
22.2.4.1 Para elementos con armadura pretensada adherida que cumplan con 20.3.1, la tensión al nivel de resistencia nominal a flexión, f_{ps} , debe calcularse de acuerdo con 20.3.2.3.	(*Sin comentario*)
22.2.4.2 Para elementos con armadura pretensada no adherida que cumplan con 20.3.1, f_{ps} debe calcularse de acuerdo con 20.3.2.4.	
22.2.4.3 Cuando la longitud embebida del torón pretensado sea menor a l_d , la tensión de diseño del torón no debe exceder el valor definido en 25.4.8.3, tal como se modifica en 25.4.8.1 b).	
22.3 RESISTENCIA A LA FLEXIÓN	**R22.3 RESISTENCIA A LA FLEXIÓN**
22.3.1 Generalidades	(*Sin comentario*)
22.3.1.1 La resistencia nominal a la flexión, M_n , debe calcularse de acuerdo con las suposiciones de 22.2.	
22.3.2 Elementos de hormigón pretensado	**R22.3.2 Elementos de hormigón pretensado**
22.3.2.1 Puede considerarse que una armadura corrugada que cumpla con 20.2.1, usada en conjunto con armadura pretensada, contribuye a la fuerza de tracción y se permite incluirlo en los cálculos de resistencia a flexión con una tensión igual a f_y .	(*Sin comentario*)
22.3.2.2 Se permite incluir otras armaduras no pretensados en los cálculos de resistencia si se efectúa un análisis de compatibilidad de deformaciones con el fin de determinar las tensiones en dicha armadura.	
22.3.3 Elementos de hormigón compuestos	**R22.3.3 Elementos de hormigón compuestos**
22.3.3.1 Los requisitos de 22.3.3 aplican al diseño de elementos de hormigón compuestos construidos en etapas diferentes, pero interconectados de	**R22.3.3.1** En el alcance del Capítulo 22 se incluyen los elementos compuestos de hormigón sometidos a flexión. En algunos casos, elementos

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
manera tal que resistan las cargas como una sola unidad.	de hormigón construidos en obra se diseñan de tal manera que hormigón colocado en etapas diferentes actúe como una unidad. En estos casos la interfaz se diseña para las fuerzas que se transfieren a través de ella. Este Capítulo no cubre vigas compuestas de hormigón y acero estructural. Los requisitos de diseño para este tipo de elementos compuestos están incluidos en AISC 360.
22.3.3.2 Se puede usar la sección compuesta total para calcular M_n en losas y vigas de hormigón compuestas.	
22.3.3.3 En el cálculo de M_n de losas y vigas de hormigón compuestas, no debe hacerse distinción entre elementos apuntalados y no apuntalados.	
22.3.3.4 En el cálculo de M_n de elementos de hormigón compuestos, si las resistencias a la compresión especificadas para el hormigón de diversos elementos son diferentes, deben utilizarse en el diseño las propiedades de los elementos individuales. En forma alternativa, se permite usar el valor de f'_c del elemento que resulte en el valor más crítico de M_n .	
22.4 RESISTENCIA AXIAL O RESISTENCIA A FLEXIÓN Y RESISTENCIA AXIAL COMBINADAS	**R22.4 RESISTENCIA AXIAL O RESISTENCIA A FLEXIÓN Y RESISTENCIA AXIAL COMBINADAS**
22.4.1 Generalidades	**R22.4.1 Generalidades**
22.4.1.1 La resistencia nominal a flexión y carga axial debe calcularse de acuerdo a las suposiciones de 22.2.	(*Sin comentario*)
22.4.2 Resistencia axial a compresión máxima	**R22.4.2 Resistencia axial a compresión máxima**
22.4.2.1 La resistencia nominal axial a compresión, P_n , no debe ser mayor que $P_{n,max}$, como se define en la Tabla 22.4.2.1, donde P_0 se calcula con la ecuación (22.4.2.2) para elementos no pretensados y compuestos de hormigón y acero estructural, y con la ecuación (22.4.2.3) para elementos pretensados.	**R22.4.2.1** Para tener en cuenta una excentricidad accidental, la resistencia axial de diseño de una sección en compresión pura se limita al 80 u 85 % de la resistencia nominal axial. Estos porcentajes se aproximan a las resistencias axiales para relaciones entre la excentricidad y la altura de la sección de 0,05 y 0,10 para elementos con armadura en espiral y con estribos que cumplen con 22.4.2.4 y 22.4.2.5, respectivamente. La misma limitación a la carga axial se aplica tanto a elementos en compresión construidos en obra como prefabricados.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN **COMENTARIO**

Tabla 22.4.2.1 — Resistencia axial máxima

Elemento	Armadura transversal	$P_{n,max}$	
No pretensado	Estribos que cumplen con 22.4.2.4	$0,80\ P_0$	(a)
	Espirales que cumplen con 22.4.2.5	$0,85\ P_0$	(b)
Pretensado	Estribos	$0,80\ P_0$	(c)
	Espirales	$0,85\ P_0$	(d)
Columnas compuestas de acero y hormigón que cumplan con el Capítulo 10	Todos	$0,85\ P_0$	(e)

22.4.2.2 Para elementos no pretensados y compuestos de acero y hormigón, P_0 debe calcularse usando:

$$P_0 = 0,85\ f'_c\ (A_g - A_{st}) + f_y\ A_{st} \qquad (22.4.2.2)$$

donde A_{st} es el área total de la armadura longitudinal no pretensado.

22.4.2.3 Para elementos pretensados, P_0 debe calcularse como:

$$P_0 = 0,85 f'_c (A_g - A_{st} - A_{pd}) + f_y\ A_{st} - (f_{se} - 0,003\ E_p)\ A_{pd} \qquad (22.4.2.3)$$

donde A_{pt} es el área total de la armadura pretensada, A_{pd} es el área total ocupada por el ducto, revestimiento y la armadura pretensada, y el valor de f_{se} debe ser al menos igual a $0,003E_p$. Para cables pos-tesados inyectados con mortero de inyección, se permite suponer $A_{pd} = A_{pt}$.

R22.4.2.3

La ecuación (22.4.2.3) considera los efectos del pretensado sobre la resistencia axial de los elementos en compresión. En general, la ecuación (22.4.2.3) es similar a la ecuación (22.4.2.2) para un elemento no pretensado en compresión. El área efectiva del hormigón sometido a la tensión límite de $0,85\ f'_c$ es reducida por el término A_{pd} para considerar el área de los ductos, envoltura y acero de pretensado. Se incluye un tercer término para tener en cuenta la reducción de la capacidad de la columna debida a la fuerza de pretensado. Al nivel de resistencia nominal, la tensión en la armadura de pretensado, f_{se} , se disminuye en $0,003\ E_p$, donde 0,003 es la deformación unitaria a compresión supuesta al nivel de capacidad axial del elemento.

22.4.2.4 Los estribos de armadura para elementos sometidos a compresión deben cumplir con las disposiciones para soporte lateral de la armadura longitudinal dadas en 10.7.6.2 y 25.7.2.

22.4.2.5 La armadura en espiral para soporte lateral de la armadura longitudinal en elementos a compresión debe cumplir con los requisitos de 10.7.6.3 y 25.7.3.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO

22.4.3 Resistencia axial a tracción máxima

22.4.3.1 La resistencia nominal axial a tracción de elementos no pretensados, compuestos o pretensados, P_{nt} , no debe tomarse mayor que $P_{nt,max}$ calculado por medio de:

$$P_{nt,max} = f_y\ A_{st} + (f_{se} - \Delta f_p)\ A_{pt} \qquad (22.4.3.1)$$

donde $(f_{se} - \Delta f_p)$ no debe exceder f_{py} y A_{pt} es cero para elementos no pretensados.

R22.4.3 Resistencia axial a tracción máxima

22.5 RESISTENCIA A CORTANTE EN UNA DIRECCIÓN

R22.5 RESISTENCIA A CORTANTE EN UNA DIRECCIÓN

22.5.1 Generalidades

R22.5.1 Generalidades

22.5.1.1 La resistencia nominal para cortante en una dirección en una sección, V_n , se debe calcular como:

$$V_n = V_c + V_s \qquad (22.5.1.1)$$

R22.5.1.1 En un elemento sin armadura para cortante, se supone que el cortante lo resiste el alma de hormigón. En un elemento con armadura para cortante, se supone que una parte de la resistencia a cortante la proporciona el hormigón y el resto la armadura para cortante.

La resistencia al cortante proporcionada por el hormigón, V_c , se supone que es la misma para vigas con y sin armadura para cortante, y se toma como el cortante que produce una fisuración inclinada (Joint ACI-ASCE Committee 426 1973; MacGregor and Hanson 1969; Joint ACI-ASCE Committee 326 1962). Después de la fisuración, V_c se atribuye a la trabazón de los agregados y al cortante transmitido a través de la zona en compresión del hormigón.

La resistencia a cortante se basa en una tensión cortante promedio sobre toda la sección transversal efectiva, $b_w\ d$.

El Capítulo 23 permite usar los modelos biela-tirante en el diseño a cortante de cualquier elemento de hormigón estructural o regiones con discontinuidades en un elemento. Los procedimientos de diseño a cortante de las secciones son aceptables en las regiones tipo B.

22.5.1.2 Las dimensiones de la sección transversal deben seleccionarse para cumplir con la ecuación (22.5.1.2).

$$V_u \le \phi \left(V_c + 0{,}66 \sqrt{f'_c}\ b_w\ d \right) \qquad (22.5.1.2)$$

R22.5.1.2 Los límites a las dimensiones de la sección transversal de 22.5.1.2 tienen como objetivo minimizar la posibilidad de una falla por compresión diagonal en el hormigón y limitar la fisuración.

22.5.1.3 Para elementos no pretensados, V_c se debe calcular de acuerdo con 22.5.5, 22.5.6 ó 22.5.7.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
22.5.1.4 Para elementos pretensados, V_c , V_{ci} y V_{cw} deben calcularse de acuerdo con 22.5.8 ó 22.5.9.	
22.5.1.5 Para calcular V_c , V_{ci} y V_{cw} , λ debe determinarse de acuerdo con 19.2.4.	
22.5.1.6 V_s debe calcularse de acuerdo con 22.5.10.	
22.5.1.7 Al calcular V_n se debe considerar el efecto producido por cualquier abertura en los elementos.	**R22.5.1.7** Las aberturas en el alma de un elemento pueden reducir su resistencia al cortante. Los efectos de las aberturas se discuten en la Artículo 4.7 de Joint ACI-ASCE Committee 426 (1973), en Barney et al. (1977) y en Schlaich et al. (1987). Los modelos biela-tirante que se tratan en el Capítulo 23 pueden ser usados para diseñar elementos con aberturas.
22.5.1.8 Al calcular V_c se deben considerar los efectos de la tracción axial debida al flujo plástico y a la retracción en elementos restringidos.	
22.5.1.9 Al calcular V_c se puede considerar el efecto de la compresión inclinada por flexión en elementos de altura variable.	**R22.5.1.9** En un elemento de altura variable, el cortante interno en cualquier sección aumenta o disminuye debido a la componente vertical de las tensiones de flexión inclinadas.
22.5.2 Suposiciones geométricas	**R22.5.2 Suposiciones geométricas**
22.5.2.1 Para calcular V_c y V_s en elementos pretensados, se debe considerar ***d*** como la distancia desde la fibra extrema en compresión al baricentro de las armaduras longitudinales, pretensada y no pretensada, pero no hay necesidad de tomarlo menor que **0,8** ***h*** .	**R22.5.2.1** A pesar de que el valor de ***d*** puede variar a lo largo de la luz en una viga pretensada, estudios (MacGregor and Hanson 1969) han indicado que, para elementos de hormigón pretensado, no hay necesidad de tomar ***d*** menor de **0,8*h*** . Las vigas estudiadas tenían armadura de pretensado recta o barras de armadura en la parte baja de la sección y estribos que abrazaban esta armadura longitudinal.
22.5.2.2 Para calcular V_c y V_s en secciones circulares sólidas, se puede tomar ***d*** como 0.8 veces el diámetro y b_w como el diámetro de la sección.	**R22.5.2.2** Los ensayos a cortante de elementos con sección circular indican que el área efectiva puede tomarse como el área bruta de la sección o como un área rectangular equivalente (Joint ACI-ASCE Committee 426 1973; Faradji and Diaz de Cossio 1965; Khalifa and Collins 1981). A pesar de que la armadura transversal en una sección circular puede no tener ramas rectas, los ensayos indican que la ecuación (22.5.10.5.3) es conservadora si ***d*** se toma como se define en 22.5.2.2 (Faradji and Diaz de Cossio 1965; Khalifa and Collins 1981).

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
22.5.3 Límites a la resistencia de los materiales	**R22.5.3 Límites a la resistencia de los materiales**
22.5.3.1 Los valores de $\sqrt{f'_c}$ usados para calcular V_c , V_{ci} y V_{cw} para cortante en una dirección no debe exceder 8.3 MPa, excepto en lo permitido en 22.5.3.2.	**R22.5.3.1** Debido a la falta de información proveniente de ensayos y de experiencias prácticas con hormigones que poseen resistencia a compresión mayores a 70 MPa, el Norma impuso un valor máximo de *8,3* MPa en $\sqrt{f'_c}$ para los cálculos de resistencia al cortante de elementos de hormigón. Se permiten excepciones a este límite para vigas y viguetas cuando la armadura transversal satisface los requisitos de 22.5.3.2.
22.5.3.2 Se permite usar valores de $\sqrt{f'_c}$ mayores que *8,3* MPa al calcular V_c , V_{ci} y V_{cw} para vigas de hormigón armado o pretensado y viguetas de hormigón con una armadura mínima en el alma, de acuerdo con 9.6.3.3 ó 9.6.4.2.	**R22.5.3.2** Los resultados de los ensayos de hormigón de alta resistencia en Mphonde and Frantz (1984), Elzanaty et al. (1986), Roller and Russell (1990), Johnson and Ramirez (1989), and Oczebe et al. (1999) señalan que se requiere un aumento en la cantidad mínima de armadura transversal para hormigón de alta resistencia. Estos ensayos indicaron que hay una reducción en la reserva de resistencia a cortante a medida que f'_c aumenta en vigas armadas con la armadura transversal proporcionando una tensión efectiva al cortante de *0,35* MPa. Al proporcionar una cantidad mínima de armadura transversal, que aumente a medida que f'_c aumenta, la reducción en la resistencia al cortante se contrarresta.
22.5.3.3 Los valores de f_y y f_{yt} usados para calcular V_s no deben exceder los límites dados en 20.2.2.4.	**R22.5.3.3** Al limitar los valores de f_y y f_{yt} usados en el diseño de la armadura a cortante a 420 MPa se proporciona un control al ancho de la fisura diagonal.
22.5.4 Elementos compuestos de hormigón	**R22.5.4 Elementos compuestos de hormigón**
22.5.4.1 Las disposiciones de este artículo aplican al diseño de elementos compuestos de hormigón, construidos en etapas diferentes, pero interconectados de manera tal que todos los elementos resisten las cargas como una unidad.	**R22.5.4.1** En el alcance del Capítulo 22 se incluyen los elementos compuestos de hormigón. En algunos casos, elementos de hormigón construidos en obra se diseñan de tal manera que hormigón colocado en etapas diferentes actúe como una unidad. En estos casos la interfaz se diseña para las fuerzas que se transfieren a través de ella. Este Capítulo no cubre vigas compuestas de hormigón y acero estructural. Los requisitos de diseño para este tipo de elementos compuestos están incluidos en AISC 360.
22.5.4.2 En el cálculo de V_n para elementos compuestos de hormigón, no debe hacerse distinción entre elementos apuntalados y no apuntalados.	
22.5.4.3 En el cálculo de V_n para elementos compuestos de hormigón, si la resistencia a la compresión especificada para el hormigón, peso unitario,	

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN | **COMENTARIO**

u otras propiedades de diversos elementos son diferentes, deben utilizarse en el diseño las propiedades de los elementos individuales. En forma alternativa, se permite usar las propiedades para el elemento que conduzca al valor más crítico de V_n

22.5.4.4 Donde se considere que el cortante vertical, V_c , es resistido por todo el elemento compuesto, se debe diseñar como si se tratara de un elemento con la misma sección transversal construido monolíticamente.

22.5.4.5 Donde se considere que el cortante vertical, V_s , es resistido por todo el elemento compuesto, se puede diseñar como si se tratara de un elemento con la misma sección transversal construido monolíticamente siempre que la armadura para cortante esté totalmente anclada dentro de los elementos interconectados, de acuerdo con lo dispuesto en 25.7.

22.5.5 V_c para elementos no pretensados sin fuerza axial.

22.5.5.1 Para elementos no pretensados sin fuerza axial, V_c debe calcularse por medio de:

$$V_c = \frac{\lambda \sqrt{f'_c}}{6} b_w d \qquad (22.5.5.1)$$

a menos que se realice un cálculo más detallado de acuerdo con la Tabla 22.5.5.1.

Tabla 22.5.5.1 — Método detallado para calcular V_c

$V_c \leq$	$\left(\frac{\lambda \sqrt{f'_c}}{6} + 17 \rho_w \frac{V_u d}{M_u}\right) b_w d$ [1]	(a)
	$\left(\frac{\lambda \sqrt{f'_c}}{6} + 17 \rho_w\right) b_w d$	(b)
	$0{,}29 \lambda \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$	(c)

[1] M_u ocurre simultáneamente con V_u en la sección considerada.

22.5.6 V_c para elementos no pretensados con compresión axial.

22.5.6.1 Para elementos no pretensados sometidos a compresión axial, V_c debe calcularse por medio de:

$$V_c = \frac{\lambda \sqrt{f'_c}}{6}\left(1 + \frac{N_u}{14 A_g}\right) b_w d \qquad (22.5.6.1)$$

R22.5.5 V_c para elementos no pretensados sin fuerza axial

R22.5.5.1 La expresión (a) de la Tabla 22.5.5.1 contiene tres variables, $\lambda \sqrt{f'_c}$ (como medida de la resistencia a la tracción del hormigón), ρ_w y $V_u d/M_u$, que se conoce que afectan la resistencia al cortante (Joint ACI-ASCE Committee 326 1962). Resultados de ensayos (Joint ACI_ASCE Committee 326 1962) indican que la resistencia a cortante disminuye a medida que aumenta la altura total del elemento.

La expresión b) de la Tabla 22.5.5.1 limita V_c cerca de los puntos de inflexión. Para la mayoría de los diseños es conveniente suponer que el segundo término en las expresiones a) y b) de la Tabla 22.5.5.1 es igual a $0{,}01 \lambda \sqrt{f'_c}$ y utilizar V_c igual a $\lambda \sqrt{f'_c}\, b_w d/6$, tal como se permite en la ecuación (22.5.5.1).

R22.5.6 V_c para elementos no pretensados con compresión axial.

R22.5.6.1 Las expresiones en a) y b) de la Tabla 22.5.6.1 para elementos sometidos a compresión axial además de cortante y momento, se han derivado del informe del Joint ACI-ASCE Committee 326 (1962). Los valores de V_c para elementos sometidos a cortante y carga axial se ilustran en la Figura R22.5.6.1. En MacGregor and Hanson

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN

a menos que se realice un cálculo más detallado de acuerdo con la Tabla 22.5.6.1, donde N_u es positivo para compresión.

Tabla 22.5.6.1 — Método detallado para calcular V_c en elementos no pretensados con compresión axial

$V_c \le$	$\left(\frac{\lambda\sqrt{f'_c}}{6} + 17\,\rho_w \frac{V_u\,d}{M_u - N_u\frac{4h-d}{8}}\right) b_w\,d$ [1] Esta ecuación no es aplicable si: $M_u - N_u\frac{4h-d}{8} \le 0$	(a)
	$0{,}29\,\lambda\sqrt{f'_c}\,b_w\,d\sqrt{1+\frac{0{,}29\,N_u}{A_g}}$	(b)

COMENTARIO

(1969) se discuten los antecedentes para estas ecuaciones y se hacen comparaciones con los datos de ensayos.

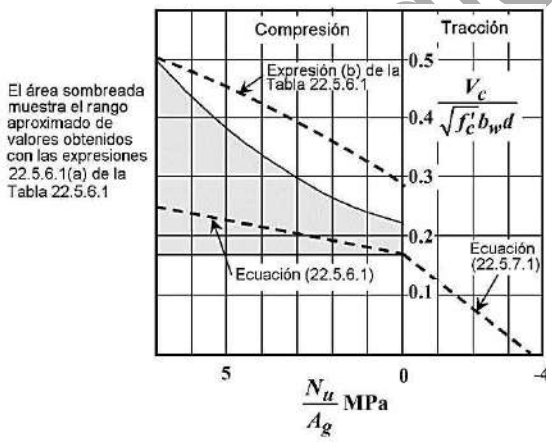


Figura R22.5.6.1 *— Comparación de las ecuaciones de resistencia al cortante para elementos con carga axial.*

22.5.7 V_c para elementos no pretensados con tracción axial significativa

22.5.7.1 Para elementos no pretensados con tracción axial significativa, V_c debe calcularse por medio de:

$$V_c = \frac{\lambda\sqrt{f'_c}}{6}\left(1+\frac{N_u}{3{,}5\,A_g}\right) b_w\,d \qquad (22.\,5.7.1)$$

donde N_u es negativo para tracción y V_c no debe tomarse menor que cero.

R22.5.7 V_c para elementos no pretensados con tracción axial significativa

R22.5.7.1 El término “significativa” se utiliza para reconocer que el diseñador debe usar su criterio para decidir cuando la tracción axial necesita ser considerada. A menudo se producen bajos niveles de tracción axial debidos a cambios volumétricos, pero no son significativos en estructuras con juntas de expansión adecuadas y armaduras mínimas. Puede ser deseable diseñar la armadura a cortante para que tome el cortante total si existe incertidumbre sobre la magnitud de la tracción axial.

22.5.8 V_c para elementos pretensados

22.5.8.1 Este artículo aplica para calcular el V_c para elementos pos-tesados y pre-tesados en regiones donde la fuerza efectiva en la armadura pretensada es transferida por completo al hormigón. Para regiones de elementos pretensados donde la fuerza efectiva en la armadura pretensada no es transferida por completo al hormigón, rigen las disposiciones de 22.5.9 para el cálculo de V_c .

R22.5.8 V_c para elementos pretensados.

(*Sin comentario*)

22.5.8.2 Para elementos pretensados a flexión que cumplan con $A_{ps}\,f_{se} \ge 0{,}4\left(A_{ps}\,f_{pu} + A_s\,f_y\right)$, V_c debe ser calculado de acuerdo con la Tabla 22.5.8.2, pero no debe ser menor al valor obtenido en la ecuación (22.5.5.1). En forma alternativa, se permite determinar V_c de acuerdo con 22.5.8.3.

R22.5.8.2 Estos requisitos presentan un método simplificado para calcular V_c en vigas de hormigón pretensado (MacGregor and Hanson 1969). Estos requisitos pueden aplicarse a vigas que tengan armadura pretensada únicamente o a ele-

Documento

ESPECIFICACIÓN

Tabla 22.5.8.2 — Método aproximado para calcular V_c

V_c		
$V_c \leq$	$\left(\frac{\lambda\sqrt{f'_c}}{20} + 4{,}8\ \frac{V_u\, d_p}{M_u}\right) b_w\, d$ [1]	(a)
	$\left(\frac{\lambda\sqrt{f'_c}}{20} + 4{,}8\right) b_w\, d$	(b)
	$0{,}42\,\lambda\sqrt{f'_c}\, b_w\, d$	(c)

[1] M_u ocurre simultáneamente con V_u en la sección considerada.

22.5.8.3 Para elementos pretensados, se permite tomar V_c como el menor entre V_{ci} calculado de acuerdo con 22.5.8.3.1 y V_{cw} calculado de acuerdo con 22.5.8.3.2 ó 22.5.8.3.3.

COMENTARIO

mentos armados con una combinación de armadura pretensada y barras corrugadas no pretensadas. La expresión (a) de la Tabla 22.5.8.2 es más aplicable a elementos sometidos a carga uniforme.

Al aplicar la expresión (a) a elementos simplemente apoyados sometidos a cargas uniformes, se puede usar la ecuación (R22.5.8.2)

$$\frac{V_u\, d_p}{M_u} = \frac{d_p\,(\ell - 2x)}{x\,(\ell - x)} \qquad \text{(R22.5.8.2)}$$

donde ℓ es la luz del vano y x es la distancia al apoyo desde la sección que se investiga. Para hormigón con f'_c = 35 MPa, V_c de 22.5.8.2 varía tal como se muestra en la Figura R22.5.8.2. En la ASCE Joint Committee (1940) se presentan ayudas de diseño basadas en esta ecuación.

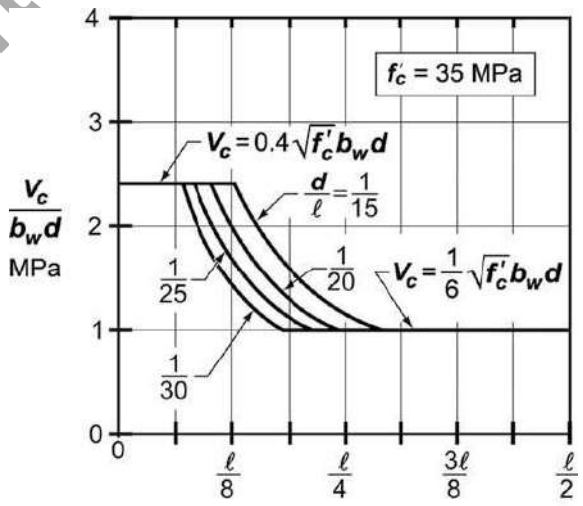


***Figura R22.5.8.2** — Aplicación de la Tabla 22.5.8.2 a elementos pretensados cargados uniformemente con f'_c = 35 MPa*

R22.5.8.3 Se presentan dos tipos de fisuración inclinado en vigas de hormigón: fisuración por cortante en el alma y fisuración de cortante por flexión. Estos dos tipos de fisuración inclinada se ilustran en la Figura R22.5.8.3.

La fisuración por cortante en el alma empieza en un punto interior del elemento cuando las tensiones principales de tracción exceden la resistencia a tracción del hormigón. La fisuración de flexión-cortante se inicia con una fisuración por flexión. Cuando se produce la fisuración por flexión, se incrementan las tensiones cortantes en el hormigón arriba de la fisura. La fisura de flexión-cortante se desarrolla cuando la tensión combinado

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN | **COMENTARIO**

de cortante y tracción excede la resistencia a la tracción del hormigón.

La resistencia nominal a cortante proporcionada por el hormigón, V_c , se supone igual al menor de los valores V_{ci} y V_{cw} . La forma en que se derivan las ecuaciones (22.5.8.3.1a) y (22.5.8.3.2) se resume en el código ACI 318 de 1965.

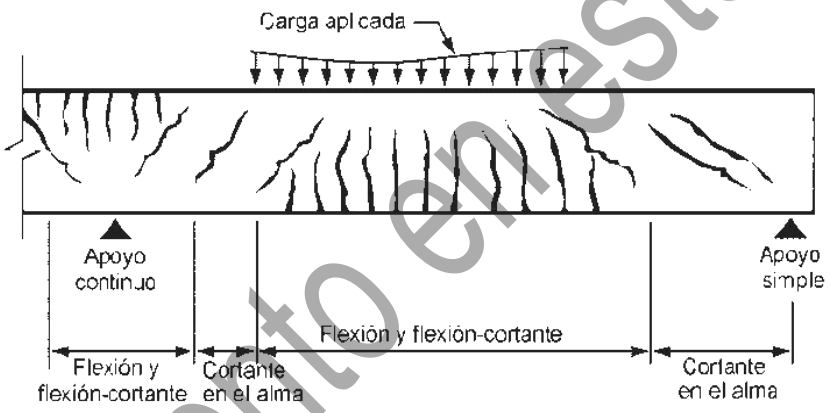


Figura R22.5.8.3. *— Tipos de fisuración en vigas de hormigón.*

22.5.8.3.1. La resistencia a flexión-cortante, V_{ci} , debe tomarse como la mayor entre a) y b):

$$V_{ci} \leq \frac{\lambda \sqrt{f'_c}}{20} b_w\, d_p + V_d + \frac{V_i\, M_{cre}}{M_{max}} \qquad (22.5.8.3.1a)$$

$$V_{ci} \leq \frac{\lambda \sqrt{f'_c}}{7} b_w\, d \qquad (22.5.8.3.1b)$$

donde d_p no hay necesidad de tomarlo menor que **0,80** h , los valores de M_{max} y V_i se deben calcular con la combinación de carga que causa el máximo momento mayorado en la sección, y M_{cre} se debe calcular como:

$$M_{cre} = \frac{I}{y_t}\left(\frac{\lambda \sqrt{f'_c}}{2} + f_{pe} - f_d\right) \qquad (22.5.8.3.1c)$$

R22.5.8.3.1 Al derivar la ecuación (22.5.8.3.1a) se supuso que V_{ci} es la suma del cortante requerido para causar una fisura por flexión en el punto en cuestión, y que está dado por:

$$V \leq \frac{V_i\, M_{cre}}{M_{max}} \qquad (R22.5.8.3.1a)$$

más un incremento adicional de cortante requerido para cambiar la fisura por flexión a una fisura de flexión-cortante. Las cargas mayoradas aplicadas externamente, a partir de las cuales se determinan V_i y M_{max} , incluyen la carga muerta y la carga viva. Al calcular M_{cre} para sustituirlo en la ecuación (22.5.8.3.1a), I y y_t son las propiedades de la sección que resiste las cargas externas aplicadas.

Para un elemento compuesto, donde parte de la carga muerta es resistida por sólo una parte de la sección, deben utilizarse las propiedades adecuadas de la sección para calcular f_d . El cortante debido a cargas muertas, V_d , y el debido a otras cargas, V_i, están separados en este caso. V_d es entonces la fuerza cortante total debida a la carga muerta no mayorada, que actúa sobre la parte de la sección que soporta la carga muerta que actúa antes de que se forme la acción compuesta, más la carga muerta no mayorada sobre-

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN

COMENTARIO

impuesta que actúa sobre el elemento compuesto. Los términos V_i y M_{max} pueden tomarse como:

$$V_i = V_u - V_d \quad \text{(R22.5.8.3.1b)}$$

$$M_{max} = M_u - M_d \quad \text{(R22.5.8.3.1c)}$$

donde V_u y M_u son el cortante mayorado y el momento mayorado debido a las cargas totales mayoradas, y M_d es el momento debido a la carga muerta no mayorada (es decir, el momento correspondiente a f_d .)

Para vigas no compuestas, uniformemente cargadas, la sección transversal total resiste todo el cortante y los diagramas de cortante de carga viva y carga muerta son similares. En este caso, la ecuación (22.5.8.3.1a) y la ecuación (22.5.8.3.1c) se reducen a:

$$V_c \leq 0{,}05\,\lambda\sqrt{f'_c}\,b_w\,d + \frac{V_u\ M_{ct}}{M_u} \quad \text{(R22.5.8.3.1d)}$$

Donde:

$$M_{ct} = \frac{I}{y_t}\left(0{,}5\,\lambda\sqrt{f'_c} + f_{pe}\right) \quad \text{(R22.5.8.3.1e)}$$

El momento de fisuración, M_{ct} , en las dos ecuaciones anteriores representa el momento total, incluyendo la carga muerta, requerido para causar fisuración en la fibra extrema en tracción. Este no es igual a M_{cre} de la ecuación (22.5.8.3.1a), en donde el momento de fisuración se debe a todas las cargas, excepto la carga muerta. En la ecuación (22.5.8.3.1a) el cortante por carga muerta se agrega como un término aparte.

M_u es el momento mayorado sobre la viga en la sección que se está considerando y V_u es la fuerza cortante mayorada que ocurre simultáneamente con M_u . Puesto que las mismas propiedades de la sección se aplican tanto a las tensiones por carga muerta como por carga viva, no hay necesidad de calcular las tensiones y cortantes de la carga muerta por separado, y el momento de fisuración, M_{ct} , refleja el cambio total de tensiones desde pretensado efectivo hasta una tracción de $0{,}5\,\lambda\sqrt{f'_c}$, la cual se supone que ocasiona fisuración por flexión.

22.5.8.3.2. La resistencia a cortante en el alma, V_{cw} , se debe calcular como:

$$V_{cw} = \left(0{,}29\,\lambda\sqrt{f'_c} + 0{,}3\,f_{pc}\right)b_w d_p + V_p \quad \text{(22. 5.8.3.2)}$$

R22.5.8.3.2 La ecuación (22.5.8.3.2) se basa en la suposición que la fisuración por cortante en el alma ocurre debido a un nivel de cortante que produce una tensión principal de tracción de

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN

donde no hay necesidad de tomar d_p menor de **0,80** h y V_p es la componente vertical del pretensado efectivo.

22.5.8.3.3. Como alternativa a 22.5.8.3.2, V_{cw} puede calcularse como la fuerza cortante que corresponde a la carga muerta más la carga viva que produce una tensión principal de tracción de $0{,}33\,\lambda\sqrt{f'_c}$ en la ubicación señalada en a) o b):

a) Cuando el eje neutro de la sección transversal pretensada se encuentra en el alma, la tensión principal a tracción se debe calcular en el eje neutro.

b) Cuando el eje neutro de la sección transversal pretensada se encuentra en el ala, la tensión principal a tracción se debe calcular en la intersección del ala con el alma.

22.5.8.3.4. En elementos compuestos, la tensión principal de tracción, definido en 22.5.8.3.3, se debe calcular utilizando la sección transversal que resiste la carga viva.

22.5.9 V_c para elementos pre-tesados en regiones de fuerza de pretensado reducida

22.5.9.1 Al calcular V_c la longitud de transferencia de la armadura pretensada, l_{tr} , se debe suponer como **50** d_b en torones y de **100** d_b en alambres individuales.

22.5.9.2 Cuando la adherencia de los cables se extienda hasta el extremo del elemento, la fuerza efectiva de pretensado puede suponerse que varía linealmente desde cero en el extremo del acero de pretensado hasta un máximo a una distancia l_{tr} del extremo del acero de pretensado.

22.5.9.3 En ubicaciones correspondientes a una fuerza efectiva de pretensado reducido, de acuerdo con 22.5.9.2, el valor de V_c debe ser calculado de acuerdo con a) hasta c):

a) Se debe usar la fuerza efectiva de pretensado reducida para determinar la aplicabilidad de 22.5.8.2.

b) Se debe usar la fuerza efectiva de pretensado reducida para calcular V_{cw} en 22.5.8.3.

c) El valor de V_c calculado usando 22.5.8.2 no debe exceder el valor de V_{cw} calculado usando la fuerza efectiva de pretensado reducida.

COMENTARIO

aproximadamente $0{,}33\,\lambda\sqrt{f'_c}$ en el eje neutro de la sección transversal. V_p se calcula a partir de la fuerza efectiva de pretensado sin factores de carga.

R22.5.9 V_c para elementos pre-tesados en regiones de fuerza de pretensado reducida

Debe tenerse en cuenta el efecto sobre la resistencia al cortante que produce el menor nivel de pretensado cerca de los extremos de vigas pretensadas. Los requisitos de 22.5.9.2 y 22.5.9.3 se refieren a la resistencia a cortante de secciones dentro de la longitud de transferencia del acero de pretensado, cuando la adherencia del acero de pretensado se extiende hasta el extremo del elemento. Los requisitos de 22.5.9.4 y 22.5.9.5 están relacionados con la resistencia a cortante reducida en secciones dentro de la longitud dentro de la cual parte de la armadura de pretensado no está adherido al hormigón, o dentro de la longitud de transferencia donde la adherencia del acero de pretensado no se extiende hasta el extremo de la viga.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO

22.5.9.4 En los cables en los que la adherencia no se extienda hasta el extremo del elemento, se puede suponer que la fuerza de pretensado efectivo varía linealmente desde cero en el punto en que comienza la adherencia, hasta un máximo a una distancia l_{tr} desde este punto.

22.5.9.5 En ubicaciones correspondientes a una fuerza efectiva de pretensado reducida, de acuerdo con 22.5.9.4, el valor de V_c debe ser calculado de acuerdo con a) hasta c):

a) Se debe usar la fuerza efectiva de pretensado reducida para determinar la aplicabilidad de 22.5.8.2.

b) Se debe usar la fuerza efectiva de pretensado reducida para calcular V_c de acuerdo con 22.5.8.3.

c) El valor de V_c calculado usando 22.5.8.2 no debe exceder el valor de V_{cw} calculado usando la fuerza efectiva de pretensado reducida.

22.5.10 Armadura para cortante en una dirección.

R22.5.10 Armadura para cortante en una dirección

22.5.10.1 En cada sección donde $V_u > \phi V_u$, debe colocarse armadura transversal de tal manera que se cumpla con la ecuación (22.5.10.1):

$$V_s \geq \frac{V_u}{\phi} - V_c \qquad (22.5.10.1)$$

(*Sin comentario*)

22.5.10.2 Para elementos en una dirección armados con armadura transversal, V_s debe calcularse de acuerdo con 22.5.10.5.

R22.5.10.2 Los requisitos de 22.5.10.5 se aplican a todos los tipos de armadura transversal, incluyendo estribos, estribos cerrados de confinamiento, ganchos suplementarios y espirales.

22.5.10.3 Para elementos en una dirección armados con barras longitudinales dobladas, V_s debe calcularse de acuerdo con 22.5.10.6.

22.5.10.4 Donde se emplee más de un tipo de armadura para cortante para reforzar la misma porción de un elemento, V_s debe calcularse como la suma de los valores de V_s calculados para los diversos tipos de armadura para cortante.

22.5.10.5 Resistencia al cortante en una dirección proporcionada por armadura transversal

R22.5.10.5 Resistencia a cortante en una dirección proporcionada por armadura transversal

22.5.10.5.1. Se permite armadura a cortante en elementos pretensados y no pretensados que cumpla con a), b) o c):

a) Estribos o estribos cerrados de confinamiento perpendiculares al eje longitudinal del elemento.

El diseño de la armadura a cortante está basado en una modificación de la analogía de la celosía. Esta analogía supone que todo el cortante lo resiste la armadura a cortante. Sin embargo, am-

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
b) Armadura electrosoldada de alambre con alambres localizados perpendicularmente al eje longitudinal del elemento. *c)* Espirales.	plias investigaciones sobre elementos pretensados y no pretensados han indicado que la armadura a cortante necesita diseñarse para resistir únicamente el cortante que excede al que provoca la fisuración inclinada cuando los elementos diagonales de la celosía se suponen que están inclinados a 45 º. Las ecuaciones (22.5.10.5.3), (22.5.10.5.4) y (22.5.10.6.2a) se presentan en términos de resistencia al cortante proporcionada por la armadura a cortante V_s . Cuando se utiliza armadura a cortante perpendicular al eje de un elemento, el área de armadura a cortante requerida A_v y su espaciamiento s se calculan por medio de: $$\frac{A_v}{s} = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi f_{yt}\, d} \qquad \text{(R22.5.10.5)}$$ Investigaciones (Anderson and Ramírez 1989; Leonhardt and Walther 1964) han mostrado que el comportamiento a cortante de vigas anchas con una armadura a flexión considerable se mejora si se reduce el espaciamiento transversal de las ramas del estribo a través del artículo.
22.5.10.5.2. Se permiten como armadura a cortante en elementos no pretensados estribos inclinados que formen un ángulo de 45 º o más con la armadura longitudinal y que atraviesen el plano de la potencial fisura por cortante.	
22.5.10.5.3. El V_s para armadura a cortante que cumple con 22.5.10.5.1 se debe calcular como: $$V_s = \frac{A_v\, f_{yt}\, d}{s} \qquad \text{(22.5.10.5.3)}$$ donde s es el paso de la espiral o el espaciamiento longitudinal de la armadura a cortante y A_v se define en 22.5.10.5.5 ó 22.5.10.5.6.	
22.5.10.5.4. El V_s para armadura al cortante que cumple con 22.5.10.5.2 se debe calcular como: $$V_s = \frac{A_v\, f_{yt}\, d}{s}\,(\sin\alpha + \cos\alpha) \qquad \text{(22.5.10.5.4)}$$ donde α es el ángulo entre los estribos inclinados y el eje longitudinal del elemento, s se mide en la dirección paralela al eje longitudinal de la armadura, y A_v se define en 22.5.10.5.5.	**R22.5.10.5.4** Para que sean efectivos, es esencial que los estribos inclinados se encuentren orientados de manera que crucen la fisura potencial por cortante. Si los estribos inclinados tienen una orientación general paralela a las fisuras potenciales de cortante, estos estribos no aportan resistencia alguna a cortante.
22.5.10.5.5. Para estribos, estribos cerrados de confinamiento o gancho suplementario rectangulares, A_v debe tomarse como el área efectiva de las ramas de barra o alambre dentro del espaciamiento s .	
22.5.10.5.6. Para cada estribo circular o espiral, A_v debe tomarse como dos veces el área de la barra dentro del espaciamiento s .	**R22.5.10.5.6** A pesar de que la armadura transversal en una sección circular puede no tener ramas rectas, los ensayos indican que la ecuación (22.5.10.5.3) es conservadora si d se toma como se define en 22.5.2.2 (Faradji and Diaz de Cossio 1965; Khalifa and Collins 1981).

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN

22.5.10.6 Armadura para cortante en una dirección proporcionada por barras longitudinales dobladas.

22.5.10.6.1. Solamente las tres cuartas partes centrales de la porción inclinada de cualquier barra longitudinal que esté doblada se pueden considerar efectivas como armadura para cortante en elementos no pretensados si el ángulo $\boldsymbol{\alpha}$ entre las barras dobladas y el eje longitudinal del elemento es al menos igual a 30 º.

22.5.10.6.2. Donde la armadura a cortante consiste en una barra individual o en un solo grupo de barras paralelas con un área $\boldsymbol{A_v}$, todas dobladas a la misma distancia del apoyo, $\boldsymbol{V_s}$ debe tomarse como el menor entre a) y b):

$$V_s = A_v f_y \sin\alpha \qquad (22.5.10.6.2a)$$

$$V_s = \frac{\sqrt{f'_c}}{4} b_w d \qquad (22.5.10.6.2b)$$

donde α es el ángulo entre la armadura doblado y el eje longitudinal del elemento.

22.5.10.6.3. Donde la armadura para cortante consiste en una serie de barras paralelas dobladas o grupos de barras paralelas dobladas a diferentes distancias del apoyo, $\boldsymbol{V_s}$ se debe calcular por medio de la ecuación (22.5.10.5.4).

22.6 RESISTENCIA A CORTANTE EN DOS DIRECCIONES (PUNZONAMIENTO)

22.6.1 Generalidades

22.6.1.1 Los requisitos de 22.6.1 hasta 22.6.8 definen la resistencia nominal para cortante de elementos en dos direcciones, con o sin armadura para cortante. Cuando se usen vigas de acero estructural en forma de I o canales de acero como

COMENTARIO

R22.5.10.6 Armadura para cortante en una dirección proporcionada por barras longitudinales dobladas

Para que sean efectivas, es esencial que la porción inclinada de las barras dobladas cruce la fisura potencial por cortante. Si las barras inclinadas tienen una orientación general paralela a las fisuras potenciales de cortante, estas barras no aportan resistencia alguna a cortante.

R22.6 RESISTENCIA A CORTANTE EN DOS DIRECCIONES (PUNZONAMIENTO)

La tensión cortante mayorado en elementos en dos direcciones debido a cortante y transferencia de momento se calcula de acuerdo con los requisitos de 8.4.4. La Artículo 22.6 proporciona los requisitos para determinar la resistencia nominal a cortante, con o sin armadura para cortante en la forma de estribos, pernos con cabeza o cabezas de cortante. La demanda de cortante mayorado y resistencia se calculan en términos de tensión, permitiendo la superposición de los efectos del cortante directo y de la transferencia de momento.

R22.6.1 Generalidades

(*Sin comentario*)

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO

cabezas de cortante, los elementos en dos direcciones se deben diseñar de acuerdo con 22.6.9.

22.6.1.2 La resistencia nominal a cortante para elementos en dos direcciones sin armadura a cortante, se deben calcular como:

$$v_n = v_c \quad (22.6.1.2)$$

22.6.1.3 La resistencia nominal a cortante para elementos en dos direcciones con armadura a cortante distinto a cabezas de cortante se debe calcular como:

$$v_n = v_c + v_s \quad (22.6.1.3)$$

22.6.1.4 El cortante en dos direcciones debe ser resistido por una sección con una altura ***d*** y un perímetro crítico supuesto b_0 que se extiende completa o parcialmente alrededor de la columna, carga concentrada o área de reacción.

R22.6.1.4 El perímetro de la sección crítica b_0 se define en 22.6.4.

22.6.1.5 La tensión v_c para cortante en dos direcciones debe calcularse de acuerdo con 22.6.5. Para elementos en dos direcciones con armadura a cortante, v_c no debe exceder los límites de 22.6.6.1.

22.6.1.6 Para calcular v_c , λ debe determinarse de acuerdo con 19.2.4.

22.6.1.7 Para elementos en dos direcciones armados con estribos de una o varias ramas, v_s debe calcularse de acuerdo con 22.6.7.

22.6.1.8 Para elementos en dos direcciones armados a cortante con pernos con cabeza para cortante, v_s debe calcularse de acuerdo con 22.6.8.

22.6.2 Altura efectiva

R22.6.2 Altura efectiva.

22.6.2.1 Para calcular v_c y v_s para cortante en dos direcciones, ***d*** debe tomarse como el promedio de las alturas efectivas en las dos direcciones ortogonales.

(*Sin comentario*)

22.6.2.2 Para elementos pretensados en dos direcciones, ***d*** no hay necesidad de tomarlo menor que **0,8*h*** .

22.6.3 Límites a la resistencia de los materiales.

R22.6.3 Límites a la resistencia de los materiales.

22.6.3.1 El valor de $\sqrt{f'_c}$ usado para calcular v_c para cortante en dos direcciones no deben exceder 8,3 MPa.

R22.6.3.1 Existe un número limitado de datos de ensayos de resistencia a cortante en dos direcciones en losas de hormigón de alta resistencia. En tanto se obtenga mayor experiencia con losas en dos direcciones construidas con hormigones

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
	de resistencias mayores a 70 MPa, es prudente limitar $\sqrt{f'_c}$ a 8.3 MPa en los cálculos de resistencia al cortante.
22.6.3.2 El valor de f_{yt} usado para calcular v_s no debe exceder los límites dados en 20.2.2.4.	**R22.6.3.2** El límite superior de 420 MPa en el valor de f_{yt} usado en diseño tiene como intención controlar la fisuración.
22.6.4 Secciones críticas para elementos en dos direcciones	**R22.6.4 Secciones críticas para elementos en dos direcciones**
22.6.4.1 Para cortante en dos direcciones, cada una de las secciones críticas que se investiga debe estar localizada de modo que su perímetro b_0 sea un mínimo y no hay necesidad de localizarla a una distancia menor a $d/2$ de las secciones críticas descritas en a) y b): *a)* Los bordes o las esquinas de las columnas, cargas concentradas o áreas de reacción *b)* Los cambios de espesor de la losa o zapatas, tales como los bordes de capiteles, ábacos, o descolgados para cortante.	**R22.6.4.1.** La sección crítica para cortante en losas en dos direcciones sometidas a flexión sigue el perímetro del borde de la zona cargada (Joint ACI-ASCE Committee 326 1962). Para losas en dos direcciones, el área cargada incluye columnas, cargas concentradas y áreas de reacción. Se considera una sección crítica idealizada localizada a una distancia $d/2$ de la periferia de la carga concentrada. Para losas de espesor uniforme es suficiente verificar el cortante en una sección. Para losas con cambios en el espesor o con armadura a cortante es necesario verificar el cortante en varias secciones como se define en 22.6.4.1 a) y b) y 22.6.4.2. Para columnas cercanas a un borde o una esquina, el perímetro crítico puede ser extendido al borde de la losa.
22.6.4.1.1. Para columnas cuadradas o rectangulares, cargas concentradas o áreas de reacción, se permite calcular las secciones críticas para cortante en dos direcciones de acuerdo con 22.6.4.1 a) y b) suponiendo lados rectos.	
22.6.4.1.2. En las secciones críticas para cortante en dos direcciones de acuerdo con 22.6.4.1 a) y b) se permite considerar las columnas o pedestales de forma circular o de polígono regular como una columna cuadrada de área equivalente.	
22.6.4.2 Para elementos en dos direcciones armados con pernos con cabeza como armadura a cortante o estribos de una o varias ramas, se debe considerar una sección crítica con perímetro b_0 ubicada a $d/2$ fuera de la línea periférica más externa de la armadura a cortante. La forma de esta sección crítica debe ser un polígono seleccionado para minimizar b_0 .	**R22.6.4.2** En elementos en dos direcciones con estribos o pernos con cabeza para cortante, se requiere determinar las tensiones cortantes en el hormigón en una sección crítica localizada $d/2$ más allá del lugar donde se descontinúa la armadura a cortante. La tensión cortante calculada en este artículo no debe exceder los límites dados en las expresiones b) y d) de la Tabla 22.6.6.1. La forma de esta sección crítica localizada lo más afuera debe corresponder al menor valor de b_0 mostrado en las Figura R22.6.4.2(a), (b) y (c). Debe tenerse en cuenta que estas figuras muestran losas armadas con estribos. La forma de la sección crítica localizada lo más afuera es similar para losas con pernos con cabeza para cortante. Las secciones críticas cuadradas o rectangulares descritas en 22.6.4.1.1 no resultan en un valor mínimo de b_0 para los casos mostrados en estas

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN **COMENTARIO**

figuras. Se requiere revisar otras secciones críticas localizadas a una distancia ***d*/2** más allá de cualquier punto donde ocurran variaciones de la armadura a cortante, tales como cambios en su tamaño, espaciamiento o configuración.

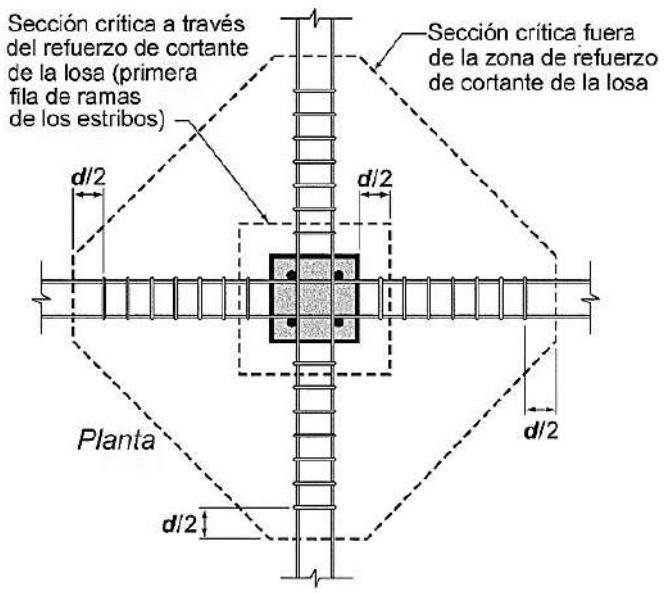


Figura R22.6.4.2 a) *— Secciones críticas para cortante en dos direcciones en losas con armadura a cortante en columnas interiores.*

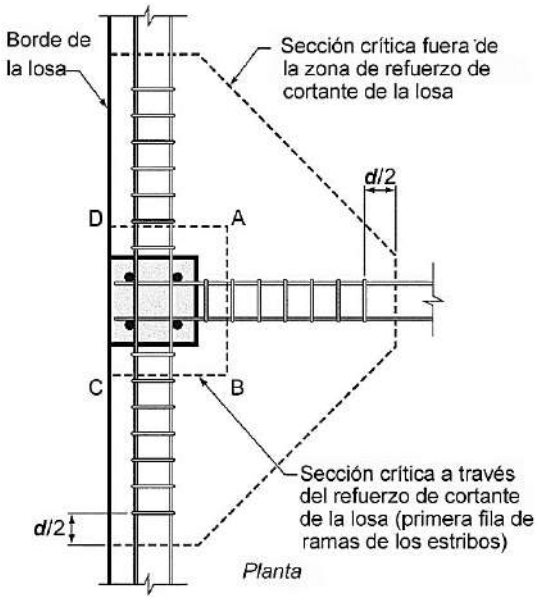


Figura R22.6.4.2 b) *— Secciones críticas para cortante en dos direcciones en losas con armadura a cortante en columnas de borde.*

Documento

ESPECIFICACIÓN | **COMENTARIO**

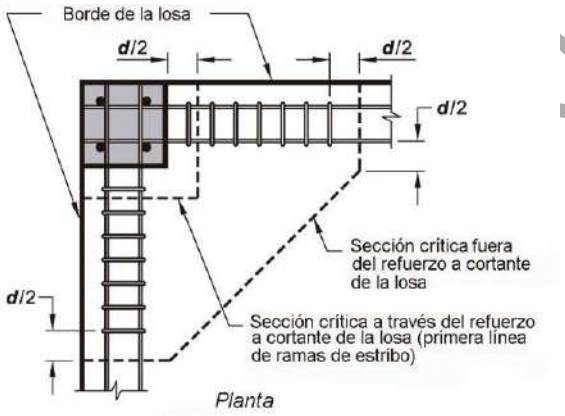


Figura R22.6.4.2 c) *— Secciones críticas para cortante en dos direcciones en losas con armadura a cortante en columnas de esquina.*

22.6.4.3 Cuando las aberturas de las losas están situadas dentro de las franjas de columnas o a una distancia menor a **10*h*** de una zona de carga concentrada o de reacción, la porción de b_0 encerrada por las líneas rectas que se proyectan desde el baricentro de la columna, carga concentrada o área de reacción tangentes a los bordes de las aberturas debe considerarse como inefectiva.

R22.6.4.3 Las disposiciones de diseño de aberturas en losas (y zapatas) se desarrollaron en la Joint ACI-ASCE Committee 326 (1962). En la Figura R22.6.4.3, por medio de líneas punteadas, se muestran algunas ilustraciones de la localización de las porciones efectivas de la sección crítica, cerca de aberturas típicas y extremos libres. Investigaciones (Joint ACI-ASCE Committee 426 1974) han confirmado que estas disposiciones son conservadoras.

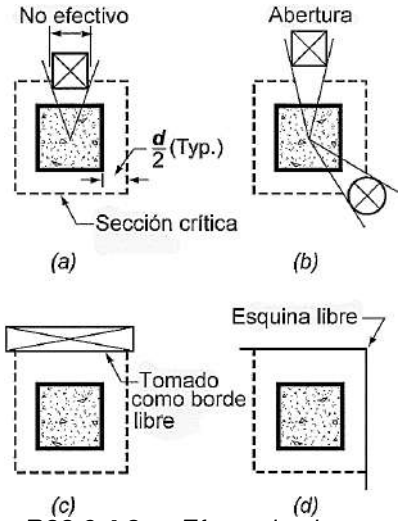


Figura R22.6.4.3 *— Efecto de aberturas en la losa y extremos libres (las líneas discontinuas muestran el perímetro efectivo).*

22.6.5 Resistencia a cortante en dos direcciones proporcionada por el hormigón.

R22.6.5 Resistencia a cortante en dos direcciones proporcionada por el hormigón.

22.6.5.1 Para elementos en dos direcciones no pretensados, v_c debe calcularse con 22.6.5.2. Para elementos en dos direcciones pretensados, v_c debe calcularse de acuerdo con a) o b):

a) 22.6.5.2.

(*Sin comentario*)

Documento en

ESPECIFICACIÓN | **COMENTARIO**

b) 22.6.5.5, si se cumple con las condiciones de 22.6.5.4.

22.6.5.2 La tensión v_c debe calcularse de acuerdo con la Tabla 22.6.5.2.

Tabla 22.6.5.2 — Cálculo de v_c para cortante en dos direcciones

V_c		
$v_c \leq$	$\frac{\lambda\sqrt{f'_c}}{3}$	(a)
	$\frac{\lambda\sqrt{f'_c}}{6}\left(1+\frac{2}{\beta}\right)$	(b)
	$\frac{\lambda\sqrt{f'_c}}{12}\left(2+\frac{\alpha_s\, d}{b_0}\right)$	(c)

Nota: β es la relación del lado largo al lado corto de la sección de la columna, carga concentrada o área de reacción, y α_s está dada en 22.6.5.3.

R22.6.5.2 Para columnas cuadradas, la tensión cortante contribuida por el hormigón para resistencia nominal a cortante en dos direcciones en losas sometidas a flexión en dos direcciones está limitado a $0{,}33\lambda\sqrt{f'_c}$. No obstante, ensayos (Joint ACI-ASCE Committee 426 1974) han indicado que el valor de $0{,}33\lambda\sqrt{f'_c}$ no es conservador cuando la relación β de las longitudes de los lados largo y corto de una columna rectangular o de un área cargada es mayor que 2,0. En tales casos, el tensión real de cortante en la sección crítica a la falla de cortante por punzonamiento varía desde un máximo de aproximadamente $0{,}33\lambda\sqrt{f'_c}$ alrededor de las esquinas de una columna o un área cargada, hasta $\lambda\sqrt{f'_c}/6$ o menos a lo largo de los lados entre las dos secciones extremas. Otros ensayos (Vanderbilt 1972) indican que v_c disminuye a medida que se incrementa la relación b_0/d. Las expresiones (b) y (c) de la Tabla R22.6.5.2 fueron desarrolladas para tomar en cuenta estos dos efectos.

Para formas distintas de las rectangulares, β se toma como la relación entre la dimensión más larga del área cargada y la mayor dimensión del área cargada medida perpendicularmente a la primera, tal como se ilustra para un área de reacción en forma de "L" en la Figura R22.6.5.2. El área efectiva cargada es aquella que encierra totalmente el área cargada real, y para la cual el perímetro es mínimo.

22.6.5.3 Los valores de α_s *son:*

α_s = 40 para columnas interiores,

α_s = 30 para columnas de borde y

α_s = 20 para columnas en esquina.

R22.6.5.3 Los términos "columnas interiores", "columnas de borde", o "columnas de esquina" en este requisito se refieren a las secciones críticas con 4, 3 ó 2 lados, respectivamente.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN **COMENTARIO**

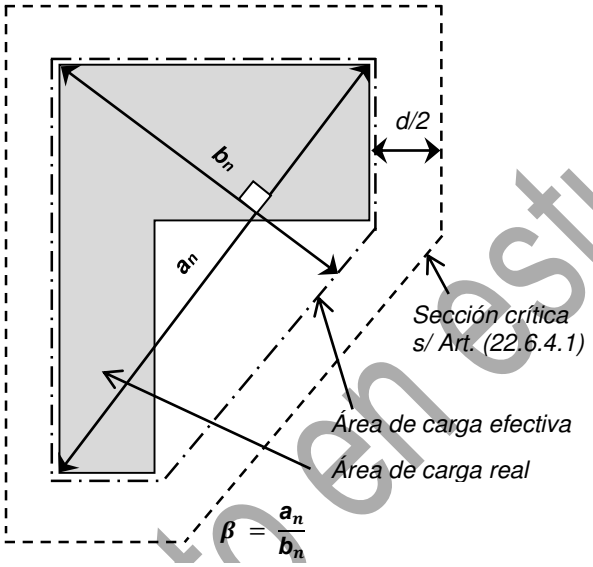


Figura R22.6.5.2 *— Valores de β para un área de carga no rectangular.*

22.6.5.4 Para elementos pretensados en dos direcciones, v_c debe calcularse usando 22.6.5.5, siempre que se cumplan a) hasta c).

a) Se coloca armadura adherido de acuerdo con 8.6.2.3 y 8.7.5.3.

b) Ninguna porción de la sección transversal de la columna está más cerca de un borde discontinuo que 4 veces el espesor de la losa ***h***

c) El pretensado efectivo f_{pc} en cada dirección no es menor de *0,9* MPa.

R22.6.5.4 Para elementos pretensados en dos direcciones, se especifica una forma modificada de las expresiones b) y c) de la Tabla 22.6.5.2. Investigaciones (Joint ACI-ASCE Committee 426 2005; Burns and Hemakom 1977) indican que la resistencia a cortante de losas pretensadas en dos direcciones alrededor de columnas interiores puede predecirse conservadoramente por medio de las expresiones en 22.6.5.5, donde v_c corresponde a una falla por tracción diagonal del hormigón que se inicia en la sección crítica definida en 22.6.4.1. Este modo de falla difiere de una falla a cortante por punzonamiento alrededor del perímetro del área cargada de una losa no pretensada calculado usando la expresión (b) de la Tabla 22.6.5.2. Consecuentemente, las expresiones en 22.6.5.5 difieren de las de losas no pretensadas. Los valores para $\sqrt{f'_c}$ y f_{pc} están restringidos en diseño debido a los limitados datos de ensayos de que se dispone para valores más altos. Al calcular f_{pc} , debe tenerse en cuenta la pérdida de pretensado debida a restricciones de la losa causadas por muros de cortante y otros elementos estructurales.

22.6.5.5 Para elementos pretensados en dos direcciones que cumplen con 22.6.5.4, se permite calcular v_c como el menor de a) y b):

$$0{,}29\,\lambda\sqrt{f'_c} + 0{,}30\,f_{pc} + \frac{V_p}{b_0\,d} \qquad \text{(22.6.5 a)}$$

$$\frac{\lambda\sqrt{f'_c}}{6}\left(1{,}5 + \frac{\alpha_s\,d}{b_0}\right) + 0{,}30\,f_{pc} + \frac{V_p}{b_0\,d} \qquad \text{(22.6.5 b)}$$

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN | **COMENTARIO**

donde α_s se encuentra definido en 22.6.5.3, el valor de f_{pc} es el promedio de los f_{pc} en las dos direcciones y no debe ser mayor que 3,5 MPa, V_p es la componente vertical de todas las fuerzas efectivas de pretensado que cruzan la sección crítica, y debe ser $\sqrt{f'_c} \leq 5{,}8$ MPa

22.6.6 Cortante máximo para elementos en dos direcciones con armadura a cortante.

22.6.6.1 Para elementos en dos direcciones con armadura a cortante, el valor de v_c calculado en las secciones críticas no debe exceder los valores de la Tabla 22.6.6.1.

Tabla 22.6.6.1 — v_c máximo para elementos en dos direcciones con armadura a cortante

Tipo de armadura a cortante	v_c máxima en las secciones críticas definidas en 17.3.2		v_c máxima en las secciones críticas definidas en 17.3.3	
Estribos	$\frac{\lambda\sqrt{f'_c}}{6}$	(a)	$\frac{\lambda\sqrt{f'_c}}{6}$	(b)
Pernos con cabeza para cortante	$\frac{\lambda\sqrt{f'_c}}{4}$	(c)	$\frac{\lambda\sqrt{f'_c}}{6}$	(d)

22.6.6.2 Para elementos en dos direcciones con armadura a cortante, los valores de v_u calculados en las secciones críticas no deben exceder los valores de la Tabla 22.6.6.2.

Tabla 22.6.6.2 — v_u máximo para elementos en dos direcciones con armadura a cortante

Tipo de armadura a cortante	Tensión tangencial máxima, v_u en las secciones críticas definidas en 17.3.2	
Estribos	$\frac{\phi\sqrt{f'_c}}{2}$	(a)
Pernos con cabeza para cortante	$\frac{2\,\phi\sqrt{f'_c}}{3}$	(b)

R22.6.6 Cortante máximo para elementos en dos direcciones con armadura a cortante

Las secciones críticas de los elementos en dos direcciones con armadura a cortante se definen en 22.6.4.1 para las secciones adyacentes a columnas, cargas concentradas o áreas de reacción, y en 22.6.4.2 para las secciones ubicadas más allá de la línea periférica más alejada de estribos o pernos con cabeza para cortante. Los valores máximos de v_c para esas secciones críticas se encuentran en la Tabla 22.6.6.1. Los valores límite de v_u para las secciones críticas definidas en 22.6.4.2 se encuentran en la Tabla 22.6.6.2.

El valor máximo de v_c y el valor límite de v_u en la sección crítica más interna (definida en 22.6.4.1) son más altos cuando se proporciona como armadura pernos con cabeza para cortante que cuando se proporcionan estribos (véase R12.7.7). Los valores máximos de v_c en las secciones críticas definidas en 22.6.4.2 más allá de la línea periférica más alejada de la armadura a cortante son independientes del tipo de armadura proporcionado para cortante.

22.6.7 Resistencia a cortante en dos direcciones proporcionada por estribos con una o varias ramas.

22.6.7.1 Se permite emplear armadura a cortante consistente en estribos fabricados con barras o alambres, con una o varias ramas, en losas y zapatas, que cumplan con a) y b):

a) ***d*** es por lo menos 150 mm.

R22.6.7 Resistencia a cortante en dos direcciones proporcionada por estribos con una o varias ramas.

(*Sin comentario*)

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO

b) ***d*** es al menos igual a **16*d*$_b$** , donde ***d*$_b$** es el diámetro de la barra o alambre de los estribos.

22.6.7.2 Para elementos en dos direcciones con estribos, v_s debe calcularse como:

$$v_s = \frac{A_v f_{yt}}{b_o s} \qquad (22.6.7.2)$$

donde A_v es la suma del área de todas las ramas de la armadura en una línea periférica que sea geométricamente similar al perímetro de la sección de la columna y ***s*** es el espaciamiento de las líneas periféricas de la armadura de cortante medido en dirección perpendicular a la cara de la columna.

R22.6.7.2 Debido a que en este capítulo se usan tensiones cortantes para describir el cortante en dos direcciones, la resistencia a cortante proporcionada por la armadura transversal se promedia sobre el área de la sección transversal de la sección crítica.

22.6.8 Resistencia a cortante en dos direcciones proporcionado por pernos con cabeza.

R22.6.8 Resistencia a cortante en dos direcciones proporcionado por pernos con cabeza

22.6.8.1 Se permite el uso de pernos con cabeza para cortante como armadura a cortante en losas y zapatas siempre y cuando la colocación y geometría del perno con cabeza cumpla con 8.7.7.

Ensayos (ACI 421.1R) demuestran que los pernos con cabeza para cortante anclados mecánicamente lo más cerca posible de la parte superior e inferior de las losas son efectivos para resistir el cortante por punzonamiento. La sección crítica más allá de la armadura a cortante, en general tiene una forma poligonal (véase la Figura R22.6.4.2(c)). Las ecuaciones para calcular las tensiones cortantes en estas secciones se dan en ACI 421.1R-08.

22.6.8.2 Para elementos en dos direcciones con pernos con cabeza para cortante, ***vs*** debe calcularse como:

$$v_s = \frac{A_v f_{yt}}{b_o s} \qquad (22.6.8.2)$$

donde A_v es la suma del área de todos los pernos con cabeza a cortante en una línea periférica que sea geométricamente similar al perímetro de la sección de la columna y ***s*** es el espaciamiento de las líneas periféricas de pernos con cabeza medido en dirección perpendicular a la cara de la columna.

R22.6.8.2 Debido a que en este capítulo se usan tensiones cortantes para describir el cortante en dos direcciones, la resistencia a cortante proporcionada por la armadura transversal se promedia sobre sobre el área de la sección transversal de la sección crítica.

22.6.8.3 Cuando se utilicen pernos con cabeza para cortante, A_v/s debe cumplir con:

$$\frac{A_v}{s} \geq \frac{\sqrt{f'_c}}{6} \frac{b_o}{f_{yt}} \qquad (22.6.8.3)$$

22.6.9 Requisitos para el diseño de elementos en dos direcciones con cabezas de cortante

R22.6.9 Requisitos para el diseño de elementos en dos direcciones con cabezas de cortante

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
	Los requisitos de diseño para elementos en dos direcciones no pretensados, armados con cabezas de cortante fueron originalmente desarrollados en términos de fuerzas de cortante (Corley and Hawkins 1968). Este enfoque se mantuvo en este artículo.
22.6.9.1 Cada cabeza de cortante debe consistir en perfiles de acero soldados fabricados con soldaduras de penetración completa formando brazos idénticos dispuestos en ángulo recto. Los brazos de las cabezas de cortante no pueden interrumpirse dentro de la sección de la columna.	**R22.6.9.1** Con base en información de datos experimentales reportados (Corley and Hawkins 1968), se definieron los procedimientos de diseño para cabezas de cortante consistentes en perfiles de acero estructural. Para la conexión de columna que transfiere momentos, el diseño de las cabezas de cortante, están dados en 22.6.9.11 y 22.6.9.12. En el diseño de cabezas de cortante para conexiones que transfieren cortante de cargas gravitacionales, debe considerarse lo siguiente. Primero, debe proporcionarse una resistencia mínima a flexión con el objetivo de garantizar que se alcance la resistencia a cortante requerida para la losa antes que se exceda la resistencia a flexión de la cabeza de cortante. Segundo, debe limitarse la tensión cortante en la losa en el extremo de la cabeza de cortante. Tercero, después de satisfacerse los dos requisitos anteriores, se puede reducir la armadura para momento negativo de la losa proporcionalmente a la contribución al momento de la cabeza de cortante en la sección de diseño.
22.6.9.2 La altura de la cabeza de cortante no puede ser mayor que 70 veces el espesor del alma del perfil de acero.	
22.6.9.3 Se permite cortar los extremos de los brazos de cada elemento de la cabeza de cortante en ángulos no menores que 30 º con la horizontal, siempre y cuando el momento plástico resistente, M_p , de la sección variable restante sea adecuado para resistir la fuerza de cortante atribuida a ese brazo de la cabeza de cortante.	
22.6.9.4 Todas las alas de comprensión de los perfiles de acero deben localizarse dentro de una distancia **0,3** ***d*** de la superficie en comprensión de la losa.	
22.6.9.5 La relación α_v entre la rigidez a flexión de cada brazo de la cabeza de cortante y la rigidez de la sección con un ancho $(c_2 + d)$ de la losa compuesta fisurada que la rodea, debe ser al menos 0,15.	

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN

22.6.9.6 Para cada brazo de la cabeza de cortante M_p debe cumplir con:

$$M_p = \frac{V_u}{2\,\phi\,n}\left[h_v + \alpha_v\left(l_v - \frac{c_1}{2}\right)\right] \qquad (22.6.9.6)$$

donde ϕ es el correspondiente a elementos controlados por tracción, n es el número de brazos y l_v es la longitud mínima de cada brazo de la cabeza de cortante requerida para cumplir con los requisitos de 22.6.9.8 y 22.6.9.10.

22.6.9.7 La resistencia nominal a flexión contribuida a cada franja de columna de la losa por una cabeza de cortante, M_v , debe cumplir con:

$$M_v = \frac{\phi\,\alpha_v\,V_u}{2\,n}\left(l_v - \frac{c_1}{2}\right) \qquad (22.6.9.7)$$

COMENTARIO

R22.6.9.6 La distribución idealizada de cortante supuesta a lo largo de un brazo de la cabeza de cortante en una columna interior se muestra en la Figura R22.6.9.6. El cortante a lo largo de cada uno de los brazos se toma como $\alpha_v\,\phi\,V_c$, donde $V_c = v_c b_o d$ está definido en 22.6.5.2.

El cortante máximo en la cara de la columna se toma como el cortante total considerado por brazo $V_u\ n$ menos el cortante que se considera transferido a la columna por la zona de compresión del hormigón de la losa igual a $\phi\,(V_c/n)(1-\alpha_v)$. El cortante que se considera transferido a la columna por la zona en compresión de la losa se acerca a cero para una cabeza de cortante fuerte y se aproxima a $\phi V_u/n$ cuando se utiliza una cabeza de cortante ligera. La ecuación (22.6.9.6) se obtiene, entonces, de la suposición que ϕV_c es aproximadamente la mitad de la fuerza cortante mayorada V_u . En esta ecuación, M_p es la resistencia a momento plástico requerida en cada brazo de la cabeza de cortante para asegurar que se alcanza V_u en el instante en que se alcanza la resistencia a momento de la cabeza de cortante. La distancia l_v se mide desde el centro de la columna al punto en el cual ya no son necesarias las cabezas de cortante, y la distancia $c_1/2$ es la mitad de la dimensión de la columna en la dirección considerada.

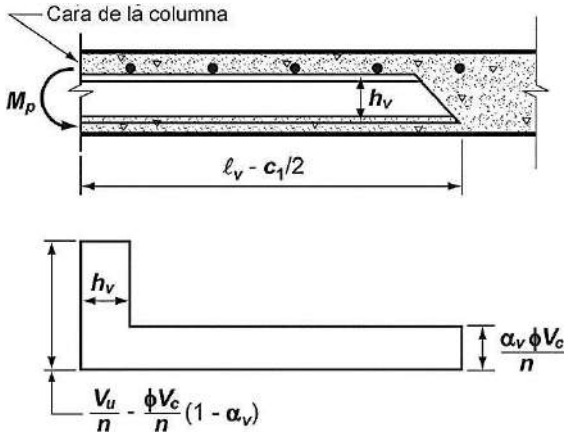


Figura R22.6.9.6 *— Cortante idealizado que actúa en la cabeza de cortante.*

R22.6.9.7 La contribución a la resistencia a momento de la cabeza de cortante M_v se puede calcular de manera conservadora con la ecuación (22.6.9.7). Esta expresión se basa en la suposi-

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN

donde ϕ tiene el valor para elementos controlados por tracción. No obstante, M_v no debe tomarse mayor que el menor de a), b) y c).

a) El 30 % de M_u en cada franja de columna de la losa.

b) La variación de M_u en la franja de columna en la longitud l_v .

M_u cómo se define en 22.6.9.6.

22.6.9.8 La sección crítica de la losa para cortante debe ser perpendicular al plano de la losa y debe atravesar cada brazo de la cabeza de cortante a una distancia de $(3/4)[l_v - (c_1/2)]$ de la cara de la columna. La sección crítica debe localizarse de tal forma que su perímetro b_0 sea mínimo, pero no necesita estar más cerca de $d/2$ de los bordes de la columna que lo soporta.

COMENTARIO

ción que el máximo cortante en la cara de la columna se desprecia, y que ϕV_c es aproximadamente la mitad de la fuerza cortante mayorada V_u , lo cual es consistente con la suposición utilizada en la deducción de la ecuación (22.6.9.6).

R22.6.9.8 Resultados de ensayos (Corley and Hawkins 1968) indican que las losas con cabezas de cortante en las cuales la capacidad de flexión de los brazos de cortante se alcanzó antes de la falla a cortante de la losa, fallan en una sección crítica ubicada en el extremo de la cabeza de cortante, con una tensión cortante menor que $\sqrt{f'_c}/3$. Para cabezas de cortante en las cuales la capacidad de flexión de los brazos de la cabeza de cortante no se alcanzó antes de la falla a cortante de la losa, se aumentó la resistencia a cortante hasta aproximadamente el equivalente de $\sqrt{f'_c}/3$. Los datos limitados de ensayos que se tienen sugieren que es deseable hacer un diseño conservador. Por consiguiente, la resistencia al cortante se calcula como $\sqrt{f'_c}/3$ en una sección crítica supuesta, localizada adentro del extremo de la cabeza de cortante.

La sección crítica se considera a través de los brazos de la cabeza de cortante a tres cuartos de la distancia$[l_v - (c_1/2)]$ de la cara de la columna hacia el extremo de la cabeza de cortante. Sin embargo, esta sección crítica supuesta no necesita tomarse más cerca de $d/2$ de la columna. Véase la Figura R22.6.9.8.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN **COMENTARIO**

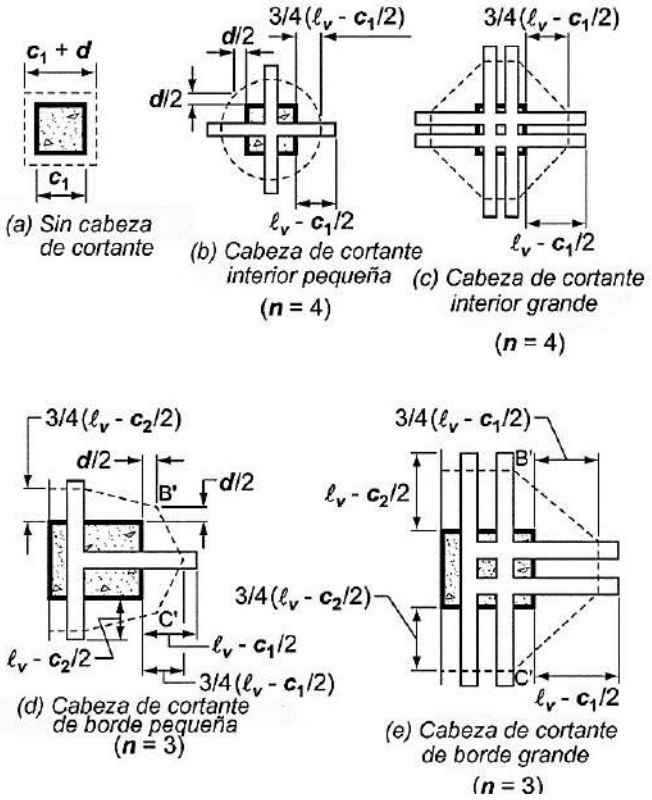


Figura R22.6.9.8 *— Localización de la sección crítica definida en 22.6.9.8.*

22.6.9.9 Cuando una abertura está localizada dentro de la franja de la columna o a menos de **10*h*** de una columna en losas con cabeza de cortante, la parte inefectiva de b_0 debe ser la mitad de la definida en 22.6.4.3.

22.6.9.10 La tensión a cortante mayorado debido a cargas verticales no debe ser mayor que $\phi\sqrt{f'_c}/3$ en la sección crítica definida en 22.6.9.8 y no se debe considerar mayor que $\phi\ 0{,}58\sqrt{f'_c}$ en la sección crítica más cercana a la columna definida en 22.6.4.1 a).

R22.6.9.10 Si uno o ambos límites de la tensión a cortante de estos requisitos son excedidos, la sección de la losa es inadecuada para el cortante mayorado. Cuando la tensión cortante mayorado en la sección crítica definida en 22.6.4.1(a) excede $\phi\ 0{,}58\sqrt{f'_c}$, se requiere aumentar la altura efectiva de la losa o f'_c . Cuando la tensión a cortante mayorado en la sección crítica definida en 22.6.9.8 excede de $\phi\sqrt{f'_c}/3$, se requiere aumentar la resistencia a cortante de la losa, aumentando la altura efectiva de la losa, f'_c , o la longitud de la cabeza de cortante.

22.6.9.11 Cuando se considera transferencia de momentos, la cabeza de cortante debe tener el anclaje adecuado para transmitir M_p a la columna.

R22.6.9.11 Ensayos (Hawkins and Corley 1974) indican que las secciones críticas definidas en 22.6.4.1 a) y 22.6.4.4 son apropiadas para el cálculo de las tensiones cortantes causados por transferencia de momentos aun cuando se empleen cabezas de cortante. Así, aunque las sec-

Documento

ESPECIFICACIÓN

COMENTARIO

ciones críticas para cortante directo y para cortante debido a transferencia de momento difieran, coinciden o son muy parecidas en las esquinas de la columna donde se inician las fallas. Puesto que una cabeza de cortante atrae la mayor parte del cortante, es conservador tomar la tensión máxima de cortante como la suma de las dos componentes (ambos, cortante directo y cortante debido a la transferencia de momento).

Este requisito exige que el momento M_p sea transferido a la columna en conexiones con cabezas de cortante que transfieren momento. Esto puede hacerse por medio de aplastamiento dentro de la columna o por medio de anclaje mecánico.

22.6.9.12 Cuando se considera la transferencia de momentos, la suma de las tensiones cortantes mayorados debido a la acción de la carga vertical sobre la sección crítica definida en 22.6.9.8 y las tensiones cortantes que resultan del momento mayorado transferido por excentricidad de cortante alrededor del baricentro de la sección crítica más cercana a la columna definida en 22.6.4.1(a) no debe exceder de $\phi \lambda \sqrt{f'_c}/3$.

22.7 RESISTENCIA A TORSIÓN

R22.7 RESISTENCIA A TORSIÓN

El diseño para torsión en este artículo está basado en la analogía de una celosía espacial para un tubo de pared delgada. Una viga sometida a torsión se idealiza como un tubo de pared delgada en el que se desprecia el núcleo de hormigón de la sección transversal de la viga sólida, tal como se muestra en la Figura R22.7(a). Una vez que la viga de hormigón armado se ha fisurado en torsión, su resistencia torsional es provista básicamente por estribos cerrados y barras longitudinales ubicados cerca de la superficie del elemento. En la analogía del tubo de pared delgada se supone que la resistencia es proporcionada por la capa exterior de la sección transversal centrada aproximadamente en los estribos cerrados. Tanto las secciones sólidas como las huecas se idealizan como tubos de pared delgada tanto antes como después de la fisuración.

En un tubo cerrado de pared delgada, el producto de la tensión cortante τ debido a torsión y del espesor de la pared t en cualquier punto del perímetro se conoce como flujo de cortante, $q = \tau t$. El flujo de cortante q debido a la torsión actúa se-

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN **COMENTARIO**

gún se muestra en la Figura R22.7(a) y es constante en todos los puntos alrededor del perímetro. La trayectoria a lo largo de la cual actúa se extiende alrededor del tubo en la mitad del espesor de la pared. En cualquier punto a lo largo del perímetro del tubo, la tensión cortante debido a la torsión es $\tau = T/(2A_0 t)$, donde A_0 es el área total encerrada por la trayectoria del flujo de cortante, mostrada achurada en la Figura R22.7(b), y t es el espesor de la pared en el punto en que se está calculando τ . En un elemento hueco con paredes continuas, A_0 incluye el área del hueco.

La contribución del hormigón a la resistencia a torsión se ignora, de modo que no existe una reducción de la contribución del hormigón a la resistencia a cortante en los casos de torsión y cortante, combinados. El procedimiento de diseño se deriva y compara con resultados de ensayos en MacGregor and Ghoneim (1995) y Hsu (1997).

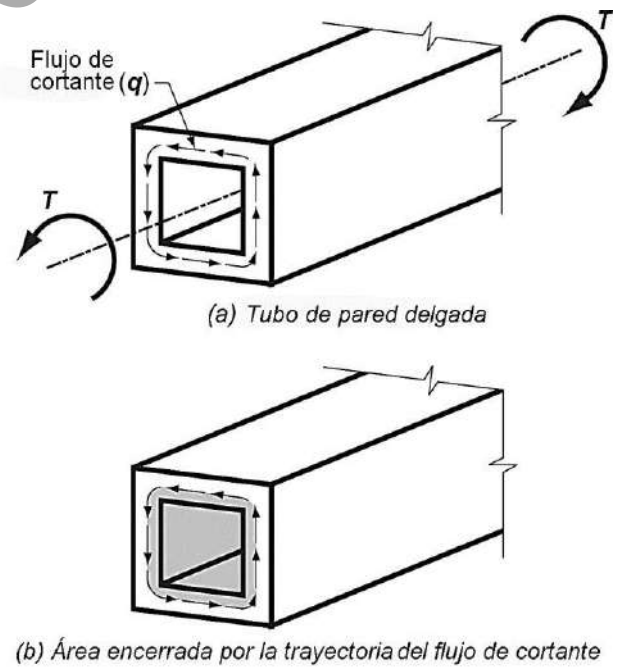


Figura R22.7 *— (a) Tubo de pared delgada, y (b) área encerrada por la trayectoria del flujo de cortante.*

22.7.1 Generalidades

22.7.1.1 Los requisitos de este artículo se aplican a los elementos cuando $T_u \geq \phi T_{th}$, donde ϕ se encuentra definido en el Capítulo 21 y el umbral de torsión, T_{th} , se encuentra definido en 22.7.4. Cuando $T_u < \phi T_{th}$, se permite despreciar los efectos de la torsión.

R22.7.1 Generalidades

R22.7.1.1 Los momentos a torsión que no exceden el umbral de torsión, T_{th} , no causarán una reducción estructuralmente significativa en la resistencia a flexión y a cortante y pueden ser ignorados.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN

22.7.1.2 La resistencia nominal a torsión debe calcularse de acuerdo con 22.7.6.

22.7.1.3 Para calcular T_{th} y T_{cr} , λ debe determinarse de acuerdo con 19.2.4.

22.7.2 Límites a la resistencia de los materiales

22.7.2.1 Los valores de $\sqrt{f'_c}$ usados para calcular T_{th} y T_{cr} no deben exceder *8,3* MPa.

22.7.2.2 Los valores de f_y y f_{yt} usados en el diseño de la armadura transversal y longitudinal para torsión no deben exceder los límites establecidos en 20.2.2.4.

22.7.3 Momento torsional mayorado

22.7.3.1 Si $T_u \geq \phi T_{cr}$ y se requiere de T_u para mantener el equilibrio, el elemento debe diseñarse para resistir T_u .

22.7.3.2 En una estructura estáticamente indeterminada, donde $T_u \geq \phi T_{th}$ y la reducción de T_u en un elemento puede ocurrir debido a la redistribución de fuerzas internas después de la fisuración por torsión, se permite reducir T_u al valore de ϕT_{cr} , donde la fisuración por torsión, T_{cr} , se encuentra definida en 22.7.5.

22.7.3.3 Cuando T_u se redistribuye de acuerdo con 22.7.3.2, los momentos y cortantes mayorados usados para el diseño de los elementos adyacentes deben estar en equilibrio con la torsión reducida.

COMENTARIO

R22.7.2 Límites a la resistencia de los materiales

Debido a la falta de información proveniente de ensayos y de experiencias prácticas con hormigones con resistencias a compresión mayores a 70 MPa, el Norma impuso un valor máximo de *8,3* MPa a $\sqrt{f'_c}$ en los cálculos de resistencia a torsión.

R22.7.2.2 El limitar los valores de f_y y f_{yt} usados para diseño de armadura para torsión a 420 MPa proporciona un control sobre el ancho de la fisura diagonal.

R22.7.3 Momento torsional mayorado

En el diseño a torsión de estructuras de hormigón armado se pueden identificar dos condiciones (Collins and Lampert 1973; Hsu and Burton 1974):

a) Los momentos torsionales no pueden ser reducidos por redistribución de las fuerzas internas (22.7.3.1). Esto se identifica como torsión de equilibrio, dado que el momento torsional se requiere para el equilibrio de la estructura. Para esta condición, ilustrada en la Figura R22.7.3(a), debe colocarse armadura a torsión para resistir todo el torque de diseño.

b) El momento torsional puede ser reducido debido a redistribución de las fuerzas internas después de la fisuración (22.7.3.2) si la torsión proviene del giro del elemento necesario para mantener la compatibilidad de deformaciones. Este tipo de torsión se identifica como torsión de compatibilidad.

Para esta condición, ilustrada en la Figura R22.7.3(b), la rigidez torsional antes de la fisuración corresponde a la de la sección no fisurada de acuerdo con la teoría de Saint Venant. En el momento de la fisuración torsional, sin embargo, se produce un gran giro bajo un torque esencialmente constante, lo que genera una gran redistribución de fuerzas en la estructura (Collins and Lampert 1973; Hsu and Burton 1974). El torque de fisuración bajo una combinación de cortante, momento y torsión corresponde a una tensión

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN **COMENTARIO**

principal de tracción ligeramente inferior al valor de $\lambda\sqrt{f'_c}/3$ utilizado en R22.7.5.

Cuando el momento torsional excede el torque de fisuración (22.7.3.2), se puede suponer que se ha producido un momento torsional mayorado máximo igual al torque de fisuración en las secciones críticas cerca de las caras de los apoyos. Este límite ha sido establecido para controlar el ancho de las fisuras de torsión.

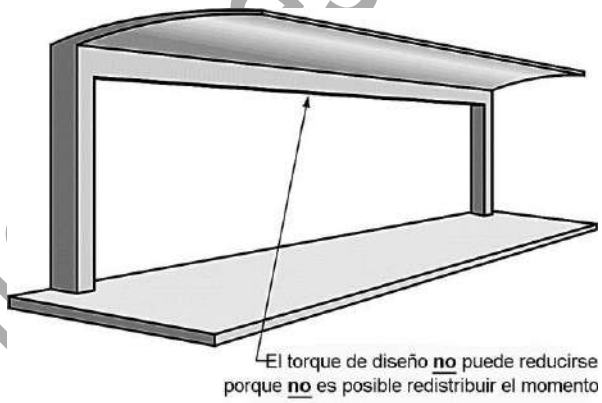


Figura R22.7.3(a) *— El torque de diseño no puede ser reducido (22.7.3.1).*

La Artículo 22.7.3.2 se aplica a condiciones regulares y típicas de estructuración. En soluciones estructurales que imponen rotaciones torsionales significativas dentro de una longitud limitada del elemento, como grandes torsiones ubicadas cerca de una columna rígida, o una columna que rota en direcciones inversas debido a otras cargas, es recomendable realizar un análisis más detallado.

Cuando el momento torsional mayorado obtenido a partir de un análisis elástico basado en las propiedades de la sección no fisurada se encuentra entre los valores entre ϕT_{th} y ϕT_{cr} , la armadura por torsión debe diseñarse para resistir los momentos torsionales calculados.

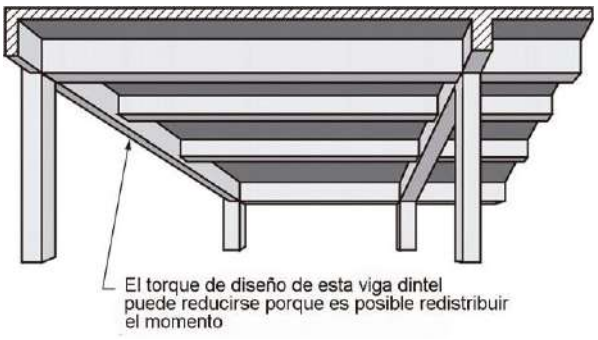


Figura R22.7.3(b) *— El torque de diseño puede ser reducido (22.7.3.2).*

Documento de estudio

ESPECIFICACIÓN

22.7.4 Umbral de torsión

22.7.4.1 El umbral de torsión, T_{th} , debe calcularse de acuerdo con la Tabla 22.7.4.1(a) para las secciones transversales sólidas y con la Tabla 22.7.4.1(b) para las secciones transversales huecas, donde N_u es positivo para compresión y negativo para tensión.

Tabla 22.7.4.1(a) — Umbral de torsión para secciones transversales sólidas

Tipo de elemento	T_{th}	
Elementos no pretensados:	$\frac{\lambda\sqrt{f'_c}}{12}\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}}$	(a)
Elementos pretensados:	$\frac{\lambda\sqrt{f'_c}}{12}\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}}\sqrt{1+\frac{3{,}0\,f_{pc}}{\lambda\sqrt{f'_c}}}$	(b)
Elementos no pretensados sometidos a tracción axial:	$\frac{\lambda\sqrt{f'_c}}{12}\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}}\sqrt{1+\frac{3{,}0\,N_u}{A_g\,\lambda\sqrt{f'_c}}}$	(c)

Tabla 22.7.4.1(b) — Umbral de torsión para secciones transversales huecas

Tipo de elemento	T_{th}	
Elementos no pretensados:	$\frac{\lambda\sqrt{f'_c}}{12}\frac{A_g^2}{p_{cp}}$	(a)
Elementos pretensados:	$\frac{\lambda\sqrt{f'_c}}{12}\frac{A_g^2}{p_{cp}}\sqrt{1+\frac{3{,}0\,f_{pc}}{\lambda\sqrt{f'_c}}}$	(b)
Elementos no pretensados sometidos a tracción axial:	$\frac{\lambda\sqrt{f'_c}}{12}\frac{A_g^2}{p_{cp}}\sqrt{1+\frac{3{,}0\,N_u}{A_g\,\lambda\sqrt{f'_c}}}$	(c)

22.7.5 Torsión de fisuración

22.7.5.1 La torsión de fisuración, T_{cr} , debe calcularse de acuerdo con la Tabla 22.7.5.1 para secciones sólidas y secciones transversales huecas, donde N_u es positivo para compresión y negativo para tensión.

COMENTARIO

R22.7.4 Umbral de torsión

El umbral de torsión se define como un cuarto del torque de fisuración, T_{cr} . Para secciones sólidas, la interacción entre la torsión de fisuración y el cortante por fisuración inclinada es aproximadamente circular o elíptica. Para una relación de este tipo, un umbral de momento torsional de T_{th} , como se usa en 22.7.4.1, corresponde a una reducción de menos del 5 % en el cortante por fisuración inclinada, que se considera despreciable.

Para torsión, una sección hueca se define como aquella que posee uno o más vacíos longitudinales, como una viga cajón de celda simple o múltiple. Los vacíos longitudinales pequeños, como ductos de pos-tesado no inyectados que resultan con una relación $A_g/A_{cp} \geq 0{,}95$, pueden ser ignorados al calcular T_{th} . La interacción entre la fisuración por torsión y la fisuración por cortante para las secciones huecas se supone que varía desde una relación elíptica para los elementos con vacíos pequeños hasta una relación lineal para las secciones de muros delgados con grandes vacíos.

Para una interacción lineal, un torque de T_{th} provoca una reducción en el cortante por fisuración inclinada de alrededor del 25 %, que se estimó excesiva. Por lo tanto, las expresiones para T_{th} para las secciones fueron multiplicadas por el factor $(A_g/A_{cp})^2$. Ensayos de vigas sólidas y huecas (Hsu 1968) indican que el torque de fisuración de una sección hueca es aproximadamente (A_g/A_{cp}) veces el torque de fisuración de una sección sólida con las mismas dimensiones externas.

El multiplicador adicional de (A_g/A_{cp}) refleja la transición desde la interacción circular entre las cargas de fisuración inclinada por cortante y las cargas de fisuración inclinada por torsión para los elementos sólidos, hasta la interacción aproximadamente lineal para el caso de las secciones huecas de pared delgada.

R22.7.5 Torsión de fisuración

El momento de fisuración bajo torsión pura, T_{cr} , se deriva de reemplazar la sección real por un tubo de pared delgada equivalente con un espesor de pared, t , antes de la fisuración de $0{,}75\,A_{cp}/p_{cp}$ y un área encerrada por el eje de la

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN

Tabla 22.7.5.1 — Torsión de fisuración

Tipo de elemento	T_{cr}	
Elementos no pretensados:	$\frac{\lambda\sqrt{f'_c}}{3}\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}}$	(a)
Elementos pretensados:	$\frac{\lambda\sqrt{f'_c}}{3}\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}}\sqrt{1+\frac{3{,}0\,f_{pc}}{\lambda\sqrt{f'_c}}}$	(b)
Elementos no pretensados sometidos a tracción axial:	$\frac{\lambda\sqrt{f'_c}}{3}\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}}\sqrt{1+\frac{3{,}0\,N_u}{A_g\,\lambda\sqrt{f'_c}}}$	(c)

22.7.6 Resistencia a torsión

COMENTARIO

pared, A_0 , igual a $2A_{cp}/3$. Se supone que la fisuración se produce cuando la tensión principal de tracción alcanza el valor $\lambda\sqrt{f'_c}/3$. La tensión en la fisuración $\lambda\sqrt{f'_c}/3$ se ha tomado intencionalmente como una frontera inferior. En una viga no pretensada, resistiendo solamente torsión, la tensión principal de tracción es igual a la tensión cortante por torsión, $\tau = T/(2A_0\,t)$. Así, la fisuración se produce cuando τ alcanza el valor de $\lambda\sqrt{f'_c}/3$, dejando el torque de fisuración T_{cr} cómo está definido en la expresión (a) de la Tabla 22.7.5.1.

En elementos pretensados, la carga de fisuración por torsión se incrementa por el pretensado dado en la expresión (b) de la Tabla 22.7.5.1. Un análisis usando el círculo de Mohr basado en las tensiones promedio, muestra que el torque requerido para producir una tensión principal de tracción igual a $\lambda\sqrt{f'_c}/3$ es $\sqrt{1+3{,}0\,f_{pc}/\lambda\sqrt{f'_c}}$ veces el torque correspondiente a una viga no pretensada. Se hizo una modificación similar en el literal (c) de la Tabla 22.7.5.1 para elementos sometidos a carga axial y torsión.

Cuando el momento torsional excede ϕT_{cr} en una estructura estáticamente indeterminada, se puede suponer que se ha producido un momento torsional mayorado máximo igual a ϕT_{cr} en las secciones críticas cerca de las caras de los apoyos. Este límite ha sido establecido para controlar el ancho de las fisuras por torsión. El reemplazo de A_{cp} por A_g cómo se hace en los cálculos de T_{th} para las secciones huecas en 22.7.4.1 no es aplicable aquí. Así, el torque después de la redistribución es mayor y, en consecuencia, más conservador.

R22.7.6 Resistencia a torsión

La resistencia a torsión ϕT_n de diseño debe ser igual o mayor que la torsión T_u debida a las cargas mayoradas. Para el cálculo de T_n , se supone que todo el torque es resistido por los estribos y el acero longitudinal sin contribución del hormigón a la resistencia a torsión. Al mismo tiempo, la resistencia nominal a cortante del hormigón, V_c , se supone que no cambia por la presencia de torsión.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN

22.7.6.1 Para elementos pretensados y no pretensados, T_n debe ser el menor de:

a) $$T_n = \frac{2 A_0 A_t f_{yt}}{s} \cot\theta \qquad (22.7.6.1a)$$

b) $$T_n = \frac{2 A_0 A_l f_y}{p_h} \tan\theta \qquad (22.7.6.1b)$$

donde A_0 debe determinarse por análisis y θ no debe tomarse menor a 30 º ni mayor que 60 º. A_t es el área de una rama de estribo cerrado que resiste torsión; A_l es el área de armadura longitudinal que resiste torsión, y p_h es el perímetro del estribo cerrado colocado más afuera en la sección.

COMENTARIO

R22.7.6.1 La ecuación (22.7.6.1a) está basada en la analogía de la celosía espacial mostrada en la Figura R22.7.6.1(a) con diagonales de compresión a un ángulo θ, suponiendo que el hormigón no soporta tracción y que la armadura fluye. Después del desarrollo de la fisuración por torsión, la resistencia torsional proviene principalmente de los estribos cerrados, la armadura longitudinal y las diagonales de compresión. El hormigón fuera de estos estribos es relativamente inefectivo. Por esta razón A_0, el área encerrada por la trayectoria del flujo de cortante alrededor del perímetro del tubo, se define después de la fisuración en términos de A_{0h}, el área encerrada por el eje de la armadura transversal exterior para torsión.

El flujo de cortante q en las paredes del tubo, discutido en el R22.7, puede ser descompuesto en las fuerzas de cortante V_1 a V_4 que actúan en los lados individuales del tubo o celosía espacial, como se muestra en la Figura R22.7.6.1(a).

Tal como lo muestra la Figura R22.7.6.1(b), en una pared dada del tubo, el flujo de cortante V_i es resistido por una componente de compresión diagonal, $D_i = V_i / \sin\theta$, en el hormigón. Se necesita de una fuerza axial de tracción, $N_i = V_i \cot\theta$ en la armadura longitudinal para completar la descomposición de V_i.

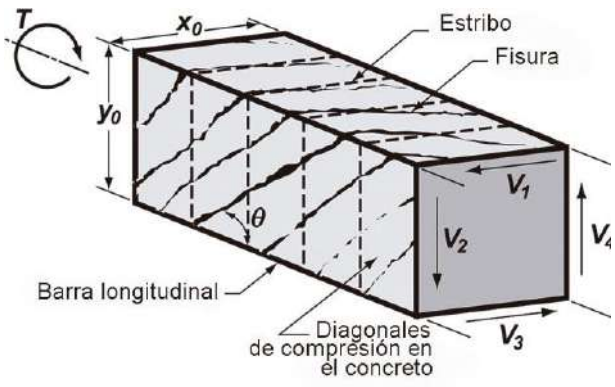


Figura R22.7.6.1(a) *— Analogía de la celosía espacial.*

Debido a que el flujo de cortante causado por torsión es constante en todos los puntos a lo largo del perímetro, las resultantes de D_i y N_i actúan a media altura del lado i. Como resultado, se puede suponer que la mitad de N_i es resistida por cada cuerda superior e inferior, como se muestra. Debe colocarse una armadura longitudinal con una capacidad $A_l f_y$ para resistir la suma de las

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN | **COMENTARIO**

fuerzas, N_i , $\sum N_i$, actuando en todas las paredes del tubo.

En la deducción de la ecuación (22.7.6.1b), las fuerzas axiales de tracción se suman a lo largo de los lados del área A_0 . Estos lados forman un perímetro, p_0 , aproximadamente igual a la longitud de la línea que une los centros de las barras

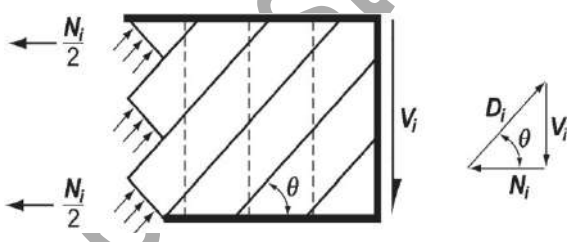


Figura R22.7.6.1(b) *— Descomposición de la fuerza cortante V_i en una fuerza de compresión D_i y una fuerza de tracción axial N_i en una de las paredes del tubo.*

en las esquinas del tubo. Por facilidad de cálculo, esto ha sido reemplazado por el perímetro de los estribos cerrados, p_h .

22.7.6.1.1. En las ecuaciones (22.7.6.1a) y (22.7.6.1b), se permite tomar $A_0 = 0{,}85\,A_{0h}$

R22.7.6.1.1 El área A_{0h} se muestra en la Figura R22.7.6.1.1 para diferentes secciones transversales. En secciones en forma de I, T, o L, A_{0h} se toma como el área encerrada por las ramas más externas de los estribos entrecruzados.

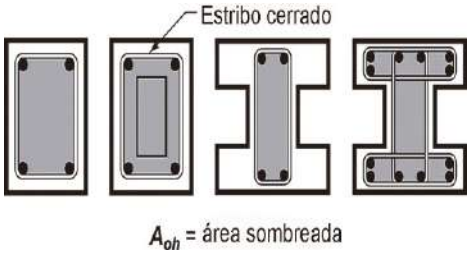


Figura R22.7.6.1.1 *— Definición de A_{0h}.*

22.7.6.1.2. En las ecuaciones (22.7.6.1a) y (22.7.6.1b), se permite tomar θ igual a a) o b):

a) 45 º en elementos no pretensados o elementos con $A_{ps}\ f_{se} < 0{,}4\,(A_{ps}\ f_{pu} + A_s\ f_y)$

b) 37,5 º para elementos pretensados con $A_{os}\ f_{se} \geq 0{,}4\,(A_{os}\ f_{pu} + A_s\ f_y)$

R22.7.6.1.2 El ángulo θ puede ser obtenido por análisis (Hsu 1990) o puede tomarse igual a los valores dados en 22.7.6.1.2(a) o (b). El mismo valor de θ debe ser usado tanto en la ecuación (22.7.6.1a) como en la ecuación (22.7.6.1b). A medida que θ disminuye, la cantidad de estribos requerida por la ecuación (22.7.6.1a) disminuye. Al mismo tiempo la cantidad de acero longitudinal requerido por la ecuación (22.7.6.1b) aumenta.

22.7.7 Límites para secciones transversales

R22.7.7 Límites para secciones transversales

22.7.7.1 Las dimensiones de la sección transversal deben ser tales que se cumpla a) o b):

a) en secciones sólidas:

R22.7.7.1 El tamaño de una sección transversal se limita por dos razones, primero para reducir la fisuración imperceptible, y segundo para prevenir

Documento de estudio

ESPECIFICACIÓN

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w\, d}\right)^2 + \left(\frac{T_u\, p_h}{1{,}7\, A_{0h}^2}\right)^2} \le \phi \left(\frac{V_c}{b_w\, d} + \frac{2}{3}\sqrt{f_c'}\right) \quad (22.7.7.1a)$$

b) en secciones huecas:

$$\left(\frac{V_u}{b_w\, d}\right) + \left(\frac{T_u\, p_h}{1{,}7\, A_{0h}^2}\right) \le \phi \left(\frac{V_c}{b_w\, d} + \frac{2}{3}\sqrt{f_c'}\right) \quad (22.7.7.1b)$$

COMENTARIO

el aplastamiento de la superficie de hormigón debido al tensión inclinado de compresión producido por el cortante y la torsión.

En las ecuaciones (22.7.7.1a) y (22.7.7.1b), los dos términos en el lado izquierdo corresponden a las tensiones cortantes debidos a cortante y a torsión. La suma de estas dos tensiones no puede ser mayor que la tensión que produce la fisuración por cortante más $\boldsymbol{2\sqrt{f_c'}/3}$, similar a la resistencia límite dada en 22.5.1.2 para cortante sin torsión. El límite está expresado en términos de $\boldsymbol{V_c}$ para permitir su uso para hormigón pretensado y no pretensado. Fue deducido inicialmente sobre la base del control de fisuración. No es necesario verificar el aplastamiento del alma dado que se produce con tensiones cortantes mayores.

En una sección hueca, las tensiones cortantes debidos a cortante y a torsión se producen ambos en las paredes del cajón como se muestra en la Figura 22.7.7.1(a), y por lo tanto se pueden sumar directamente en el punto A, como se hace en la ecuación (22.7.7.1b). En una sección sólida las tensiones cortantes debidos a torsión actúan en la sección "tubular" exterior, mientras que las tensiones cortantes debidos a $\boldsymbol{V_u}$ se reparten a través del ancho de la sección como se muestra en la Figura R22.7.7.1(b). Por esta razón las tensiones se combinan en la ecuación (22.7.7.1a)

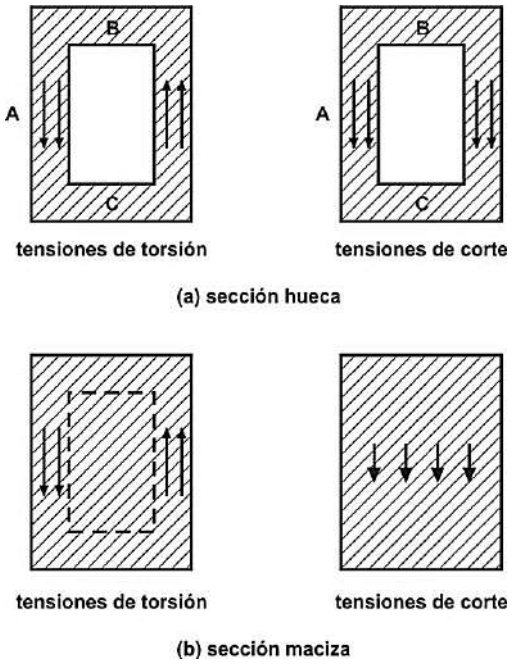


Figura R22.7.7.1 *Adición de las tensiones cortantes y torsionales.*

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
	usando la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados en vez de la suma directa.
22.7.7.1.1. Para elementos pretensados, no hay necesidad de tomar el valor de ***d*** usado en 22.7.7.1 menor que **0.8*h*** .	**R22.7.7.1.1** — A pesar de que el valor de ***d*** puede variar a lo largo de la luz en una viga pretensada, estudios (MacGregor and Hanson 1969) han indicado que, para elementos de hormigón pretensados, no hay necesidad de tomar ***d*** menor de **0,8*h*** . Las vigas estudiadas tenían armadura pretensado recto o barras de armadura en la parte inferior de la sección y estribos que abrazaban la armadura longitudinal.
22.7.7.1.2. Si el espesor de la pared varía a lo largo del perímetro de una sección hueca, la ecuación (22.7.7.1b) debe ser evaluada en la ubicación en donde el término: $\left(\frac{V_u}{b_w\, d}\right)+\left(\frac{T_u\, p_h}{1{,}7\ A_{0h}^2}\right)$ sea máximo.	**R22.7.7.1.2** Generalmente, la máxima tensión torsional ocurre en la pared en la cual las tensiones cortantes y de torsión son aditivos [Punto A en la Figura R22.7.7.1(a)]. Si las alas superior o inferior son más delgadas que las almas, puede ser necesario evaluar la ecuación (22.7.7.1b) en los puntos B y C de la Figura R22.7.7.1(a). En estos puntos, las tensiones debidas al cortante son normalmente despreciables.
22.7.7.2 Para secciones huecas donde el espesor de la pared es menor que A_{0h}/p_h , el término $\left(T_u\, p_h/1{,}7\, A_{0h}^2\right)$ en la ecuación (22.7.7.1b) debe ser tomado como $\left(T_u\, p_h/1{,}7\, A_{0h}\, t\right)$, donde ***t*** es el espesor de la pared de la sección hueca en la ubicación donde se están verificando las tensiones.	
22.8 APLASTAMIENTO.	**R22.8 APLASTAMIENTO.**
22.8.1 Generalidades	**R22.8.1 Generalidades**
22.8.1.1 El artículo 22.8 debe aplicarse al cálculo de las tensiones de aplastamiento en elementos de hormigón.	(*Sin comentario*)
22.8.1.2 Los requisitos para aplastamiento en 22.8 no aplican a las zonas de anclajes de pos-tesado o modelos biela-tirante.	**R22.8.1.2** Debido a que las zonas de anclaje postesadas en general se diseñan de acuerdo con 25.9, las disposiciones en 22.8 para resistencia al aplastamiento no son aplicables.
22.8.2 Resistencia requerida	**R22.8.2 Resistencia requerida**
22.8.2.1 La fuerza mayorada de compresión transferida a través de aplastamiento debe calcularse de acuerdo con las combinaciones de mayoración de carga definidas en el Capítulo 5 y los procedimientos de análisis del Capítulo 6.	(*Sin comentario*)
22.8.3 Resistencia de diseño	**R22.8.3 Resistencia de diseño**
22.8.3.1 La Resistencia de diseño al aplastamiento debe cumplir con:	(*Sin comentario*)

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN

$$\phi B_n \geq B_u \qquad (22.8.3.1)$$

para cada combinación de mayoración de carga aplicable.

22.8.3.2 La Resistencia nominal al aplastamiento, B_n , debe calcularse de acuerdo con la Tabla 22.8.3.2, donde A_1 corresponde a la zona cargada y A_2 es el área de la base inferior de mayor tronco de pirámide, cono, o cuñas contenida totalmente dentro del apoyo y que tiene su base superior igual al área cargada. Los lados de la pirámide, cono o cuña deben tener una inclinación de 1 vertical a 2 horizontal.

Tabla 22.8.3.2 — Resistencia nominal al aplastamiento

Condiciones geométricas relativas	B_n		
La superficie de apoyo es más ancha en todos los lados que el área cargada	Menor de:	$0{,}85 f_c' A_1 \sqrt{A_2/A_1}$	(a)
		$2\,(0{,}85 f_c' A_1)$	(b)
Otros	$0{,}85 f_c' A_1$		(c)

COMENTARIO

R22.8.3.2 La tensión por aplastamiento permisible de $0{,}85 f_c'$ está basado en los resultados de ensayos que se describen en Hawkins (1968). Cuando el área de apoyo sea más ancha en todos sus lados que el área cargada, el hormigón circundante confina el área de apoyo, lo que da como resultado un aumento en la resistencia al aplastamiento. Este artículo no proporciona una altura mínima para un elemento de apoyo, la cual muy probablemente estará controlada por requisitos para punzonamiento de 22.6.

A_1 constituye el área cargada, pero no debe ser mayor que la platina de apoyo o que el área de la sección transversal de apoyo.

Cuando la parte superior del apoyo este inclinada o escalonada se pueden obtener ventajas del hecho de que el elemento de apoyo es mayor que el área cargada, siempre que dicho elemento no se incline en un ángulo demasiado grande. La Figura R22.8.3.2 ilustra la aplicación de un tronco de pirámide para encontrar A_2 en un apoyo donde se transfiere carga vertical.

Se debe proveer una resistencia al aplastamiento adecuada en los casos en los cuales la fuerza de compresión que se transfiere actúa en una dirección que no es normal a la superficie de apoyo. Para esos casos, este artículo aplica para la componente normal y la componente tangencial debe ser transferida por otros métodos, tales como tornillos de anclaje o pernos.

El tronco de pirámide no debe confundirse con la trayectoria en la que se distribuye una carga que baja a través del área de apoyo. Dicha trayectoria de carga tiene lados más inclinados. Sin embargo, el tronco de pirámide descrito tiene poca pendiente en las caras laterales para asegurar que existe hormigón adosado rodeando la zona de altos tensiones en el área de aplastamiento.

Cuando ocurren fuerzas de tracción en el plano del apoyo, puede ser deseable reducir la tensión permisible al aplastamiento, o proporcionar armadura de confinamiento, o ambos. En *PCI Design Handbook* se dan pautas para hormigón pretensado y prefabricado (PCI MNL 120).

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN **COMENTARIO**

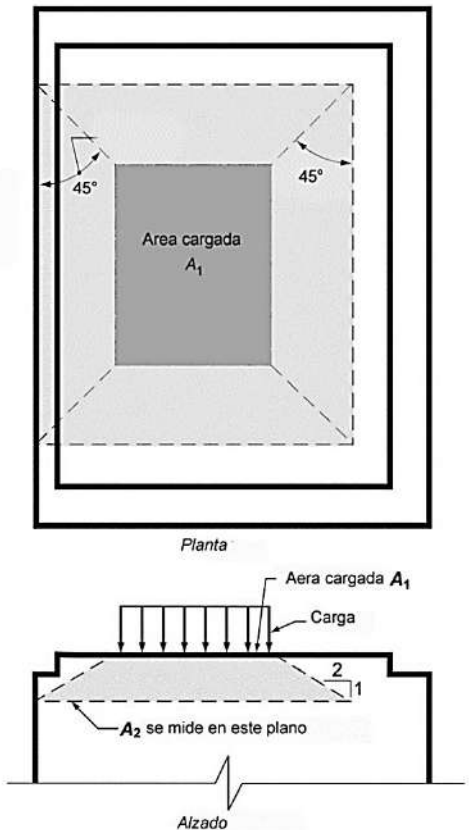


Figura R22.8.3.2 — *Aplicación de la pirámide para determinar en apoyos escalonados o inclinados.*

Documento

22.9 CORTANTE POR FRICCIÓN

22.9.1 Generalidades

22.9.1.1 Este artículo aplica donde sea apropiado considerar transferencia de cortante a través de cualquier plano dado, como puede ser una fisura existente o potencial, una interfaz entre materiales diferentes, o una interfaz entre dos hormigones construidos en tiempos diferentes.

R22.9 CORTANTE POR FRICCIÓN

R22.9.1 Generalidades

R22.9.1.1 El propósito de este artículo es proveer un método de diseño para tener en cuenta posibles fallas por deslizamiento de cortante en un plano. Estas situaciones incluyen un plano formado por una fisura en hormigón monolítico, una interfaz entre hormigón y acero, y una interfaz entre hormigones construidos en tiempos diferentes (Birkeland and Birkeland 1966; Mattock and Hawkins 1972).

A pesar de que el hormigón no fisurado es relativamente resistente bajo cortante directo, siempre existe la posibilidad de que se presente fisuración en una localización desfavorable. El concepto de cortante por fricción supone que esta fisura se va a formar y que la armadura se coloca a través de la fisura para resistir el desplazamiento relativo que se presente en la fisura. Cuando el cortante actúa a lo largo de la fisura, una cara de la fisura se resbala con respecto a la otra. Si las caras de la fisura están rugosas o son irregulares, el resbalamiento induce una separación de sus caras. Al nivel de resistencia nominal, la separación que

ESPECIFICACIÓN | **COMENTARIO**

se presenta es suficiente para que se presente tracción en la armadura que atraviesa la fisura llevándolo hasta su resistencia especificada a la fluencia. La armadura en tracción produce una fuerza de sujeción, $A_{vf} f_y$, como una abrazadera que tiende a presionar las caras de la fisura, con el cortante aplicado siendo resistido por la resistencia al cortante de los resaltes de las caras de la fisura y por efecto de espigo de la armadura que la atraviesa. El uso exitoso de estos requisitos depende de la selección apropiada de la fisura supuesta (PCI MNL 120; Birkeland and Birkeland 1966).

22.9.1.2 El área requerida de armadura para cortante por fricción a través del plano de cortante supuesto, A_{vf} , debe calcularse de acuerdo con 22.9.4. Alternativamente, se pueden utilizar métodos de diseño de transferencia de cortante que resulten en predicciones de la resistencia que estén substancialmente de acuerdo con los resultados de ensayos de amplio alcance.

R22.9.1.2 La relación entre la resistencia al cortante transferido y la armadura a cortante que atraviesa el plano de la fisura puede expresarse de diferentes formas. Las ecuaciones (22.9.4.2) y (22.9.4.3) se basan en el modelo de cortante por fricción y proveen un estimado conservador de la capacidad de transferencia de cortante.

Otras relaciones que den estimados más precisos de la capacidad de transferencia de cortante pueden ser utilizadas bajo los requisitos de este artículo. En el PCI Design Handbook (PCI MNL 120), Mattock et al. (1976b), and Mattock (1974) se presentan ejemplos de estos procedimientos.

22.9.1.3 El valor de f_y usado para calcular V_n por cortante por fricción no debe exceder el límite dado en 20.2.2.4.

22.9.1.4 La preparación de la superficie del plano supuesto en diseño debe especificarse en los documentos de construcción.

R22.9.1.4 Para hormigón colocado contra hormigón endurecido o acero estructural, 26.5.6.1 requiere que el profesional facultado para diseñar especifique la preparación de la superficie en los documentos de construcción.

22.9.2 Resistencia requerida

R22.9.2 Resistencia requerida

22.9.2.1 Las fuerzas mayoradas que se transfieren a través del plano de cortante supuesto deben calcularse de acuerdo con las combinaciones de mayoración de carga definidas en el Capítulo 5 y los procedimientos de análisis dados en el Capítulo 6.

(*Sin comentario*)

22.9.3 Resistencia de diseño

R22.9.3 Resistencia de diseño

22.9.3.1 La resistencia de diseño para el cortante transferido a través del plano supuesto de cortante debe cumplir con:

$$\phi V_n \geq V_u \qquad (22.9.3.1)$$

para cada combinación de mayoración de carga

(*Sin comentario*)

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN | **COMENTARIO**

aplicable.

22.9.4 Resistencia nominal a cortante

22.9.4.1 El valor de V_n que se transfiere a través del plano de cortante supuesto debe calcularse de acuerdo con 22.9.4.2 ó 22.9.4.3. V_n no debe exceder el valor calculado de acuerdo con 22.9.4.4.

22.9.4.2 Si la armadura de cortante por fricción es perpendicular al plano de cortante, la resistencia nominal a cortante a través del plano de cortante supuesto debe calcularse por medio de:

$$V_n = \mu\, A_{vf}\, f_y \qquad (22.9.4.2)$$

Tabla 22.9.4.2 — Coeficientes de fricción, μ.

Estado de la superficie de contacto	μ	
Hormigón construido monolíticamente	1,4 λ	(a)
Hormigón colocado contra hormigón endurecido que está limpio, libre de lechada, e intencionalmente rugoso con una amplitud total de aproximadamente 6 mm	1,0 λ	(b)
Hormigón colocado contra hormigón endurecido que está limpio, libre de lechada, y que no se hizo intencionalmente rugoso	0,6 λ	(c)
Hormigón construido contra acero estructural que está tal como fue laminado, sin pintar, y con el cortante transferido a través de la superficie de contacto por medio de pernos con cabeza o por medio de barras o alambres corrugados soldados.	0,7 λ	(d)

Donde:

λ **= 1,0** para hormigón normal,

λ **= 0,85** para hormigón liviano con arena de peso normal

λ **= 0,75** para hormigón liviano en todos sus componentes.

Para otros casos λ debe ser determinado con base en las dosificaciones volumétricas de los agregados de peso liviano y normal como se especifica en 19.2.4, pero no debe exceder de 0,85.

donde A_{vf} es el área de la armadura que atraviesa el plano de cortante supuesto con el fin de resistir el cortante y μ es el coeficiente de fricción de acuerdo con la Tabla 22.9.4.2.

22.9.4.3 Si la armadura de cortante por fricción está inclinado con respecto al plano de cortante, y la fuerza cortante induce tracción en la armadura de cortante por fricción, la resistencia nominal a cortante transferido a través del plano de cortante supuesto debe calcularse con:

R22.9.4 Resistencia nominal a cortante

(*Sin comentario*)

R22.9.4.2 El área requerida para la armadura de cortante por fricción, A_{vf}, se calcula usando:

$$A_{vf} = \frac{V_u}{\phi f_y\, \mu} \qquad (R22.9.4.2)$$

El límite superior de la resistencia a cortante que se obtiene usando la ecuación (22.9.4.2) está dado en 22.9.4.4.

En el método de cálculo de cortante por fricción se supone que toda la resistencia a cortante se debe a la fricción entre las caras de la fisura. Por lo tanto, se necesita utilizar valores artificialmente altos del coeficiente de fricción en la ecuación de resistencia de cortante por fricción de tal manera que la resistencia a cortante calculada esté razonablemente de acuerdo con los resultados de los ensayos.

Para hormigón colocado contra hormigón endurecido que no se ha hecho rugoso de acuerdo con 22.9.4.2, la resistencia a cortante se debe principalmente al efecto de espigo de la armadura. Resultados de ensayos (Mattock 1977) indican que el valor reducido de μ **= 0,6** λ especificado para este caso es apropiado.

Para hormigón colocado contra acero estructural que está tal como fue laminado, la armadura para transferencia de cortante puede ser de barras de armadura o pernos con cabeza. El diseño de conectores de cortante para acción compuesta del hormigón de la losa y las vigas de acero estructural no está cubierto por estos requisitos. El AISC 360 contiene requisitos de diseño para estos sistemas.

R22.9.4.3 En la Figura R22.9.4.3 se muestra armadura de cortante por fricción inclinado (Mattock 1974), donde α es el ángulo agudo entre la barra y el plano de cortante. La ecuación (22.9.4.3) aplica únicamente cuando la compo-

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN

$$V_n = A_{vf} f_y (\mu \sin\alpha + \cos\alpha) \qquad (22.9.4.3)$$

donde α es el ángulo entre la armadura de cortante por fricción y el plano supuesto de cortante, y μ es el coeficiente de fricción de acuerdo con la Tabla 22.9.4.2.

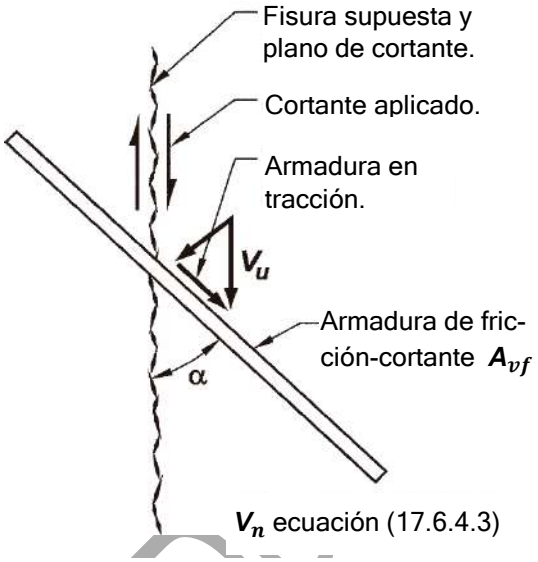


Figura R22.9.4.3(a) *— Tracción en la armadura de cortante por fricción.*

22.9.4.4 El valor de V_n a través del plano de cortante supuesto no debe exceder los límites de la Tabla 22.9.4.4. Cuando se coloque hormigón de diferentes resistencias el uno contra el otro, el menor valor de f'_c debe utilizarse en la Tabla 22.9.4.4.

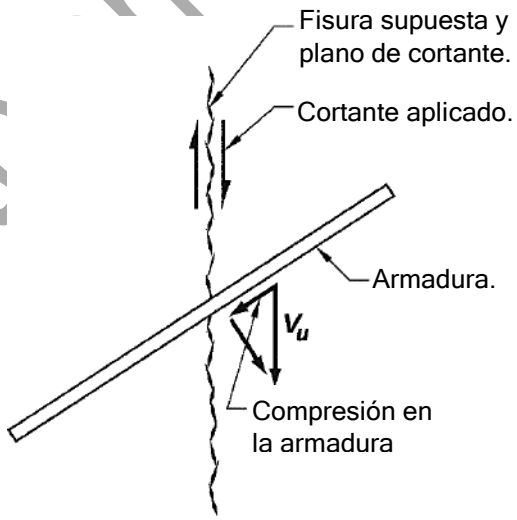
Tabla 22.9.4.4. — V_n máximo a través del plano de cortante supuesto

Condición	Máximo V_n		
Hormigón de peso normal construido monolíticamente o colocado contra hormigón endurecido e intencionalmente rugoso con una amplitud total de 6 mm.	El menor de:	$0{,}2 f'_c A_c$	(a)
		$(3{,}3 + 0{,}08 f'_c) A_c$	(b)
		$11 A_c$	(c)
Otros casos	El menor de:	$0{,}2 f'_c A_c$	(d)
		$5{,}5 A_c$	(e)

COMENTARIO

nente de la fuerza cortante paralela a la armadura produce tracción en la armadura y la componente de la fuerza paralela al plano de cortante resiste parte del cortante, como se muestra en la Figura R22.9.4.3(a).

Si la armadura de cortante por fricción está tan inclinada que la componente de la fuerza cortante paralela a la armadura produce compresión en él, como se muestra en la Figura R22.9.4.3(b), el procedimiento de cortante por fricción no es aplicable ($V_n = 0$).



Fricción-córtate no aplicada.

Figura R22.9.4.3(b) *— Compresión en la armadura de cortante por fricción.*

R22.9.4.4 El límite superior de la resistencia a cortante por fricción es necesario debido a que las ecuaciones (22.9.4.2) y (22.9.4.3) pueden ser no conservadoras en algunos casos (Kahn and Mitchell 2002; Mattock 2001).

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
22.9.4.5 La compresión neta permanente a través del plano de cortante se puede añadir a $A_{vf}\, f_y$, la fuerza en la armadura de cortante por fricción, para calcular el A_{vf} requerido.	**R22.9.4.5** Este requisito se apoya en datos de ensayos (Mattock and Hawkins 1972) y debe ser utilizado para reducir la cantidad de armadura de cortante por fricción requerido solo cuando la fuerza de compresión que actúa a través del plano de cortante es permanente.
22.9.4.6 El área de armadura requerido para resistir la tracción neta mayorada a través del plano supuesto de cortante debe sumarse al área de armadura requerido por cortante por fricción que atraviese el plano de cortante supuesto.	**R22.9.4.6** La tracción a través del plano de cortante puede ser causada por restricción a las deformaciones debida a variación de temperatura, flujo plástico o retracción. Cuando un momento actúa en el plano de cortante, las fuerzas de tracción y compresión están en equilibrio y no cambian la compresión resultante $A_{vf}\, f_y$ que actúa a través del plano de cortante o la resistencia a cortante por fricción. Por lo tanto, no es necesario colocar armadura adicional para resistir las tensiones de tracción causados por la flexión, a menos que la armadura requerido por la tracción causada por la flexión exceda la cantidad de armadura requerido por la transferencia de cortante en la zona de tracción por flexión (Mattock et al. 1975).
22.9.5 Detallado de la armadura para cortante por fricción	**R22.9.5 Detallado de la armadura para cortante por fricción**
22.9.5.1 La armadura que atraviese el plano de cortante para cumplir con 22.9.4 debe anclarse para desarrollar a ambos lados del plano de cortante.	**R22.9.5.1** Si no actúa ningún momento a través del plano de cortante, la armadura debe distribuirse uniformemente a través de éste para minimizar los anchos de fisura. Si un momento actúa a través del plano de cortante, la armadura de transferencia de cortante debe colocarse primordialmente en la zona de tracción por flexión. El anclaje se puede desarrollar por adherencia, por medio de un anclaje mecánico o por medio de espigos roscados en insertos con rosca. Las limitaciones de espacio, muchas veces obliga a usar dispositivos de anclaje mecánico. Para el anclaje de pernos con cabeza en el hormigón, véase el PCI Design Handbook para hormigón prefabricado y pretensado (PCI MNL 120). El anclaje de la armadura para cortante por fricción debe actuar en conjunto con la armadura principal, pues de otra forma una fisura potencial puede producirse y pasar por entre la armadura de cortante por fricción y el cuerpo de hormigón. Este requisito aplica particularmente a pernos con cabeza soldados utilizados en combinación con insertos de acero.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN **COMENTARIO**

CAPÍTULO 23 — MÉTODO DE BIELAS Y TIRANTES

23.1 ALCANCE

23.1.1 Disposición general

Este capítulo se aplica al diseño de elementos de hormigón estructural, o regiones de estos elementos, donde la carga o discontinuidad geométrica provoca una distribución no lineal de la deformación unitaria dentro de la sección transversal.

23.1.2 Elementos estructurales

Cualquier elemento de hormigón estructural, o región de discontinuidad en el elemento, se puede diseñar modelando el elemento o región como una cercha idealizada de acuerdo con los requisitos de este capítulo.

R23.1 ALCANCE

Una discontinuidad en la distribución de tensiones se produce en un cambio de geometría de un elemento estructural o en una carga o reacción concentrada. El principio de Saint Venant señala que los tensiones debidos a cargas axiales y flexión se acercan a una distribución lineal a una distancia aproximadamente igual a la altura total del elemento, ***h*** , lejos de la discontinuidad. Por esta razón, se supone que las discontinuidades se extienden una distancia ***h*** medida desde la sección donde se produce la carga o el cambio de geometría.

Las zonas sombreadas en la Figura R23.1(a) y (b) muestran las discontinuidades geométricas típicas en Regiones-D (Schlaich et al. 1987). La suposición que las secciones planas permanecen planas presentada en 9.2.1 no es aplicable en estas regiones. En general, cualquier parte de un elemento localizada por fuera de una Región-D se denomina una Región-B donde la suposición de secciones planas permaneciendo planas de la teoría de flexión puede ser aplicada. El método de diseño de biela-tirante, como se describe en este capítulo, se basa en la suposición que las Regiones-D pueden analizarse y diseñarse utilizando una cercha hipotética con uniones articuladas compuesta por bielas y tirantes conectados en los nodos.

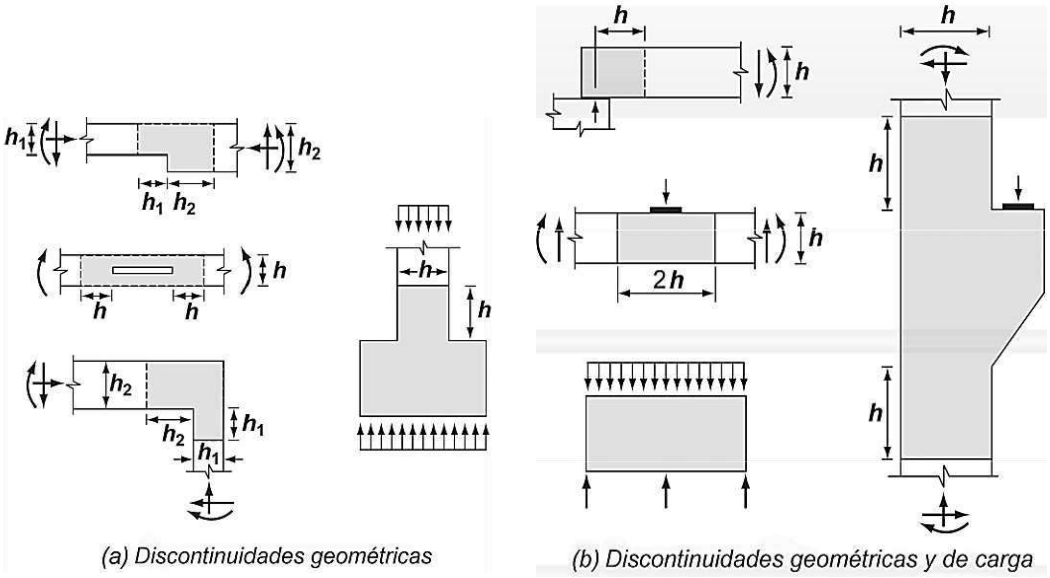


Figura R23.1 *— Regiones-D y discontinuidades.*

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN

23.2 GENERALIDADES

23.2.1 Modelo

El modelo biela-tirante consiste en bielas y tirantes conectados en zonas nodales para formar una cercha idealizada.

COMENTARIO

R23.2 — GENERALIDADES

R23.2.1 Modelo

En la cercha idealizada, las bielas son los elementos de compresión, los tirantes son los elementos a tracción y los nodos son las uniones de la cercha. Los detalles del uso de los modelos biela-tirante se encuentran en Schlaich et al. (1987), Collins and Mitchell (1991), MacGregor (1997), FIP (1999), Menn (1986), Muttoni et al. (1997), y ACI 445R. En las publicaciones ACI SP-208 (Reineck 2002) y ACI SP-273 (Reineck and Novak 2010) se dan ejemplos de diseño de modelos biela-tirante. El proceso de diseño de un modelo biela-tirante para resistir las fuerzas impuestas que actúan sobre y dentro de una Región-D se denomina método de la biela-tirante y consta de los siguientes cuatro pasos:

1) Definir y aislar cada Región-D;

2) Calcular las fuerzas resultantes en las fronteras de cada Región-D;

3) Seleccionar un modelo y calcular las fuerzas resultantes en las bielas y tirantes para transferir estas fuerzas resultantes a través de la Región-D. Los ejes de las bielas y tirantes se seleccionan para que coincidan aproximadamente con los ejes de los campos de compresión y de tracción, respectivamente.

4) Diseñar las bielas, tirantes y zonas nodales de tal manera que tengan resistencia suficiente. Los anchos efectivos de las bielas y zonas nodales se determinan considerando las resistencias efectivas del hormigón definidas en 23.4.3 y 23.9.2. Se diseña armadura para los tirantes considerando las resistencias del acero definidas en 23.7.2. La armadura debe anclarse en o más allá de las zonas nodales.

Los componentes de un modelo biela-tirante de una viga alta simplemente apoyada sobre la que actúa una carga concentrada se presentan en la Figura R23.2.1. Las dimensiones de la sección transversal de un biela o tirante se designan espesor y ancho y ambos son perpendiculares al eje de la biela o tirante. El espesor es perpendicular al plano del modelo tirante-biela y el ancho está contenido dentro del plano del modelo biela-tirante. Un tirante consiste en armadura pretensada o no pretensada más una porción del hormigón que lo circunda concéntrica con el eje del tirante. El hormigón que lo circunda se incluye para definir la zona donde deben anclarse las fuerzas de las bielas. El hormigón de un tirante no se usa para resistir la fuerza axial del tirante.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN | **COMENTARIO**

Aunque no se considera de manera explícita en el diseño, el hormigón circundante reducirá las elongaciones del tirante, especialmente bajo cargas de servicio.

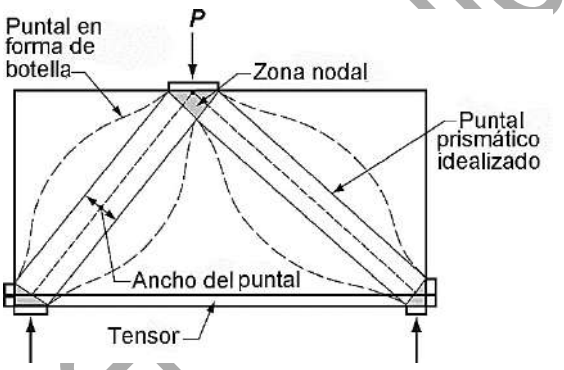


***Figura 23.2.1** — Descripción del modelo biela-tirante.*

23.2.2 Geometría de la cercha idealizada

Para determinar la geometría de la cercha idealizada, se deben considerar las dimensiones de las bielas, tirantes, zonas nodales, áreas de reacción y apoyos.

R23.2.2 Geometría de la cercha idealizada

Las bielas, tirantes y zonas nodales que conforman el modelo biela-tirante tienen todos anchos finitos los cuales debe tenerse en cuenta al seleccionar las dimensiones de la cercha. Las Figuras R23.2.2(a) y (b) muestran un nodo y su zona nodal correspondiente. Las fuerzas verticales y horizontales equilibran la fuerza en la biela inclinado.

Si más de tres fuerzas actúan en una zona nodal, en una estructura en dos dimensiones, como se aprecia en la Figura R23.2.2(a), generalmente se sugiere resolver algunas de las fuerzas en una sola resultante de tal manera que se cuente solo con tres fuerzas que se intersecan. Las fuerzas de las bielas que actúan sobre las caras A-E y C-E en la Figura R23.2.2(a) pueden ser reemplazadas por una sola fuerza que actúa sobre la cara A-C, como se muestra en la Figura R23.2.2(b). Esta fuerza pasa a través del nodo D.

Alternativamente, el modelo biela-tirante puede ser analizado suponiendo que las fuerzas de las bielas actúan a través del nodo D, como se muestra en la Figura R23.2.2(c). En este caso, las fuerzas en las dos bielas del lado derecho del nodo D pueden ser resueltas en una sola fuerza que actúe a través del nodo D, como se aprecia en la Figura R23.2.2(d).

Si el ancho del apoyo en la dirección perpendicular al elemento es menor que el ancho del elemento, se puede requerir armadura transversal para evitar la falla por hendimiento vertical en el plano del nodo. Esto puede ser modelado usando un modelo biela-tirante transversal.

Documento e

ESPECIFICACIÓN **COMENTARIO**

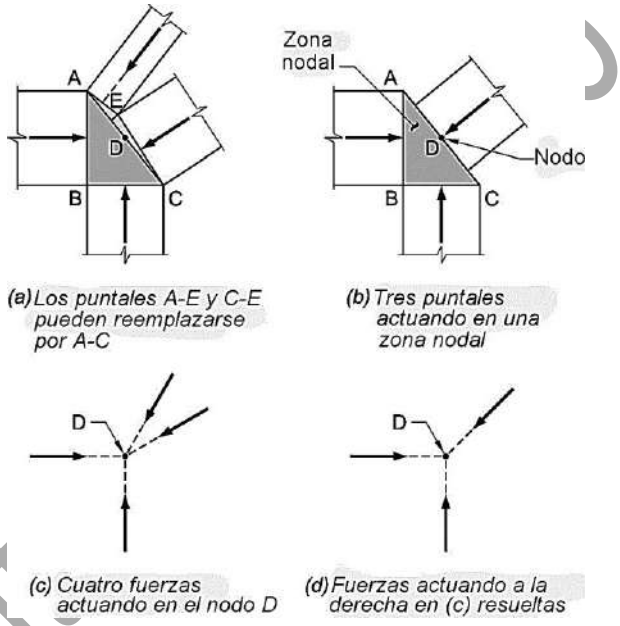


Figura R23.2.2 *— Resolución de las fuerzas en una zona nodal.*

23.2.3 Modelos

Los modelos biela-tirante deben ser capaces de transferir todas las cargas mayoradas a los apoyos o Regiones-B adyacentes.

R23.2.3 Modelos

Los modelos biela-tirante representan la frontera inferior de los estados límites de resistencia. El Reglamento no exige una cantidad mínima de armadura distribuido en las Regiones-D, diseñadas de acuerdo con este Capítulo, pero si lo hace para las vigas altas en 9.9.3.1 y para las ménsulas y cartelas en 16.5.5. El uso de armadura distribuido para tipos similares de Regiones-D mejora el desempeño en servicio. Las deflexiones de las vigas altas o elementos similares pueden estimarse suponiendo propiedades elásticas para las bielas y tirantes. Además, el ancho de las fisuras en un tirante puede controlarse usando los requisitos de 24.3.2, suponiendo que el tirante está embebido en un prisma de hormigón correspondiente al área del tirante definido en R23.8.1.

23.2.4 Equilibrio de fuerzas

Las fuerzas internas en el modelo biela-tirante deben estar en equilibrio con las cargas aplicadas y las reacciones.

23.2.5 Ubicación de los tirantes

Se permite que los tirantes atraviesen las bielas y otros tirantes.

Document

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
23.2.6 Superposición de las bielas	**R23.2.6 Superposición de las bielas**
Las bielas deben cruzarse o superponerse sólo en los nodos.	Por definición, una zona nodal hidrostática presenta tensiones iguales en las caras cargadas y estas caras son perpendiculares al eje de las bielas y tirantes que actúan en el nodo. Este tipo de nodo se considera una zona nodal hidrostática porque los tensiones en el plano son iguales en todas direcciones. Estrictamente hablando, esta terminología es incorrecta porque los tensiones en el plano no son iguales a las tensiones fuera del plano. La parte (i) de la Figura R23.2.6(a) muestra una zona nodal C-C-C. Si los tensiones en las caras de la zona nodal son iguales en las tres bielas, la relación de las longitudes de los lados de la zona nodal, $w_{n1} : w_{n2} : w_{n3}$ tiene las mismas proporciones que las tres fuerzas $C_1 : C_2 : C_3$. Una zona nodal C-C-T puede ser representada como una zona nodal hidrostática si se supone que el tirante se extiende a través del nodo para ser anclado mediante una platina en el lado extremo del nodo, como lo muestra la parte (ii) de la Figura R23.2.6(a), siempre y cuando el tamaño de la platina lleve a tensiones de aplastamiento iguales a las tensiones en las bielas. La platina de apoyo del lado izquierdo de la parte (ii) de la Figura R23.2.6(a) corresponde a un anclaje de tirante real. La fuerza del tirante puede ser anclada a una platina o por medio de elementos embebidos tales como barras rectas [parte (iii) de la Figura R23.2.6(a)], barras con cabeza o con gancho. Las áreas sombreadas en gris claro en la parte (ii) de la Figura R23.2.6(a) corresponden a zonas nodales extendidas. Una zona nodal extendida es aquella parte de un elemento circunscrito por la intersección del ancho efectivo de la biela, w_s , y el ancho efectivo del tirante, w_t . Para cumplir con equilibrio en el modelo biela-tirante, deben actuar al menos tres fuerzas en cada nodo, como se aprecia en la FiguraR23.2.6(c). Los nodos se clasifican de acuerdo con los signos de estas fuerzas. Un nodo C-C-C resiste tres fuerzas de compresión, un nodo C-C-T resiste dos fuerzas de compresión y una fuerza de tracción, y un nodo CT-T resiste una fuerza de compresión y dos fuerzas de tracción.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN **COMENTARIO**

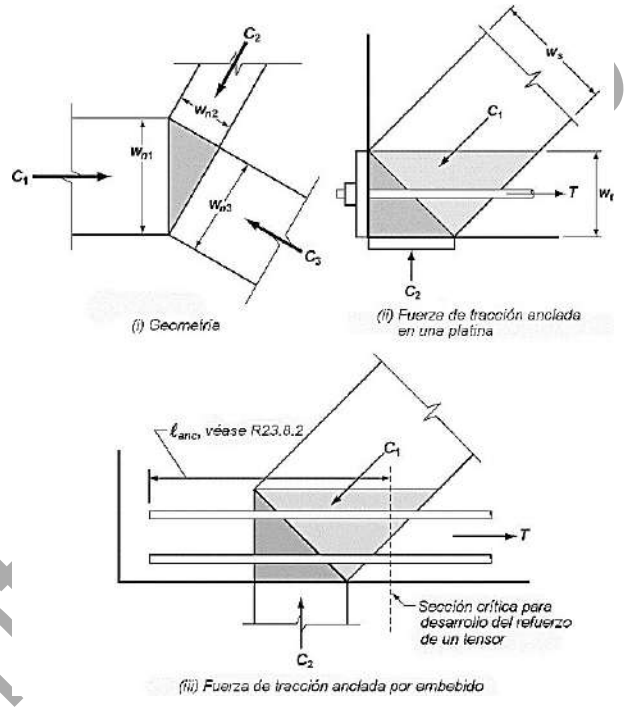


Figura R23.2.6(a) *— Nodos hidrostáticos.*

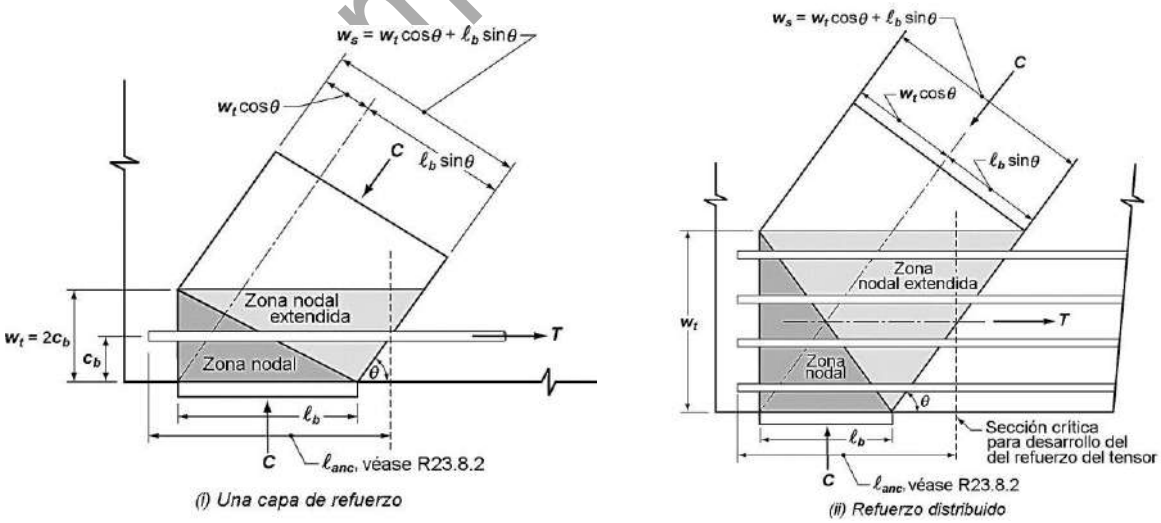


Figura R23.2.6(b) *— Zona nodal extendida que muestra los efectos de la distribución de la fuerza.*

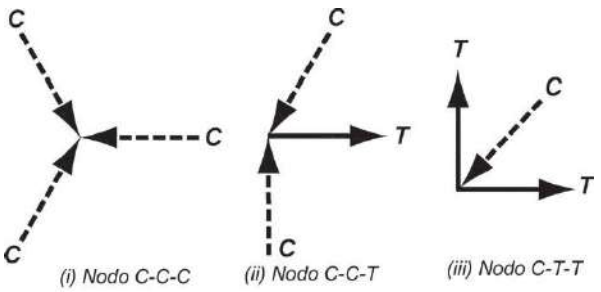


Figura R23.2.6(c) *— Clasificación de nodos*

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
23.2.7 Ángulo entre los ejes	**R23.2.7 Ángulo entre los ejes**
El ángulo entre los ejes de cualquier biela y de cualquier tirante entrando al mismo nodo no debe ser menor de 25 º.	El ángulo entre los ejes de las bielas y tirantes que actúan en el mismo nodo debe ser lo suficientemente grande para mitigar la fisuración y evitar las incompatibilidades debidas al acortamiento de las bielas y alargamiento de los tirantes que ocurren aproximadamente en la misma dirección. Esta limitación del ángulo impide modelar la zona de la luz de cortante en vigas esbeltas usando bielas inclinadas a menos de 25 º con respecto al acero longitudinal (Muttoni et al. 1997).
23.2.8 Vigas de gran altura	
Las vigas altas diseñadas usando modelos biela-tirante deben cumplir con 9.9.2.1, 9.9.3.1 y 9.9.4.	
23.2.9 Ménsulas y cartelas	
Las ménsulas y cartelas con una relación de luz de cortante a altura $\boldsymbol{a_v/d} < \boldsymbol{2,0}$, diseñadas usando el modelo biela-tirante, deben cumplir con 16.5.2, 16.5.6 y la ecuación (23.2.9).	
$$A_{sc} = 0{,}04 \frac{f_c'}{f_y} b_w d \quad (23.2.9)$$	
23.3 RESISTENCIA DE DISEÑO	**R23.3 RESISTENCIA DE DISEÑO**
23.3.1 Combinación de cargas	***R*23.3.1 Combinación de cargas**
Para cada combinación de mayoración de carga aplicable, la resistencia de diseño de las bielas, tirantes y zonas nodales en un modelo biela-tirante debe cumplir con $\boldsymbol{\phi S_n \geq U}$, incluyendo a) hasta c):	Las cargas mayoradas se aplican al modelo biela-tirante, y luego se calculan las fuerzas en todos los bielas, tirantes y zonas nodales. Si existen varias combinaciones de carga, cada una debe ser investigada por separado. Para un biela, tirante o zona nodal dado, ***Fu*** es la mayor fuerza en ese elemento para todos los casos de carga considerados.
a) Bielas: $\boldsymbol{\phi F_{ns} \geq F_{us}}$	
b) Tirantes: $\boldsymbol{\phi F_{nt} \geq F_{ut}}$	
c) Zonas nodales: $\boldsymbol{\phi F_{nn} \geq F_{us}}$	
23.3.2 Factor de resistencia	
ϕ debe cumplir con 21.2	
23.4 RESISTENCIA DE LAS BIELAS	**R23.4 RESISTENCIA DE LAS BIELAS**
23.4.1 Resistencia nominal	**R23.4.1 – Resistencia nominal**
La resistencia nominal a la compresión, $\boldsymbol{F_{ns}}$, de una biela debe calcularse como a) o b):	El ancho de una biela, $\boldsymbol{w_s}$, usado para calcular $\boldsymbol{A_{cs}}$ es la dimensión perpendicular al eje de la biela en sus extremos. Este ancho de la biela se encuentra ilustrado en la parte (i) de la Figura R23.2.6(a) y en la Figura R23.2.6(b). En las estructuras de dos dimensiones, como vigas altas, el espesor de las bielas puede ser tomado como el ancho del elemento, excepto en los soportes
a) Biela sin armadura longitudinal	
$$F_{ns} = f_{ce} A_{cs} \quad (23.4.1a)$$	
b) Biela con armadura longitudinal	
$$F_{ns} = f_{ce} A_{cs} + f_s' A_s' \quad (23.4.1a)$$	

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN

donde F_{ns} debe ser evaluado en los dos extremos de la biela y tomarse como el menor valor; A_{cs} es el área de la sección transversal en el extremo de la biela bajo consideración; f_{ce} es dado en 23.4.2; A_s' es el área efectiva de la armadura a compresión a lo largo de la biela y f_s' es el tensión en la armadura de compresión al nivel de resistencia nominal axial de la biela. Se puede tomar $f_s' = f_y$ para armadura AH 280 ó 420.

23.4.2 Resistencia efectiva del hormigón

La resistencia efectiva a la compresión del hormigón, f_{ce} , en una biela debe calcularse de acuerdo con 23.4.3 ó 23.4.4.

23.4.3 Cálculo de la resistencia efectiva del hormigón

La resistencia efectiva a la compresión del hormigón, f_{ce} , en una biela debe ser tomada como:

$$f_{ce} = 0{,}85\,\beta_s\,f_c' \qquad (23.4.3)$$

donde β_s , de acuerdo con la Tabla 23.4.3, tiene en cuenta los efectos de la fisuración y de la armadura para control de fisuración en la resistencia efectiva a compresión del hormigón.

Tabla 23.4.3 — Coeficiente de biela β_s

Geometría y ubicación de la biela	Armadura que atraviesa la biela	β_s	
Biela de sección transversal uniforme a lo largo de su longitud	No aplica	1,0	(a)
Bielas ubicadas en la región de un elemento donde el ancho del hormigón comprimido en la mitad de la longitud de la biela pueda expandirse lateralmente (bielas en forma de botella)	Cumple con 23.5	0,75	(b)
	No cumple con 23.5	0,60λ	(c)
Bielas en elementos sometidos a tracción, o en zonas de tracción de elementos	No aplica	0,40	(d)
Para todos los demás casos	No aplica	0,60λ	(e)

COMENTARIO

de apoyo donde el espesor de la biela debe ser igual al menor espesor del elemento o del elemento soportante.

La contribución de la armadura a la resistencia de la biela está dada por el último término de la ecuación (23.4.1b). La tensión f_s' en la armadura en una biela en el estado de resistencia nominal puede obtenerse de las deformaciones unitarias cuando la biela se aplasta. Se deben cumplir los requisitos de detallado de 23.6, incluyendo la armadura de confinamiento para prevenir el pandeo de la armadura de la biela.

R23.4.2 Resistencia efectiva del hormigón

En el diseño, las bielas normalmente son idealizados como elementos prismáticos en compresión. Cuando el área de una biela difiere en sus extremos, ya sea por la diferencia de las resistencias de las zonas nodales en ambos extremos o por la diferencia de las longitudes de apoyo, la biela se idealiza como un elemento uniformemente ahusado en compresión.

R23.4.3 Cálculo de la resistencia efectiva del hormigón

El coeficiente de resistencia $0{,}85\,f_c'$ en la ecuación (23.4.3) representa la resistencia efectiva del hormigón bajo compresión, similar a la usada en las ecuaciones (22.4.2.2) y (22.4.2.3).

El valor de β_s en la expresión (a) de la Tabla 23.4.3 se aplica a una biela prismática y en una condición de tensiones equivalente al bloque rectangular de tensiones en la zona comprimida de una viga o columna.

El valor de β_s en la expresión (b) de la Tabla 23.4.3 se aplica a las bielas en forma de botella, como los muestra la Figura R23.4.3. Una biela en forma de botella es una biela ubicado en una parte de un elemento donde el ancho del hormigón comprimido en el centro de la biela puede expandirse lateralmente (Schlaich et al. 1987; MacGregor 1997). La curva punteada de las bielas en la Figura R23.2.1 y las curvas en línea continua en la Figura R23.4.3 se aproximan a las fronteras de las bielas en forma de botella. Para simplificar el diseño, las bielas en forma de botella fueron idealizados en forma prismática o ahusada, y la armadura para controlar la fisuración de 23.5.3 se coloca para resistir la tracción transversal. El área de sección transversal A_c de una biela en forma de botella se toma como la menor

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN **COMENTARIO**

área de sección transversal en ambos extremos de la biela. Véase la Figura R23.4.3(a).

El valor de β_s en la expresión (c) aplica a bielas en forma de botella cunado no se coloca armadura transversal. La resistencia de una biela sin armadura transversal se reduce debido a la falta de restricción a la expansión por tracción transversal. Véase la Figura R23.4.3(a).

El valor de β_s en la expresión (d) se aplica, por ejemplo, a bielas de compresión en un modelo biela tirante usado para diseñar el armadura longitudinal y transversal de las alas en tracción de las vigas, vigas cajón y muros. Un valor bajo de β_s refleja que estas bielas necesitan transferir la compresión en una zona en tracción perpendicular a la biela.

El valor de β_s en la expresión (e) se aplica a todos los otros casos. Por ejemplo, bielas en forma de abanico y el campo de compresión diagonal en las Regiones-B.

El valor de β_s en las expresiones (c) y (e) que están controladas por el hendimiento longitudinal de la biela, incluye el factor de corrección λ para hormigón ligero debido a su menor resistencia a tracción y su mayor fragilidad, las cuales pueden reducir la resistencia de la biela.

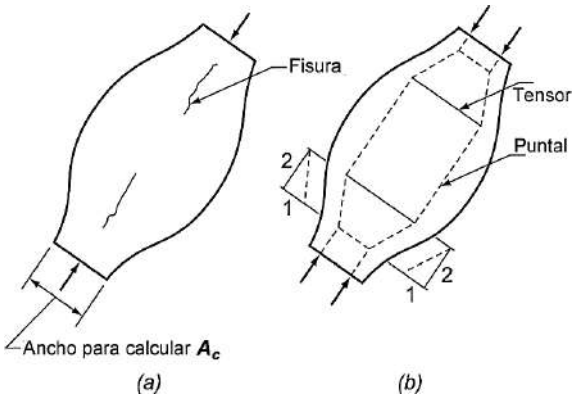


Figura R23.4.3 *— Biela en forma de botella: (a) fisuración de una biela en forma de botella, y (b) modelo biela-tirante de una biela en forma de botella.*

23.4.4 Armadura confinada

Cuando se coloca armadura de confinamiento a lo largo de una biela y sus efectos se encuentran documentados mediante ensayos y análisis, se permite usar un valor incrementado de f_{ce} al calcular F_{ns} .

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO

23.5 ARMADURA QUE ATRAVIESA LAS BIELAS EN FORMA DE BOTELLA

23.5.1 Armadura en las bielas

Para las bielas en forma de botella, diseñados usando $\boldsymbol{\beta_s = 0{,}75}$, el eje de la biela debe ser cruzado por armadura diseñado para resistir la fuerza de tracción transversal resultante de la expansión causada por la fuerza de compresión en la biela. Se puede suponer que la fuerza de compresión se expande en las bielas con una pendiente de 2 longitudinal a 1 transversal al eje de la biela.

23.5.2 Armadura requerida

La armadura requerida por 23.5.1 debe desarrollarse más allá de la longitud de la biela de acuerdo con 25.4.

23.5.3 Cálculo de la armadura

Cuando $\boldsymbol{f'_c \leq 40\ MPa}$, se admite que los requisitos de 23.5.1 se cumplan colocando armadura transversal que atraviesa la biela calculado de acuerdo con la ecuación (23.5.3).

$$\sum \frac{A_{si}}{b_s\, s_i} \sin\alpha_i \geq 0{,}003 \qquad (23.5.3)$$

donde $\boldsymbol{A_{si}}$ es el área total de la armadura distribuido con un espaciamiento $\boldsymbol{s_i}$ en la capa ***i*** de armadura con barras a un ángulo $\boldsymbol{\alpha_i}$ con respecto al eje de la biela y $\boldsymbol{b_s}$ es el ancho de la biela.

R23.5 ARMADURA QUE ATRAVIESA LAS BIELAS EN FORMA DE BOTELLA

R23.5.1 Armadura en las bielas

La armadura requerida por 23.5.1 se relaciona con la fuerza de tracción en el hormigón debida a la expansión de la biela. La cantidad de armadura transversal puede calcularse usando el modelo biela-tirante de la Figura R23.4.3(b) con las bielas que representan la expansión de la fuerza de compresión actuando en una pendiente 1:2 con respecto al eje de la fuerza de compresión aplicada. La armadura colocada para resistir la fuerza de hendimiento restringe el ancho de la fisura, hace que la biela resista más fuerza axial y permite cierta redistribución de la fuerza. De manera alternativa, para $\boldsymbol{f'_c \leq 40\ MPa}$, se puede usar la ecuación (23.5.3) para seleccionar el área de armadura transversal distribuido.

R23.5.3 Cálculo de la armadura

La Figura R23.5.3 muestra dos capas de armadura que cruzan una biela fisurada. Esta armadura ayuda a controlar la fisuración en bielas en forma de botella (véase la Figura R23.4.3) y conduce a una mayor resistencia de la biela que cuando no se colocar esta armadura. El subíndice ***i*** toma el valor 1 para las barras verticales y 2 y para las barras horizontales. La ecuación (23.5.3) está escrita en términos de una cuantía de armadura en lugar de una tensión, para simplificar los cálculos.

Con frecuencia, la armadura distribuida es difícil de colocar en estructuras tridimensionales como cabezales de pilotes. Si no se coloca esta armadura, se debe usar el valor de $\boldsymbol{\beta_s}$ dado en la expresión (c) de la Tabla 23.4.3.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN | **COMENTARIO**

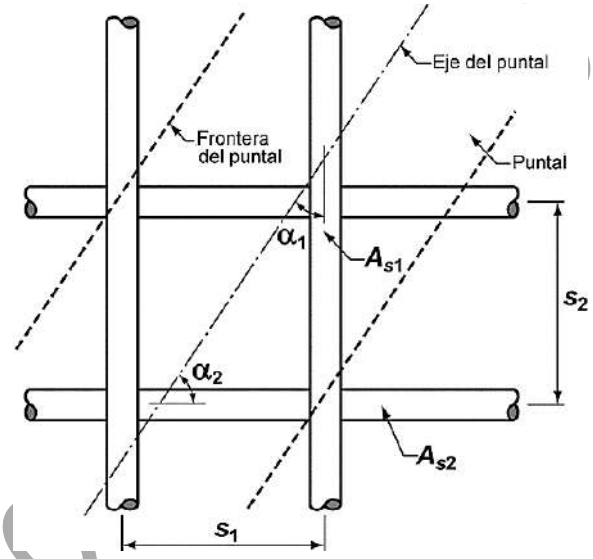


Figura R23.5.3 *— Armadura que atraviesa una biela.*

23.5.3.1 La armadura distribuida, exigida en 23.5.3, debe colocarse en direcciones ortogonales con ángulos α_1 y α_2 con respecto al eje de la biela, o en una dirección en un ángulo α_1 con respecto al eje de la biela. Si la armadura se coloca en una sola dirección, α_1 debe ser al menos 40 º.

R23.5.3.1 – Un importante ejemplo de aplicación de 23.5.3.1 es en una ménsula con una relación luz de cortante a altura menor a 1,0, en donde la armadura distribuido necesario para satisfacer 23.5.1 generalmente se coloca en forma de estribos horizontales atravesando la biela inclinado en compresión, como se muestra en la Figura R16.5.1(b).

23.6 ARMADURA DE LA BIELA

R23.6 ARMADURA DE LA BIELA

23.6.1 Armadura de compresión

La armadura a compresión debe colocarse dentro de biela, paralelo al eje de éste, anclarse adecuadamente y debe estar rodeado por estribos cerrados que cumplan con 23.6.3 ó por espirales de acuerdo con 23.6.4.

R23.6.1 Véase R23.4.1.

23.6.2 Anclaje de la armadura de la biela

La armadura de compresión en las bielas debe anclarse para desarrollar f'_s en la cara de la zona nodal y f'_s se calcula de acuerdo con 23.4.1.

23.6.3 Estribos cerrados

Los estribos cerrados que encierran a la armadura a compresión en las bielas deben cumplir con los requisitos de detallado de 25.7.2 y con los requisitos de esta sección.

23.6.3.1 El espaciamiento de los estribos cerrados, s , a lo largo de la biela no debe exceder el menor de a) hasta c):

Document

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
a) La menor dimensión de la sección transversal de la biela *b)* **48 d_b** de la barra o alambre de los estribos *c)* **16 d_b** de la armadura sometida a compresión	
23.6.3.2 El primer estribo debe colocarse a no más de **0,5s** desde la cara de la zona nodal en cada extremo de la biela.	
23.6.3.3 Los estribos deben disponerse de tal forma que cada barra longitudinal de esquina y barra alterna tenga apoyo lateral proporcionado por la esquina de un estribo o por ganchos suplementarios con ganchos que tengan un ángulo interior no mayor de 135 º, y ninguna barra longitudinal debe estar separada a más de 150 mm libres medidas a lo largo del estribo a cada lado de la barra apoyada lateralmente.	**R23.6.3.3** Véase R25.7.2.3.
23.6.4 Espirales o zunchos Las espirales o zunchos, que encierren la armadura a compresión en las bielas deben cumplir con los requisitos de 25.7.3.	
23.7 RESISTENCIA DE LOS TIRANTES	**R23.7 RESISTENCIA DE LOS TIRANTES**
23.7.1 Armadura de los tirantes La armadura de los tirantes puede ser pretensado o no pretensado.	(*Sin comentario*)
23.7.2 Resistencia nominal La resistencia nominal a tracción de un tirante, F_{nt}, debe calcularse como: $$F_{nt} = A_{ts} f_y + A_{tp} \left(f_{se} + \Delta f_p \right) \quad (23.7.2)$$ donde $\left(f_{se} + \Delta f_p \right)$ no debe exceder f_{py} y A_{tp} es igual a cero para los elementos no pretensados.	
23.7.3 Armadura pretensada En la ecuación (23.7.2), se permite tomar Δf_p = 420 MPa para la armadura pretensado adherido e igual a 70 MPa para la armadura pretensado no adherido. Se permiten otros valores de Δf_p cuando se justifiquen por medio de análisis.	
23.8 DETALLADO DEL ARMADURA DE LOS TIRANTES	**R23.8 DETALLADO DEL ARMADURA DE LOS TIRANTES**
23.8.1 Eje de las armaduras	**R23.8.1 Eje de las armaduras**
En el modelo biela-tirante, el eje de la armadura en un tirante debe coincidir con el eje del tirante supuesto.	El ancho efectivo del tirante supuesto en el diseño, w_t, puede variar entre los límites siguien-

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN | **COMENTARIO**

tes, dependiendo de la distribución de la armadura del tirante:

a) Si las barras en el tirante están colocadas en una sola capa, el ancho efectivo del tirante puede ser tomado como el diámetro de las barras en el tirante más dos veces el recubrimiento medido con respecto a la superficie de las barras, como se aprecia en la en la parte (i) de la Figura R23.2.6(b).

b) Un límite superior práctico del ancho del tirante puede tomarse como el ancho correspondiente a una zona nodal hidrostática, calculado como $\boldsymbol{w_{t,max}} = \boldsymbol{F_{nt}}/(f_{ce}\, \boldsymbol{b_s})$, donde $\boldsymbol{f_{ce}}$ se calcula para la zona nodal de acuerdo con 23.9.2.

Si el ancho del tirante excede el valor de a), la armadura del tirante debe distribuirse de forma aproximadamente uniforme sobre el ancho y altura del tirante, como se ve en la parte (ii) de la Figura R23.2.6(b).

23.8.2 Anclaje de las armaduras

La armadura del tirante debe anclarse mediante dispositivos mecánicos, anclajes de pos-tesado, ganchos estándar o mediante el anclaje de barra rectas, de acuerdo con 23.8.3.

R23.8.2 Anclaje de las armaduras

Con frecuencia, el anclaje de los tirantes requiere una atención especial en las zonas de nodos de ménsulas o en las zonas nodales adyacentes a los apoyos exteriores de vigas de gran altura. La armadura en un tirante debe anclarse antes de que salga de la zona nodal extendida en el punto definido por la intersección del baricentro de las barras del tirante y las extensiones ya sea del contorno de la biela o del área de apoyo. Esta longitud es l_{anc} . En la Figura R23.2.6(b), esto ocurre donde el contorno de la zona nodal extendida es atravesado por el baricentro de la armadura del tirante. Parte del anclaje puede lograrse extendiendo la armadura a través de la zona nodal como lo muestran la parte (iii) de la Figura R23.2.6(a) y la Figura R23.2.6(b), y desarrollándolo más allá de la zona nodal. Si el tirante se ancla usando ganchos de 90 º, los ganchos deben estar confinados dentro de armadura para evitar la fisuración a lo largo de la parte externa de los ganchos en la región de apoyo.

En las vigas altas, barras en forma de horquilla empalmadas con la armadura del tirante pueden ser empleadas para anclar las fuerzas de tracción en el tirante en los apoyos exteriores, siempre que el ancho de la viga sea lo suficientemente grande para acomodar dichas barras.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN

COMENTARIO

La Figura R23.8.2 muestra dos tirantes anclados a una zona nodal. Se requiere desarrollarlos a partir de donde el baricentro del tirante atraviesa el contorno de la zona nodal extendida. La longitud de desarrollo de la armadura del tirante puede ser reducida por medio de ganchos, dispositivos mecánicos, confinamiento adicional o empalmándola con varias capas de barras más pequeñas.

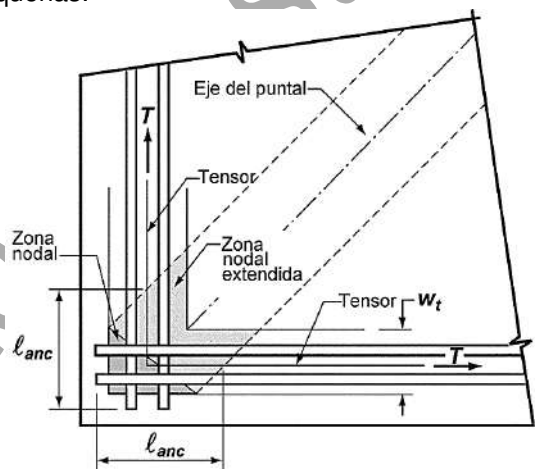


Figura R23.8.2 *— Zona nodal extendida de anclaje de dos barras.*

23.8.3 Anclaje en los nodos

La armadura del tirante debe desarrollarse de acuerdo con a) o b):

a) La diferencia entre la fuerza en el tirante en un lado del nodo y la fuerza en el tirante al otro lado del nodo debe desarrollarse dentro de la zona nodal.

b) En las zonas nodales que anclan uno o más tirantes, la fuerza en el tirante en cada dirección debe desarrollarse en el punto donde el baricentro de la armadura del tirante sale de la zona nodal extendida.

23.9 RESISTENCIA DE LAS ZONAS NODALES

R23.9 RESISTENCIA DE LAS ZONAS NODALES

(*Sin comentario*)

23.9.1 Resistencia nominal

La resistencia nominal a la compresión de una zona nodal, $\boldsymbol{F_{nn}}$, debe ser:

$$\boldsymbol{F_{nn}} = f_{ce} A_{nz} \qquad (23.9.1)$$

donde $\boldsymbol{f_{ce}}$ se encuentra definido en 23.9.2 ó 23.9.3 y $\boldsymbol{A_{nz}}$ se encuentra dado en 23.9.4 ó 23.9.5.

Documento Studio

ESPECIFICACIÓN

COMENTARIO

23.9.2 Resistencia efectiva a la compresión del hormigón

La resistencia efectiva a la compresión del hormigón en la cara de una zona nodal, f_{ce} , debe calcularse con:

$$f_{ce} = 0{,}85\,\beta_n\,f_c' \qquad (23.9.2)$$

donde el valor de β_n está dado en la Tabla 23.9.2.

Tabla 23.9.2 — Coeficiente β_n para zonas nodales

Configuración de la zona nodal	β_n	
Zonas nodales limitadas por bielas, áreas de apoyo, o ambas	1,0	(a)
Zonas nodales que anclan un tirante	0,80	(b)
Zonas nodales que anclan dos o más tirantes	0,60	(c)

23.9.3 Armadura de confinamiento

Cuando se coloque armadura de confinamiento dentro de la zona nodal y sus efectos estén respaldados por ensayos y análisis, al calcular F_{nn} se permite usar un valor incrementado de f_{ce} .

23.9.4 Área de las caras del nodo

El área de cada cara de una zona nodal, A_{nz} , debe tomarse como la menor de a) y b):

a) El área de la cara de la zona nodal perpendicular a la línea de acción de F_{us} .

b) El área de una sección a través de la zona nodal, tomada en forma perpendicular a la línea de acción de la fuerza resultante en la sección.

R23.9.2 Resistencia efectiva a la compresión del hormigón

Los nodos en los modelos en dos dimensiones pueden clasificarse como se muestra en la Figura R23.2.6(c). La resistencia efectiva a la compresión de una zona nodal está dada por la ecuación (23.9.2), donde el valor β_n se da en la Tabla 23.9.2.

Los valores menores de β_n reflejan el creciente grado de perturbación de las zonas nodales debido a la incompatibilidad de las deformaciones de tracción en los tirantes y deformaciones de compresión en las bielas. La tensión en cualquier cara de la zona nodal o en cualquier sección a través de la zona nodal no debe exceder el valor dado por la ecuación (23.9.2).

R23.9.4 Área de las caras del nodo

Si los tensiones en todas las bielas que se encuentran en una zona nodal son iguales, se puede utilizar una zona nodal hidrostática. Las caras de esa zona nodal son perpendiculares a los ejes de las bielas, y los anchos de las caras de la zona nodal son proporcionales a las fuerzas en las bielas.

Suponiendo que las tensiones principales en las bielas y tirantes actúan paralelamente a sus ejes, los tensiones en las caras perpendiculares de esos ejes constituyen las tensiones principales y se usa 23.9.4 a). Si, como lo señala la parte (ii) de la Figura R23.2.6(b), la cara de una zona nodal no es perpendicular al eje de la biela, se producen tanto fuerzas de cortante como fuerzas normales en la cara de la zona nodal. Típicamente, estas tensiones se reemplazan por la tensión normal (compresión principal) que actúa en el área transversal A_{nz} de la biela, tomada perpendicularmente al eje de la biela como se indica en 23.9.4 a).

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN | **COMENTARIO**

23.9.5 Modelo biela-tirante tridimensional

En un modelo biela-tirante tridimensional, el área de cada cara de una zona nodal no debe ser menor a la dada en 23.9.4, y la forma de cada cara de las zonas nodales debe ser similar a la forma de la proyección del extremo de las bielas sobre las caras correspondientes de las zonas nodales.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN | **COMENTARIO**

CAPÍTULO 24 — REQUISITOS DE FUNCIONAMIENTO

24.1 ALCANCE

24.1.1 Este capítulo aplica al diseño de elementos para que cumplan los requisitos mínimos de funcionamiento, de:

a) Deflexiones debidas a cargas gravitacionales a nivel de servicio (24.2).
b) Distribución de la armadura a flexión en losas de una dirección y en vigas para control de fisuración (24.3).
c) Armadura para control de retracción y temperatura (24.4).
d) Tensiones admisibles en elementos de hormigón pretensado sometidos a flexión (24.5)

R24.1 ALCANCE

R24.1.1 Los requisitos de funcionamiento de este capítulo consisten en requisitos que son referenciados por otras secciones de la Norma, o que es prudente tener en cuenta para lograr un buen desempeño de los elementos estructurales. Este capítulo no debe tomarse como una compilación coherente y completa de los requisitos para las condiciones de funcionamiento, relacionada con el diseño de los elementos estructurales.

24.2 DEFLEXIONES DEBIDAS A CARGAS GRAVITACIONALES A NIVEL DE SERVICIO

24.2.1 Rigidez adecuada

Los elementos de hormigón armado sometidos a flexión deben diseñarse para que tengan una rigidez adecuada con el fin de limitar cualquier deflexión o deformación que pudiese afectar adversamente la resistencia o el funcionamiento de la estructura.

R24.2 DEFLEXIONES DEBIDAS A CARGAS GRAVITACIONALES A NIVEL DE SERVICIO

R24.2.1 Rigidez adecuada

Este artículo cubre únicamente deflexiones o deformaciones que puedan ocurrir en condiciones de carga de servicio. Cuando se calculen deflexiones a largo plazo, deben considerarse únicamente la carga muerta y la porción de la carga viva que actúan en forma permanente.

La Norma contiene dos métodos para controlar las deflexiones (Sabnis et al. 1974). Para losas en una dirección y vigas no pretensadas, incluidos los elementos compuestos, se deben seguir las disposiciones de altura o espesor total mínimo, según 7.3.1 y 9.3.1, y cumplir con los requisitos de la Norma para elementos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a grandes deflexiones. Para construcción de losas en dos direcciones, no pretensada, la altura mínima requerida en 8.3.1 satisface los requisitos de la Norma.

Para elementos no pretensados que no cumplan con estos requisitos de altura o espesor mínimo o para elementos en una dirección no pretensados que soporten o estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes y para todos los elementos de hormigón pretensado a flexión, las deflexiones deben calcularse mediante los procedimientos descritos en 24.2.3 hasta 24.2.5. Las deflexiones calculadas no deben exceder los valores de la Tabla 24.2.2.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN | **COMENTARIO**

24.2.2 Deflexión máxima admisible

Las deflexiones calculadas de acuerdo con 24.2.3 hasta 24.2.5 no deben exceder los límites establecidos en la Tabla 24.2.2.

R24.2.2 Deflexión máxima admisible

Debe notarse que las limitaciones dadas en Tabla 24.2.2 se refieren únicamente a elementos no estructurales soportados o ligados. Para aquellas estructuras en las que los elementos estructurales son susceptibles de ser afectados por las deflexiones o deformaciones de los elementos a los que están ligados, de tal manera que afecten adversamente la resistencia de la estructura, estas deflexiones y las fuerzas resultantes deben considerarse explícitamente en el análisis y el diseño de la estructura, como lo dispone 24.2.1 (ACI 209R-92).

Cuando se calculen deflexiones a largo plazo, puede restarse la parte de la deflexión que ocurre antes de unir los elementos no estructurales. Al hacer esta corrección puede emplearse la gráfica de la Fig. R24.2.4.1 para elementos de dimensiones y formas usuales.

Tabla 24.2.2 — Deflexión máxima admisible calculada

Elemento	Condición		Deflexión considerada	Límite de deflexión
Cubiertas planas	Que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes		Deflexión inmediata debida a L_r, S y R	$l/180$ [1]
Entrepisos			Deflexión inmediata debida a L	$l/360$
Cubiertas o entrepisos	Soporten o están ligados a elementos no estructurales	Susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	La parte de la deflexión total que ocurre después de la unión de los elementos no estructurales (la suma de la deflexión a largo plazo debida a todas las cargas permanentes, y la deflexión inmediata debida a cualquier carga viva adicional)[2]	$l/480$ [3]
		No susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.		$l/240$ [4]

[1] Este límite no tiene por objeto constituirse en una salvaguardia contra la acumulación de agua. El encharcamiento de agua se debe verificar mediante cálculos de deflexiones, incluyendo las deflexiones debidas al agua estancada, y considerando los efectos a largo plazo de todas las cargas permanentes, la contraflecha, las tolerancias de construcción y la confiabilidad en las medidas tomadas para el drenaje.

[2] Las deflexiones a largo plazo deben determinarse de acuerdo con 24.2.4 y se pueden reducir en la cantidad de deflexión calculada que ocurra antes de unir los elementos no estructurales. Esta cantidad se determina basándose en datos de ingeniería aceptables correspondiente a las características tiempo-deflexión de elementos similares a los que se están considerando.

[3] Este límite se puede exceder si se toman medidas adecuadas para prevenir daños en los elementos apoyados o ligados.

[4] Este límite no puede exceder la tolerancia proporcionada para los elementos no estructurales.

24.2.3 Cálculo de deflexiones inmediatas

24.2.3.1 Las deflexiones inmediatas deben calcularse mediante los métodos o fórmulas usuales para deflexiones elásticas, teniendo en cuenta los efectos

R24.2.3 Cálculo de deflexiones inmediatas

R24.2.3.1 Para el cálculo de las deflexiones inmediatas de elementos prismáticos no fisurados pueden utilizarse los métodos o fórmulas usuales para las deflexiones elásticas, con un valor constante

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
de la fisuración y de la armadura en la rigidez del elemento.	de $E_c\ I_g$ en toda la longitud de la viga. Sin embargo, si el elemento está fisurado en una o más secciones, o si su altura varía a lo largo del vano, resulta necesario realizar un cálculo más exacto.
24.2.3.2 Al determinar las deflexiones debe tenerse en cuenta el efecto de la variación de las propiedades de la sección transversal, tal como el efecto de las cartelas.	
24.2.3.3 Las deflexiones en los sistemas de losas en dos direcciones deben calcularse teniendo en cuenta el tamaño y forma del panel, las condiciones de apoyo y la naturaleza de las restricciones en los bordes del panel.	**R24.2.3.3** El cálculo de deflexiones en losas de dos direcciones es complejo, aun suponiendo un comportamiento lineal elástico. Para el cálculo de las deflexiones inmediatas, puede usarse los valores de E_c e I_e especificados en 24.2.3.4 y 24.2.3.5, respectivamente (ACI 209R). Sin embargo, pueden usarse otros valores para la rigidez $E_c\ I_e$ si resultan en predicciones de deflexiones que concuerden razonablemente los resultados de ensayos significativos.
24.2.3.4 Se permite calcular el módulo de elasticidad del hormigón, E_c , de acuerdo con 19.2.2.	
24.2.3.5 Para los elementos no pretensados, el momento de inercia efectivo, I_e , se puede calcular con la ecuación (24.2.3.5a) a menos que se obtenga mediante un análisis más completo, pero I_e no puede ser mayor que I_g . $I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right] I_{cr} \leq I_g$ (24.2.3.5a) donde M_{cr} se calcula por medio de: $M_{cr} = \frac{f_r\ I_g}{y_t}$ (24.2.3.5b)	**R24.2.3.5** El procedimiento para obtener el momento de Inercia, efectivo, descrito en la Norma y desarrollado por Branson (1965), se consideró que es suficientemente preciso para emplearse en el control de deflexiones (ACI Committee 435 1966, 1968; ACI 209R). El momento de Inercia, efectivo I_e se desarrolló para proporcionar una transición entre los límites superior e inferior de I_g e I_{cr} , como función de la relación M_{cr}/M_a.
24.2.3.6 Para losas continuas en una dirección y vigas continuas se permite tomar I_e como el promedio de los valores obtenidos con la ecuación (24.2.3.5a) para las secciones críticas de momento positivo y negativo.	
24.2.3.7 Para losas en una dirección y vigas prismáticas, se permite tomar I_e como el valor obtenido con la ecuación (24.2.3.5a) en el centro de la luz para tramos simples y continuos y en el apoyo para voladizos.	**R24.2.3.7** El empleo de las propiedades de la sección en el centro del vano para elementos prismáticos continuos es considerado satisfactorio en cálculos aproximados, principalmente porque la rigidez al centro de la luz (incluyendo el efecto de la fisuración) tiene efecto dominante sobre las deflexiones como lo muestra ACI 435.5R, ACI Committee 435 (1978) y Sabnis et al. (1974).
24.2.3.8 Para vigas y losas pretensadas Clase U, definidas en 24.5.2, se permite calcular las deflexiones con base en I_g .	**R24.2.3.8** Las deflexiones inmediatas de elementos de hormigón pretensado Clase U pueden calcularse por los métodos o fórmulas usuales para

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN

COMENTARIO

deflexiones elásticas, utilizando el momento de inercia de la sección total de hormigón (sin fisurar) y el módulo de elasticidad del hormigón especificado en 19.2.2.1.

24.2.3.9 Para las losas y vigas pretensadas Clase C y Clase T, como se definen en 24.5.2, los cálculos de deflexión deben basarse en un análisis de sección fisurada transformada. Los cálculos se pueden basar en una relación momento-deflexión bilineal o en un momento efectivo de inercia, I_e , como lo define la ecuación (24.2.3.5a), donde M_{cr} se calcula con:

$$M_{cr} = \frac{(f_r + f_{pe})\, I_g}{y_t} \qquad (24.2.3.9)$$

R24.2.3.9 Los elementos pretensados a flexión Clase C y Clase T se encuentran definidos en 24.5.2. El *PCI Design Handbook* (PCI MNL 120) da información sobre los cálculos de deflexión usando una relación momento-deflexión bilineal y un momento efectivo de inercia. Mast (1998) proporciona información adicional sobre la deflexión de elementos de hormigón pretensado fisurados.

Shaikh y Branson (1970) demuestran que el método basado en I_e puede ser empleado para calcular las deflexiones de elementos pretensados Clases C y T cargados más allá de la carga de fisuración. Para este caso, el momento de fisuración debe considerar el efecto de pretensado como indica la ecuación (24.2.3.9).

En Shaikh y Branson (1970) se presenta un método para predecir el efecto del acero de tracción no pretensado en la reducción de la deflexión por fluencia lenta, y de forma aproximada en ACI 209R y Branson (1970).

24.2.4 Cálculo de deflexiones dependiente del tiempo

R24.2.4 Cálculo de deflexiones dependientes del tiempo

24.2.4.1 Elementos no pretensados

R24.2.4.1 Elementos no pretensados

24.2.4.1.1. A menos que los valores se obtengan mediante un análisis más completo, la deflexión adicional dependiente del tiempo, resultante de la fluencia lenta y retracción en elementos a flexión, debe determinarse multiplicando la deflexión inmediata causada por la carga sostenida por el factor λ_Δ

$$\lambda_\Delta = \frac{\Delta\xi}{1 + 50\,\rho'} \qquad (24.2.4.1\text{-}1)$$

Donde:

$$\Delta\xi = \xi(t_2) - \xi(t_1) \qquad (24.2.4.1\text{-}2)$$

24.2.4.1.2. En la ecuación (24.2.4.1-1), ρ' es el valor en la mitad de la luz para vanos simples y continuos y en el apoyo para voladizos.

24.2.4.1.3. En la ecuación (24.2.4.1-1), los valores para el factor dependiente del tiempo para cargas sostenidas, ξ , se encuentran definidos en la Tabla 24.2.4.1.3. y alternativa se puede usar la ecuación 24.2.4.1-3:

$$\xi = 0{,}68 + 0{,}3\,ln(t) \qquad (24.2.4.1\text{-}3)$$

R24.2.4.1.1. La retracción y la fluencia lenta debido a las cargas sostenidas en el tiempo provocan mayores deflexiones a largo plazo a las que ocurren cuando las cargas se aplican por primera vez en la estructura. Estas deflexiones están afectadas por: la temperatura, la humedad, las condiciones de curado, la edad en el momento de la carga, la cantidad de armadura a compresión y la magnitud de la carga sostenida. La expresión dada en este artículo se considera satisfactoria para usarse con los procedimientos de la Norma para calcular las deflexiones inmediatas y con los límites dados en la Tabla 24.2.2. La deflexión calculada de acuerdo con este artículo es la deflexión adicional a largo plazo, debida a la carga sostenida y a las porciones de otras cargas sostenidas durante un período suficiente para provocar deflexiones significativas en el tiempo.

La ecuación (24.2.4.1.1) se desarrolló en Branson (1971). En la ecuación (24.2.4.1.1), el término $(1 + 50\,\rho')$ tiene en cuenta el efecto de la armadura a compresión para reducir las deflexiones a largo plazo. $\xi = 2$ representa un factor nominal

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN

Tabla 24.2.4.1.3 — Factor dependiente del tiempo para cargas sostenidas

DURACIÓN DE LA CARGA PERMANENTE (meses)	Factor dependiente del tiempo, ξ
3	1,0
6	1,2
12	1,4
60 ó más	2,0

COMENTARIO

dependiente del tiempo para 5 años de duración de la carga. Para períodos de carga de menos de 5 años puede emplearse la curva de la Fig. R24.2.4.1 para calcular valores de ξ.

Cuando se desea considerar por separado la fluencia lenta y la retracción, pueden usarse las ecuaciones aproximadas que se presentan en Branson (1965, 1971, 1977) y ACI Committee 435 (1966).

Dado que la información disponible sobre deflexiones a largo plazo en losas de dos direcciones es muy limitada como para justificar un procedimiento más elaborado, se permite usar los factores dados en 24.2.4.1.3 con la ecuación (24.2.4.1.1) para calcular las deflexiones adicionales de largo plazo para losas de dos direcciones.

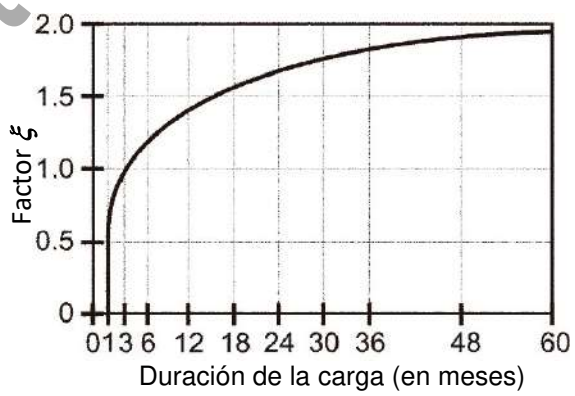


Figura R24.2.4.1 — *Factor multiplicador para las deflexiones a largo plazo.*

24.2.4.2 Elementos pretensados

24.2.4.2.1. La deflexión adicional dependiente del tiempo en elementos de hormigón pretensado debe calcularse teniendo en cuenta las tensiones en el hormigón y en el acero bajo carga permanente, e incluyendo los efectos de la fluencia lenta y retracción del hormigón, así como la relajación del acero pretensado.

R24.2.4.2 Elementos pretensados

R24.2.4.2.1 El cálculo de las deflexiones a largo plazo de elementos de hormigón pretensado sometidos a flexión es complejo. Los cálculos deben tener en cuenta no sólo el incremento de las deflexiones debido a las tensiones por flexión, sino también las deflexiones adicionales a largo plazo que son el resultado del acortamiento del elemento sometido a flexión.

El hormigón pretensado se acorta más con el tiempo que otros elementos no pretensados semejantes debido a la precompresión en la losa o la viga, la cual produce fluencia lenta. Esta fluencia lenta, junto con la retracción del hormigón, tiene como resultado un acortamiento significativo de los elementos sometidos a flexión que continúa durante varios años después de la construcción y debe tomarse en consideración en el diseño. El acortamiento tiende a reducir las tensiones en la

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN

COMENTARIO

armadura pretensado, disminuyendo de esta manera la precompresión en el elemento y, en consecuencia, produciendo incrementos en las deflexiones a largo plazo.

Otro factor que puede influir en las deflexiones a largo plazo de elementos pretensados sometidos a flexión, es el hormigón o albañilería adyacente que no están pretensados en la misma dirección del elemento pretensado. Esto puede ocurrir en losas que no se pretensan en la misma dirección de la viga pretensada adyacente o un sistema de losas no pretensadas. Puesto que el elemento pretensado tiende a tener mayor retracción y mayor fluencia lenta que el hormigón adyacente no pretensado, la estructura tenderá a lograr una compatibilidad de los efectos de acortamiento. Esto da como resultado una reducción de la precompresión en el elemento pretensado, pues el hormigón adyacente absorbe la compresión. La reducción en la precompresión del elemento pretensado puede ocurrir a lo largo de un período de años, da lugar a deflexiones adicionales a largo plazo y a un aumento de tensiones de tracción en el elemento pretensado.

Se puede utilizar cualquier método adecuado para calcular las deflexiones a largo plazo de elementos pretensados, siempre y cuando se tomen en cuenta todos los efectos. Se puede obtener información en ACI 209R, ACI Committee 435 (1963), Branson et al. (1970), y Ghali and Favre (1986).

24.2.5 Cálculo de las deflexiones de construcción en hormigón compuesto

R24.2.5 Cálculo de las deflexiones de construcción en hormigón compuesto

24.2.5.1.1. Si los elementos compuestos sometidos a flexión se apuntalan durante su construcción de tal forma que después de retirar los apoyos temporales la carga muerta es soportada por la sección compuesta total, el elemento compuesto se puede considerar equivalente a un elemento construido monolíticamente para el cálculo de la deflexión.

Los elementos compuestos de hormigón se deben diseñar para cumplir con los requisitos de resistencia a cortante horizontal de 16.4. Dado que se han hecho pocos ensayos para estudiar las deflexiones inmediatas y a largo plazo de elementos compuestos, las reglas dadas en este artículo, se basan en el criterio del Comité ACI 318 y en la experiencia.

En 22.3.3.3 se establece que no debe hacerse distinción entre elementos apuntalados y sin apuntalar. Esto se refiere a los cálculos de resistencia y no a las deflexiones. Los documentos de construcción deben indicar si el diseño de los elementos compuestos de hormigón se basa en construcción apuntalada o sin apuntalar, como lo exige 26.11.1.1.

24.2.5.2 Si los elementos compuestos sometidos a flexión no se apuntalan durante su construcción, debe investigarse la magnitud y duración de la carga

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN | **COMENTARIO**

antes del inicio efectivo de la acción compuesta para calcular las deflexiones a largo plazo.

24.2.5.3 Se deben tener en cuenta las deflexiones que resultan de la retracción diferencial de los componentes prefabricados y construidos en obra y los efectos de la fluencia lenta de los elementos de hormigón pretensado.

24.3 DISTRIBUCIÓN DE LA ARMADURA A FLEXIÓN EN VIGAS Y LOSAS EN UNA DIRECCIÓN

R24.3 DISTRIBUCIÓN DE LA ARMADURA A FLEXIÓN EN VIGAS Y LOSAS EN UNA DIRECCIÓN

24.3.1 Distribución de la armadura

La armadura adherida debe estar distribuida para controlar la fisuración en las zonas en tracción por flexión de losas y vigas no pretensadas y pretensadas Clase C reforzadas para resistir flexión en una sola dirección.

R24.3.1 Distribución de la armadura

Cuando las cargas de servicio producen tensiones altas en la armadura, deben esperarse fisuras visibles y deben tomarse precauciones al detallar la armadura para controlar la fisuración. Por razones de durabilidad y estética, son preferibles muchas fisuras muy finas que pocas fisuras anchas. Las prácticas de detallado de la armadura generalmente conducirán a un adecuado control de la fisuración si se utiliza acero de la armadura AH 420.

Los exhaustivos trabajos de laboratorio (Gergely and Lutz 1968; Kaar 1966; Base et al. 1966) realizados con barras corrugadas, confirmaron que el ancho de las fisuras debidas a las cargas de servicio, es proporcional a la tensión en el acero. Se encontró que las variables significativas afectadas por el detallado de la armadura son el espesor del recubrimiento de hormigón y el espaciamiento de la armadura.

El ancho de fisura refleja inherentemente una amplia dispersión, incluso en el trabajo cuidadoso de laboratorio, y está influenciado por la retracción y otros efectos que dependen del tiempo. El mejor control de fisuración se obtiene cuando la armadura está bien distribuida en la zona de máxima tracción en el hormigón. Varias barras con un espaciamiento moderado son mucho más efectivas para controlar la fisuración que una o dos barras de mayor diámetro de área equivalente.

24.3.2 Espaciamiento de la armadura adherida

El espaciamiento de la armadura adherida más cercana a la cara en tracción no debe exceder los valores de la Tabla 24.3.2, donde c_c es la menor distancia desde la superficie de la armadura corrugada o de pretensado a la cara en tracción. La tensión calculada en la armadura corrugada f_s , y el cambio calculado en la tensión en la armadura pretensada adherida Δf_{ps} , debe cumplir con 24.3.2.1 y 24.3.2.2, respectivamente.

R24.3.2 Espaciamiento de la armadura adherida

El espaciamiento de la armadura se limita para controlar la fisuración (Beeby 1979; Frosch 1999; ACI Committee 318 1999). Para el caso de una viga con acero de armadura AH 420, 50 mm de recubrimiento libre de la armadura principal y con $f_s = 280$ MPa, el espaciamiento máximo es 250 mm.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN

Tabla 24.3.2 — Espaciamiento máximo de la armadura adherido en vigas y losas en una dirección pretensadas Clase C y no pretensadas

Tipo de armadura	Espaciamiento máximo, s	
Barras o alambres corrugados	Menor de:	$380\left(\frac{280}{f_s}\right) - 2{,}5\,c_c$
		$300\left(\frac{280}{f_s}\right)$
Armadura pretensada adherida	Menor de:	$\frac{2}{3}\left[380\left(\frac{280}{\Delta f_{ps}}\right) - 2{,}5\,c_c\right]$
		$\frac{2}{3}\left[300\left(\frac{280}{\Delta f_{ps}}\right)\right]$
Combinación de barras o alambres corrugados y armadura pretensada adherida	Menor de:	$\frac{5}{6}\left[380\left(\frac{280}{\Delta f_{ps}}\right) - 2{,}5\,c_c\right]$
		$\frac{5}{6}\left[300\left(\frac{280}{\Delta f_{ps}}\right)\right]$

24.3.2.1 La tensión calculada f_s en la armadura corrugada más cercana a la cara en tracción para cargas de servicio debe obtenerse con base en el momento no mayorado. Se permite tomar f_s como $(2/3)f_y$.

24.3.2.2 La variación en el tensión Δf_{ps} , en armadura pretensada adherida para cargas de servicio debe ser igual al tensión calculada con base en un análisis usando sección fisurada menos la tensión de descompresión f_{dc} . Se puede considerar f_{dc} igual a la tensión efectiva en el acero de pretensado f_{se} . La magnitud de Δf_{ps} no debe exceder 250 MPa. Cuando $\Delta f_{ps} \leq 140$ MPa, no hay necesidad de cumplir los requisitos de espaciamiento de la Tabla 24.3.2.

COMENTARIO

Los anchos de fisura en estructuras son muy variables. Los requisitos actuales de la Norma para espaciamiento, intentan limitar la fisuración superficial a un ancho que es generalmente aceptable en la práctica, pero que puede variar ampliamente dentro de una misma estructura.

La influencia de las fisuras en la corrosión es un tema controvertido. Las investigaciones (Darwin et al. 1985; Oesterle 1997) muestran que la corrosión no está claramente relacionada con el ancho de las fisuras superficiales en los rangos normalmente encontrados de las tensiones de la armadura a nivel de cargas de servicio. Por esta razón, la Norma no hace distinción entre exposición interior y exterior.

Solamente la armadura de tracción más cercana a la cara en tracción necesita ser considerada para seleccionar el valor de c_c que se usa para calcular los requisitos de espaciamiento. Para armadura pretensada, por ejemplo, torones, los cuales poseen características de adherencia menos efectivas que la armadura corrugada, se aplica un factor de efectividad de dos tercios en la Tabla 24.3.2.

Para elementos postesados diseñados como elementos fisurados, en general, es ventajoso controlar la fisuración mediante el uso de armadura corrugada, para lo cual se pueden usar los requisitos para barras y alambres corrugados de la Tabla 24.3.2. La armadura adherida exigida por otras disposiciones de esta Norma también puede ser usada como armadura para el control de la fisuración.

R24.3.2.2 Es conservador considerar la tensión de descompresión f_{dc} igual a la tensión efectiva en el acero de pretensado f_{se} . El límite máximo de *250* MPa para Δf_{ps} tiene la intención de hacerlo similar al máximo tensión permisible para el acero de armadura AH 420 ($f_s \leq 280$ MPa). La exención para los elementos con $\Delta f_{ps} \leq 140$ MPa refleja que muchas estructuras diseñadas usando métodos de tensión de trabajo y con niveles bajos de tensión se desempeñaron bien para las funciones para las cuales se diseñaron mostrando poca fisuración por flexión.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN | **COMENTARIO**

24.3.3 Armadura de un solo cable o barra

Si solo hay una barra adherida, cable de pretensado, o cable adherido cerca de la cara extrema en tracción, el ancho de la cara extrema en tracción no debe exceder el valor de ***s*** determinado de acuerdo con la Tabla 24.3.2.

24.3.4 Alas traccionadas de las vigas Te

Cuando las alas de las vigas T están en tracción, parte de la armadura de tracción por flexión debe distribuirse sobre un ancho efectivo del ala como se define en 6.3.2 ó un ancho igual a $l_n/10$, el que sea menor. Si el ancho efectivo del ala excede $l_n/10$, se debe colocar armadura longitudinal adherida adicional en las zonas más externas del ala.

R24.3.4 Alas traccionadas de las vigas Te

En vigas T, la distribución de la armadura negativa para el control de la fisuración debe tener en cuenta dos condiciones:

1) un espaciamiento grande de la armadura en el ancho efectivo del ala puede provocar la formación de fisuras anchas en la losa cerca del alma, y
2) espaciamiento pequeño en la vecindad del alma deja sin protección las zonas exteriores del ala.

La limitación de un décimo sirve para evitar que haya un espaciamiento muy grande, al tiempo que proporciona un poco de armadura adicional necesario para proteger las zonas más externas del ala.

24.3.5 Espaciamiento de la armadura sometida a fatiga

El espaciamiento de la armadura adherida sometida a flexión en vigas y losas en una dirección pretensadas Clase C y no pretensadas, sometidas a fatiga, diseñadas para ser impermeables, o expuestas a un ambiente agresivo, se debe seleccionar en base a investigaciones y precauciones especiales para esas condiciones y no debe exceder los límites dados en 24.3.2.

R24.3.5 Espaciamiento de la armadura sometida a fatiga

A pesar de que se han realizado numerosos estudios, no se dispone de evidencia experimental clara respecto al ancho de fisura a partir del cual existe peligro de corrosión. Las pruebas de exposición indican que la calidad del hormigón, la compactación adecuada y el apropiado recubrimiento de hormigón pueden ser más importantes para la protección contra la corrosión que el ancho de fisura en la superficie del hormigón.

Los requisitos relacionados con un mayor recubrimiento de hormigón y mayor durabilidad del acero de las armaduras se encuentran en 20.6, y los relacionados con la durabilidad del hormigón se encuentran en 19.3.

24.4 ARMADURA DE RETRACCIÓN Y TEMPERATURA

R24.4 ARMADURA DE RETRACCIÓN Y TEMPERATURA

24.4.1 Losas en una dirección

En losas estructurales en una dirección donde la armadura a flexión se extiende en una sola dirección, se debe colocar armadura en dirección perpendicular a la armadura a flexión para resistir las tensiones debidas a retracción y temperatura, de acuerdo con 24.4.3 y 24.4.4.

R24.4.1 Losas en una dirección

Se requiere armadura de retracción y temperatura perpendicular a la armadura principal, para minimizar la fisuración y para amarrar la estructura con el fin de garantizar que actúe como se supone en el diseño. Los requisitos de este artículo se refieren sólo a losas estructurales y no son para losas sobre el terreno.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO

24.4.2 Efectos de T

Cuando los movimientos por retracción y temperatura están restringidos, deben considerarse los efectos de ***T*** de acuerdo con 5.3.6.

R24.4.2 Efectos de T

El área de armadura por retracción y temperatura requerida por 24.4.3.2 ha sido satisfactoria cuando los movimientos por retracción y temperatura no están restringidos. Cuando existan muros estructurales o columnas que generen una restricción significativa a los movimientos por retracción y temperatura, la restricción a los cambios de volumen provoca tracción en las losas y desplazamientos, fuerzas cortantes y momentos en las columnas o muros. En estos casos, puede ser necesario incrementar la cantidad de armadura de la losa requerida en la Tabla 24.4.3.2 debido a la retracción y los efectos térmicos en las dos direcciones principales (PCI MNL 120; Gilbert 1992). Tanto la armadura inferior como el superior son efectivas para controlar la fisuración. Las franjas de control dejadas durante el período de construcción para permitir la retracción inicial sin que se generen incrementos en las tensiones, son también efectivas para reducir la fisuración causada por la restricción.

La capa de compresión también sufre tracción debido a la restricción del diferencial de retracción entre la capa de compresión y los elementos prefabricados o tableros permanentes de acero (que no tienen retracción) que debe ser considerada al armar la losa. Se deben tener en cuenta las demandas de deformación unitaria en la armadura que cruza las juntas de elementos prefabricados, donde ocurre la mayoría de la liberación del diferencial de retracción.

24.4.3 Armadura no pretensada

R24.4.3 Armadura no pretensada

24.4.3.1 La armadura corrugada, que cumpla con la Tabla 20.2.2.4(a), empleada como armadura de retracción y temperatura debe colocarse de acuerdo con 24.4.3.2 hasta 24.4.3.5.

24.4.3.2 La cuantía de la armadura corrugada de retracción y temperatura calculada con respecto al área bruta de hormigón no debe ser menor que los valores dados en la Tabla 24.4.3.2.

R24.4.3.2 Las cuantías mínimas para barras corrugadas o armadura electrosoldada de alambre, calculada con respecto al área bruta de hormigón, requeridas en 24.4.3.2, son empíricas, pero se han utilizado satisfactoriamente durante muchos años. El área de armadura resultante puede distribuirse cerca de la cara superior o inferior de la losa, o puede localizarse entre las dos caras de la losa según se considere apropiado para las condiciones específicas.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN | **COMENTARIO**

Tabla 24.4.3.2 — Cuantías mínimas de armadura corrugada de retracción y temperatura calculadas sobre el área bruta de hormigón

Tipo de armadura	f_y , MPa	Cuantía mínima de armadura	
Barras corrugadas	< 420	*0,0020*	
Barras corrugadas o armadura de alambre electrosoldada	≥ 420	Mayor de:	$\frac{0{,}0018 \cdot 420}{f_y}$
			0,0014

24.4.3.3 El espaciamiento de la armadura corrugado de retracción y temperatura no debe exceder el menor de **5*h*** y 450 mm.

24.4.3.4 En todas las secciones donde se requiera, la armadura corrugada de retracción y temperatura debe ser capaz de desarrollar f_y en tracción.

R24.4.3.4 Los empalmes y anclajes terminales de armadura de retracción y temperatura deben diseñarse para desarrollar la resistencia a la fluencia especificada del acero de armadura, de acuerdo con el Capítulo 25.

24.4.3.5 Para losas prefabricadas en una dirección y paneles de muro en una dirección prefabricados y pretensados, no se requiere la armadura de retracción y temperatura en dirección perpendicular a la armadura para flexión si se cumplen:

a) Elementos prefabricados con anchos menores a 3,7 m.

b) Elementos prefabricados que no están conectados mecánicamente como para causar una restricción en la dirección transversal.

R24.4.3.5 En elementos de hormigón pretensado prefabricado, de ancho no mayor a 3,7 m, como losas alveolares, losas macizas o losas con nervaduras poco espaciadas, usualmente no se necesita proporcionar armadura transversal para soportar tensiones de retracción y variación de temperatura en la dirección corta. Esto es generalmente cierto, también, para losas de piso y cubierta prefabricadas no pretensadas. El ancho de 3,7 m es menor que aquel en el cual los tensiones por retracción y variación de temperatura pueden alcanzar una magnitud que requiera armadura transversal. Adicionalmente, la mayor parte de la retracción se produce antes de que los elementos sean colocados en la estructura. Una vez en la estructura final, usualmente, los elementos no están conectados en sentido transversal tan rígidamente como el hormigón monolítico, y por esta razón las tensiones por restricción transversal debidas a retracción y variación de temperatura se reducen significativamente.

Esta excepción no aplica donde la armadura se requiere para resistir tensiones de flexión como ocurre en alas delgadas de vigas T sencillas y dobles.

24.4.3.6 Armadura que no se requiere para resistir tensiones transversales de flexión.

24.4.4 Armadura pretensada

R24.4.4 Armadura pretensada

c) El acero de pretensado empleado como armadura de retracción y temperatura, debe cumplir con la Tabla 20.3.2.2, y su tensión promedio mínima de compresión, después de las pérdidas,

R24.4.4.1 Los requisitos de la armadura de pretensado se han seleccionado para proporcionar una fuerza efectiva a la losa, aproximadamente igual a la resistencia a la fluencia de la armadura no pre-

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN

debe ser al menos *0,7* MPa sobre el área bruta del hormigón.

COMENTARIO

tensada de retracción y temperatura. Esta cantidad de armadura pretensada con una tensión promedio mínimo de *0,7* MPa sobre el área total del hormigón, se ha utilizado exitosamente en un gran número de proyectos.

Se deben evaluar los efectos del acortamiento de la losa para asegurar una acción apropiada. En la mayoría de los casos, el bajo nivel de pretensado recomendado no debería causar dificultades en una estructura detallada adecuadamente. Puede requerirse atención especial cuando los efectos térmicos o la restricción sean significativos.

24.5 TENSIONES ADMISIBLES EN ELEMENTOS DEL HORMIGÓN PRETENSADO SOMETIDOS A FLEXIÓN

R24.5 TENSIONES ADMISIBLES EN ELEMENTOS DE HORMIGÓN PRETENSADOS SOMETIDO A FLEXIÓN

24.5.1 Generalidades

R24.5.1 Generalidades

24.5.1.1 Se deben limitar las tensiones en el hormigón en elementos pretensados sometidos a flexión de acuerdo con los requisitos de 24.5.2 hasta 24.5.4, a menos que se demuestre mediante ensayos o análisis que no se perjudica el comportamiento.

R24.5.1.1 Las tensiones admisibles en el hormigón se incluyeron para controlar el funcionamiento, pero no para garantizar una resistencia estructural adecuada, la cual debe verificarse de acuerdo con otros requisitos de la Norma.

Este artículo contiene un procedimiento por medio del cual los límites de las tensiones no inhiban el desarrollo de nuevos productos, materiales y técnicas de construcción de hormigón pretensado. La aprobación del diseño debe cumplir con el artículo 1.8 de la Norma.

24.5.1.2 En el cálculo de las tensiones en transferencia del pretensado, bajo cargas de servicio y en el estado correspondiente a cargas de fisuración, se debe emplear la teoría elástica cumpliendo con las suposiciones siguientes:

a) Las deformaciones unitarias varían linealmente con la distancia al eje neutro de acuerdo con 22.2.1.

24.5.1.3 En secciones fisuradas el hormigón no resiste tracción.

24.5.2 Clasificación de los elementos pretensados sometidos a flexión.

R24.5.2 Clasificación de los elementos pretensados sometidos a flexión.

24.5.2.1 Los elementos pretensados a flexión deben clasificarse como Clase U, Clase T o Clase C de acuerdo con la Tabla 24.5.2.1, en función de f_t , correspondiente a la tensión calculada en la fibra extrema en tracción en la zona en tracción precomprimida, calculada para cargas de servicio, suponiendo la sección como no fisurada.

R24.5.2.1 Este artículo define tres clases de comportamiento de los elementos pretensados a flexión. Para los elementos de la Clase U se supone un comportamiento como elementos no fisurados. Para los elementos Clase C se supone un comportamiento como elementos fisurados. El comportamiento de los elementos de Clase T se supone como una transición entre los fisurados y los no fisurados. Los requisitos de funcionamiento o con-

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN

Tabla 24.5.2.1 — Clasificación de los elementos pretensados sometidos a flexión basada en f_t

Comportamiento supuesto	CLASE	Límites de f_t
No fisurado [1]	**U**	$f_t \le 0{,}62\sqrt{f'_c}$
Transición entre fisurado y no fisurado	**T**	$0{,}62\sqrt{f'_c} < f_t \le \sqrt{f'_c}$
Fisurado	**C**	$f_t > \sqrt{f'_c}$

[1] Los sistemas de losas pretensadas en dos direcciones deben ser diseñadas como Clase U con $f_t \le 0{,}50\sqrt{f'_c}$

COMENTARIO

diciones de servicio, para cada clase están resumidos en la Tabla R24.5.2.1. Para efectos de comparación, la Tabla R24.5.2.1 también muestra los requisitos correspondientes para los elementos no pretensados.

Estas clases se aplican tanto a los elementos pretensados sometidos a flexión, adheridos como no adheridos, sin embargo, los sistemas de losas en dos direcciones deben ser diseñados como Clase U con $f_t \le 0{,}50\sqrt{f'_c}$.

Tabla R24.5.2.1 — Requisitos de diseño para funcionamiento o condiciones de servicio,

	Pretensado			*No pretensado*
	Clase U	*Clase T*	*Clase C*	
Comportamiento supuesto	*No fisurado*	*Transición*	*Fisurado*	*Fisurado*
Propiedades de la sección para calcular tensiones bajo cargas de servicio	*Sección bruta 24.5.2.2*	*Sección bruta 24.5.2.2*	*Sección fisurada 24.5.2.3*	*Sin requisitos*
Tensión admisible en transferencia	*24.5.3*	*24.5.3*	*24.5.3*	*Sin requisitos*
Tensión de compresión admisible basado en sección no fisurada	*24.5.4*	*24.5.4*	*Sin requisitos*	*Sin requisitos*
Tensión a tracción, bajo cargas de servicio 18.3.3	≤ $0{,}62\sqrt{f'_c}$	$0{,}62\sqrt{f'_c} < f_t \le \sqrt{f'_c}$	*Sin requisitos*	*Sin requisitos*
Base para el cálculo de las deflexiones	*24.2.3.8, 24.2.4.2 Sección bruta*	*24.2.3.9, 24.2.4.2 Sección fisurada bilineal*	*24.2.3.9, 24.2.4.2 Sección fisurada bilineal*	*24.2.3, 24.2.4.1 Momento efectivo de inercia*
Control de fisuración	*Sin requisitos*	*Sin requisitos*	*24.3*	*24.3*
Cálculo de Δf_s ó f_s para el control de fisuración	–	–	*Análisis de sección fisurada*	$f_s = \dfrac{M}{A_s \cdot \text{brazo de palanca}}$ ó $0{,}67 f_y$
Armadura de las caras laterales	*Sin requisitos*	*Sin requisitos*	*9.7.2.3*	*9.7.2.3*

La zona precomprimida en tracción es esa porción de un elemento pretensado donde ocurre tracción por flexión, bajo cargas muertas y vivas no mayoradas, calculada utilizando las propiedades de la sección bruta, como si la fuerza de pretensado no estuviera presente. El hormigón pretensado se diseña generalmente de manera que la fuerza de pretensado introduzca compresión en dicha zona, reduciendo efectivamente la magnitud de la tensión por tracción.

En ambientes corrosivos, definidos como un ambiente en el cual ocurre ataque químico (tal como

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN

COMENTARIO

proveniente de agua marina, atmósferas industriales corrosiva, o gases de alcantarillados) la fisuración bajo cargas de servicio se vuelve crítica para efectos del desempeño a largo plazo. Para estas condiciones, debe incrementarse el recubrimiento de hormigón de acuerdo con 20.6.1.4, y las tensiones de tracción deben reducirse para minimizar una posible fisuración bajo cargas de servicio.

24.5.2.2 Para los elementos Clase U y Clase T, se permite calcular las tensiones para cargas de servicio usando la sección no fisurada.

24.5.2.3 Para los elementos Clase C, las tensiones bajo cargas de servicio se deben calcular usando la sección transformada fisurada.

R24.5.2.3 Los elementos pretensados se clasifican con base en la magnitud de la tensión en la zona precomprimida sometida a tracción, calculada suponiendo que la sección se mantiene sin fisurar. Una vez que se ha determinado que un elemento es Clase C, con $f_t > \sqrt{f'_c}$, se permite calcular los tensiones para cargas de servicio usando la sección transformada fisurada.

En Mast (1998) se presenta un método para calcular las tensiones en una sección fisurada.

24.5.3 Tensiones admisibles en el hormigón después de la aplicación del pretensado.

R24.5.3 Tensiones admisibles en el hormigón después de la aplicación del pretensado

En esta etapa, las tensiones en el hormigón son causadas por el peso del elemento y la fuerza en el acero de pretensado, después del tesado, reducida por las pérdidas debidas al hundimiento del anclaje y el acortamiento elástico del hormigón. Generalmente, la retracción, la fluencia lenta y los efectos de relajación no se incluyen en esta etapa. Estas tensiones se aplican tanto al hormigón pretesado como al pos-tesado, con las modificaciones adecuadas para las pérdidas durante la transferencia.

24.5.3.1 Las tensiones en la fibra extrema en compresión calculadas inmediatamente después de la aplicación del pretensado, antes de las pérdidas de pretensado que dependen del tiempo, no deben exceder los límites de la Tabla 24.5.3.1.

Tabla 24.5.3.1 — Límites para las tensiones a compresión en el hormigón después de la aplicación del pretensado

Ubicación	Límite de la tensión a compresión
En los extremos de elementos simplemente apoyados	$0{,}70\, f'_{ci}$
En otras ubicaciones	$0{,}60\, f'_{ci}$

R24.5.3.1 Los tensiones a compresión admisibles en transferencia son mayores en los extremos de los elementos simplemente apoyados que en otras ubicaciones; esto se basa en la investigación y en las prácticas industriales del hormigón prefabricado y pretensado (Castro et al. 2004; Dolan and Krohn (2007); Hale and Russell (2006)).

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN

24.5.3.2 Las tensiones a tracción calculadas inmediatamente después de la aplicación del pretensado, antes de las pérdidas de pretensado que dependen del tiempo, no deben exceder los límites de la Tabla 24.5.3.2, excepto en lo que se permite en 24.5.3.2.1.

Tabla 24.5.3.2 — Límites para las tensiones a tracción en el hormigón después de la aplicación del pretensado, sin armadura adicional adherida en la zona de tracción

Ubicación	Límite de la tensión a tracción
En los extremos de elementos simplemente apoyados	$0{,}50\sqrt{f'_{ci}}$
En otras ubicaciones	$0{,}25\sqrt{f'_{ci}}$

24.5.3.2.1. Se permite exceder los límites de la Tabla 24.5.3.2 cuando se coloca armadura adicional adherida en la zona de tracción para resistir la fuerza total de tracción en el hormigón, calculada bajo la suposición de sección no fisurada.

24.5.4 Tensiones admisibles en el hormigón sometido a compresión bajo cargas de servicio

24.5.4.1 En elementos pretensados sometidos a flexión Clases U y T, los tensiones en el hormigón bajo cargas de servicio, después de que han ocurrido todas las pérdidas de pretensado, no deben exceder los límites de la Tabla 24.5.4.1.

Tabla 24.5.4.1 — Límite para las tensiones a compresión bajo cargas de servicio

Condición de carga	Límite del tensión a compresión en el hormigón
Pretensado más cargas permanentes en el tiempo	$0{,}45\ f'_c$
Pretensado más todas las cargas	$0{,}60\ f'_c$

COMENTARIO

R24.5.3.2 Los límites de las tensiones a tracción de $\boldsymbol{0{,}25\sqrt{f'_{ci}}}$ y $\boldsymbol{0{,}50\sqrt{f'_{ci}}}$ se refieren a tensiones a tracción que se localizan fuera de la zona de tracción precomprimida. Cuando las tensiones de tracción exceden los valores admisibles, se puede calcular la fuerza total en la zona de tensión de tracción y se puede diseñar la armadura con base a esta fuerza, para una tensión de $\boldsymbol{0{,}60f_t}$, pero no mayor de 210 MPa. Los efectos de la fluencia lenta y retracción comienzan a reducir la tensión de tracción casi inmediatamente, no obstante, algo de tracción permanece en esta zona después de que han ocurrido todas las pérdidas del pretensado.

R24.5.4 Tensiones admisibles en el hormigón sometido a compresión bajo cargas de servicio

R24.5.4.1 El límite para la tensión a compresión se estableció de manera conservadora en $\boldsymbol{0{,}45\ f'_c}$ para disminuir la probabilidad de falla de elementos de hormigón pretensado debido a cargas repetidas. Este límite parece razonable para evitar deformaciones excesivas por fluencia lenta. A valores de tensión mayores, las deformaciones unitarias por fluencia lenta tienden a incrementarse más rápidamente de lo que se incrementa la tensión aplicada.

Los ensayos de fatiga realizados en vigas de hormigón pretensado han demostrado que las fallas por compresión del hormigón no constituyen un criterio de control. Por lo tanto, el límite de tensiones de $\boldsymbol{0{,}60\ f'_c}$ permite un incremento de un tercio en la tensión admisible a compresión para elementos sometidos a cargas transitorias.

La carga viva sostenida en el tiempo es cualquier porción de la carga viva de servicio que se mantendrá por un período suficiente para causar deflexiones dependientes del tiempo significativas. Así, cuando las cargas muertas y vivas permanentes en el tiempo son un porcentaje alto de la carga de servicio total, el límite de $\boldsymbol{0{,}45\ f'_c}$ de la Tabla 24.5.4.1 las puede controlar. Por otra parte, cuando una porción apreciable de la carga de servicio total consiste en una carga viva de servicio

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
	transitoria o temporal, el límite de tensión incrementado de ***0,60*** f'_c las controla. El límite de la tensión de compresión de ***0,45*** f'_c para pretensado más cargas mantenidas en el tiempo continúa controlando el comportamiento a largo plazo de elementos pretensados.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN | **COMENTARIO**

CAPÍTULO 25 — DETALLES DE LAS ARMADURAS

25.1 ALCANCE

R25.1 ALCANCE

Los métodos y normas recomendados para la preparación de los planos de diseño, detalles típicos y planos para la fabricación y colocación de la armadura en estructuras de hormigón armado, se describen en *ACI Detailing Manual* (SP-66) En esta Norma, todos los requisitos relativos a los diámetros de las barras, alambres y torones (y su área) se basan en las dimensiones nominales de la armadura, tal como se proporcionan en la norma correspondiente de la ASTM. Las dimensiones nominales equivalen a las de un área circular que tiene el mismo peso por metro que los tamaños de las barras, los alambres y los torones designados por la ASTM. El área de la sección transversal de la armadura se basa en las dimensiones nominales.

25.1.1 Disposición general

Los requisitos de este capítulo se aplican a los detalles de la armadura e incluyen:

a) Espaciamiento mínimo.
b) Ganchos estándar, ganchos sísmicos y ganchos suplementarios.
c) Anclaje de la armadura.
d) Empalmes.
e) Paquete de barras.
f) Armadura transversal.
g) Anclajes y conectores para postesado.

R25.1.1 Además de los requisitos de este Capítulo que afectan a la armadura, el detallado específico para elementos particulares se proporciona en los capítulos correspondientes. Otros detalles asociados con los requisitos de integridad estructural se encuentran en 4.10.

25.1.2 Elementos postesados

Los requisitos de 25.9 aplican a zonas de anclajes para cables de postesado.

25.2 ESPACIAMIENTO MÍNIMO DE LA ARMADURA

R25.2 — ESPACIAMIENTO MÍNIMO DE LA ARMADURA

25.2.1 Armadura no pretensada paralela colocada en una capa horizontal

Para armadura no pretensada paralela colocada en una capa horizontal, la distancia libre mínima entre barras paralelas de una capa debe ser al menos el mayor entre **25 mm**, d_b , y $(4/3)\, d_{agg}$.

25.2.2 Armadura no pretensada paralela colocada en varias capas horizontales

Cuando la armadura paralela se coloque en dos o más capas horizontales, las barras de las capas superiores deben colocarse exactamente sobre las

Los límites mínimos se establecieron con el fin de permitir el flujo rápido del hormigón dentro de los espacios comprendidos entre las barras y entre las barras y el encofrado sin formar cangrejeras y con el objeto de evitar la concentración de barras en el mismo plano lo cual puede causar fisuración por cortante o retracción. El uso del diámetro nominal de las barras para definir el espaciamiento mínimo permite un criterio uniforme para barras de todos los tamaños. En la versión del código ACI 318 de 2014, los límites en el tamaño de los agregados fueron convertidos a requisitos de espaciamiento mínimo y se incluyen

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN

de las capas inferiores, con una distancia libre entre capas no menor de 25 mm.

25.2.3 Armadura en columnas

Para armadura longitudinal en columnas, pedestales, bielas y elementos de borde en muros, la distancia libre entre barras debe ser al menos el mayor de 40 mm, $\boldsymbol{1{,}5\,d_b}$, y $(\boldsymbol{4/3})\,\boldsymbol{d_{agg}}$.

25.2.4 Torones de pretesado en el extremo de un elemento

Para los torones de pretesado en el extremo de un elemento, el espaciamiento mínimo entre los centros $\boldsymbol{s}$, debe ser el mayor valor entre lo indicado en la Tabla 25.2.4, y $(\boldsymbol{4/3})\,\boldsymbol{d_{agg}} + \boldsymbol{d_b}$.

Tabla 25.2.4 — Espaciamiento mínimo medido centro a centro de los torones de pretesado en los extremos de un elemento

f'_c MPa	Diámetro nominal del torón, mm	s mínimo
< 28	Todos	$4\,d_b$
≥ 28	< 12,7 mm	$4\,d_b$
	12,7 mm	45 mm
	15,2 mm	50 mm

25.2.5 Alambres de pretesado en el extremo de un elemento

Para los alambres de pretesado en el extremo de un elemento, el espaciamiento mínimo centro a centro, $\boldsymbol{s}$, debe ser el mayor de $\boldsymbol{5\,d_b}$ y $\left[(\boldsymbol{4/3})\,\boldsymbol{d_{agg}} + \boldsymbol{d_b}\right]$.

25.2.6 Espaciamiento vertical

Se permite reducir el espaciamiento vertical incluyendo los paquetes de armadura pretensada en la sección media de un vano.

COMENTARIO

con el fin de asegurar que la armadura quede adecuadamente embebida, minimizando la formación de cangrejeras. Nótese que las limitaciones para el tamaño del agregado pueden omitirse si, a juicio del profesional facultado para diseñar, la trabajabilidad y los métodos de compactación del hormigón son tales que el hormigón pueda colocarse sin que se formen cangrejeras o vacíos.

Las longitudes de anclaje dadas en 25.4 son una función de los espaciamientos entre las barras y el recubrimiento. Como consecuencia, puede ser deseable usar en algunos casos un espaciamiento y recubrimiento de barras mayor que el mínimo requerido.

R25.2.4 Torones de pretesado en el extremo de un elemento

El menor espaciamiento permitido para resistencia en transferencia de 28 MPa o más se basa en Deatherage et al. (1994) y Russell and Burns (1966).

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN

COMENTARIO

25.3 GANCHOS ESTÁNDAR, GANCHOS SÍSMICOS, GANCHOS SUPLEMENTARIOS Y DIÁMETRO INTERIOR DE DOBLADO

25.3.1 Ganchos para anclaje de barras corrugadas en tracción

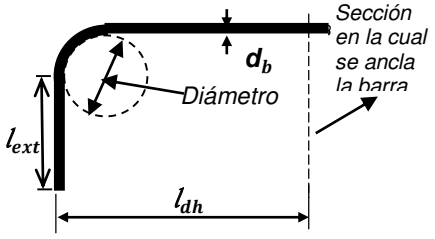
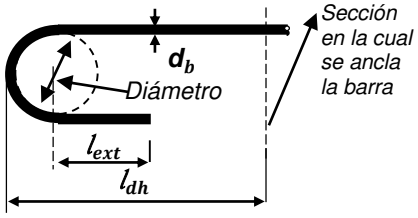
Los ganchos estándar para el anclaje de las barras corrugadas en tracción deben cumplir con la Tabla 25.3.1.

R25.3 GANCHOS ESTÁNDAR, GANCHOS SÍSMICOS, GANCHOS SUPLEMENTARIOS Y DIÁMETRO INTERIOR DE DOBLADO

R25.3.1 Ganchos para anclaje de barras corrugadas en tracción

Los dobleces estándar de las barras de armadura se describen en términos del diámetro interior de doblado, ya que éste resulta más fácil de medir que el radio de dicho doblez. Los factores principales que afectan el diámetro mínimo de doblado son la capacidad del acero de doblarse sin romperse y la prevención del aplastamiento del hormigón dentro del doblez.

Tabla 25.3.1 — Geometría del gancho estándar para el anclaje de barras corrugadas en tracción

Tipo de doblado	Diámetro de la barra (mm)	Diámetro interno mínimo (mm)	Prolongación en el extremo libre [1], l_{ext}	Tipo de gancho normal
Patilla (doblado a 90º)	$6 < d_b \leq 10$	$4\,d_b$	$\geq 12\,d_b$	
	$10 < d_b \leq 25$	$6\,d_b$		
	$25 < d_b \leq 50$	$8\,d_b$		
	$50 < d_b$	$10\,d_b$		
Gancho (doblado a 180º)	$6 < d_b \leq 10$	$4\,d_b$	$\geq 4\,d_b$ ó ≥ 60 mm	
	$10 < d_b \leq 25$	$6\,d_b$		
	$25 < d_b \leq 50$	$8\,d_b$		
	$50 < d_b$	$10\,d_b$		

[1] El gancho normal para las barras corrugadas en tracción incluye el diámetro interior específico del doblez y el largo de la prolongación recta. Se permite usar una prolongación recta más larga en el extremo del gancho. No se considera que esta prolongación aumente la resistencia de anclaje del gancho.

25.3.2 Diámetro mínimo interior de doblado para armadura transversal

El diámetro mínimo interior de doblado para barras usadas como armadura transversal y ganchos estándar usados para anclar estribos, estribos cerrados de confinamiento y espirales deben cumplir con la Tabla 25.3.2. Los ganchos estándar deben abrazar la armadura longitudinal.

R25.3.2 Diámetro mínimo interior de doblado para armadura transversal

Los ganchos estándar de estribos y estribos cerrados de confinamiento están limitados a barras $d_b \leq 25$, y el gancho de 90 º con una extensión de $\boldsymbol{6\,d_b}$ está limitado además a barras $d_b \leq 16$, en ambos casos como resultado de investigaciones que demuestran que los tamaños mayores de barras con gancho de 90 º y extensiones de $\boldsymbol{6\,d_b}$, tienden a descascarar el recubrimiento de hormigón cuando la armadura es sometida a tensiones y el gancho se endereza.

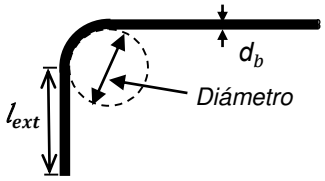
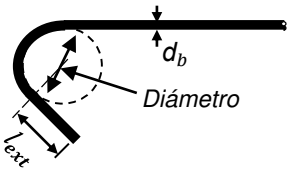
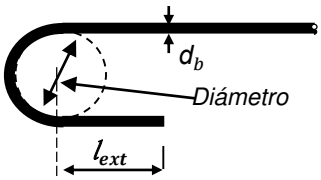
Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN | **COMENTARIO**

El doblez mínimo de $4\,d_b$ para los tamaños de barras que comúnmente se utilizan para estribos y estribos cerrados de confinamiento, se basa en la práctica aceptada en la industria. El uso de barras para estribos d_b *16* ó menores con ganchos estándar de 90º, 135º ó 180º permite doblar múltiples unidades con equipo normal para doblar estribos.

Se deben tener en cuenta los problemas de facilidad de construcción al seleccionar los detalles de anclajes. En particular, el uso de ganchos de 180 º debe evitarse en estribos cerrados y estribos de confinamiento en forma de armadura continua.

Tabla 25.3.2 — Diámetro mínimo interior de doblado y geometría del gancho estándar para estribos, amarras y estribos cerrados de confinamiento

Tipo de gancho norma	Diámetro de la barra (mm)	Diámetro interno mínimo (mm)	Prolongación en el extremo libre [1], l_{ext}	Tipo de gancho normal
Patilla (doblado a 90º)	$6 < d_b \leq 16$	$4\,d_b$	$\geq 6\,d_b$ ó ≥ 75 mm	
	$16 < d_b \leq 25$	$6\,d_b$	$\geq 12\,d_b$	
Gancho (doblado a 135º)	$6 < d_b \leq 16$	$4\,d_b$	$\geq 6\,d_b$ ó ≥ 75 mm	
	$16 < d_b \leq 25$	$6\,d_b$		
Gancho (doblado a 180º)	$6 < d_b \leq 16$	$4\,d_b$	$\geq 4\,d_b$ ó ≥ 60 mm	
	$16 < d_b \leq 25$	$6\,d_b$		

[1] El gancho normal para estribos y estribos cerrados de confinamiento incluye el largo de la prolongación recta. Se permite usar una prolongación recta más larga en el extremo del gancho. No se considera que esta prolongación aumente la resistencia de anclaje del gancho.

25.3.3 Diámetro interior de doblado en malla electrosoldada de alambre

El mínimo diámetro interior de doblado en la armadura electrosoldado de alambre usado en estribos no debe ser menor que $4\,d_b$ para alambre corrugado mayor de MD40 y $2\,d_b$ para los demás diámetros de alambre. Ningún doblez con diámetro interior menor de $8\,d_b$ debe estar a menos de $4\,d_b$ de la intersección soldada más cercana.

R25.3.3 Diámetro interior de doblado en malla electrosoldada de alambre

Puede utilizarse armadura electrosoldada de alambre liso o corrugado para estribos. El alambre en las intersecciones soldadas no tiene la misma ductilidad y capacidad de doblado uniformes que en las zonas en que no se ha calentado por la soldadura en el proceso de fabricación de la armadura de alambre electrosoldado. Estos efectos de la temperatura de soldadura, por lo

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN

COMENTARIO

general, se disipan a una distancia de aproximadamente cuatro diámetros del alambre. Los diámetros mínimos de doblado permitidos son, en la mayoría de los casos, los mismos que los requeridos en los ensayos de doblado para alambre de las normas ASTM. (ASTM A1064M y A1022M).

25.3.4 Gancho sísmico

Los ganchos sísmicos usados para anclar los estribos, estribos cerrados de confinamiento y ganchos suplementarios deben cumplir:

a) Doblez mínimo de 90º para estribos cerrados de confinamiento circulares y de 135º para los demás estribos cerrados de confinamiento.

b) El gancho debe abrazar la armadura longitudinal y la extensión debe proyectarse hacia el interior del estribo o estribo cerrado de confinamiento.

25.3.5 Gancho suplementario u horquilla

Los ganchos suplementarios deben cumplir con:

a) Los ganchos suplementarios deben ser continuos entre los extremos.

b) Debe existir un gancho sísmico en un extremo.

c) Debe existir un gancho estándar en el otro extremo con un doblez mínimo de 90 º

d) Los ganchos deben abrazar las barras longitudinales periféricas.

e) Los ganchos de 90 º de dos ganchos suplementarios sucesivos que abrazan las mismas barras longitudinales deben quedar con los extremos alternados, excepto cuando los ganchos suplementarios cumplen con 18.6.4.3 ó 25.7.1.6.1.

R25.3.5 Gancho suplementario u horquilla

Los ganchos suplementarios se ilustran en la Figura R25.3.5

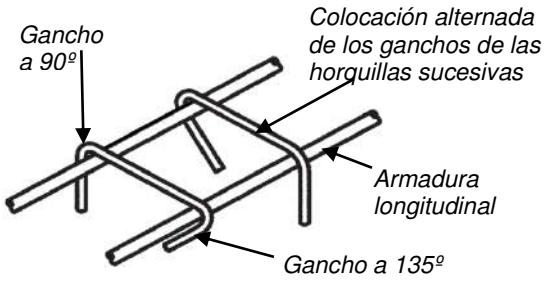


Figura R25.3.5 — Horquilla o gancho suplementario

25.4 ANCLAJE DE LA ARMADURA

25.4.1 Generalidades

25.4.1.1 La tracción o compresión calculada en la armadura en cada sección de un elemento debe ser prolongada hacia cada lado de dicha sección mediante una longitud embebida en el hormigón, gancho, barra corrugada con cabeza o dispositivo mecánico, o una combinación de ellos.

R25.4 ANCLAJE DE LA ARMADURA

R25.4.1 Generalidades

R25.4.1.1 El concepto de longitud de anclaje se basa en la tensión de adherencia obtenible sobre la longitud embebida de la armadura (ACI Committee 408 1996). Las longitudes de anclaje especificadas se requieren, en gran medida, por la tendencia de las barras sometidas a tensiones altas a fisurar el hormigón que restringe la barra cuando las secciones de hormigón son relativamente delgadas. Una barra individual embebida en una masa de hormigón no necesita una longitud de anclaje tan grande; aunque una fila de barras, aun en hormigón masivo, puede crear un plano de debilidad presentándose fisuración longitudinal a lo largo del plano de las barras.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
	En la práctica, el concepto de longitud de anclaje requiere longitudes o extensiones mínimas de la armadura más allá de todos los puntos de tensión máxima en la armadura. Tales tensiones máximas generalmente ocurren en los puntos donde se presentan las tensiones máximas y puntos del vano donde termina o se dobla la armadura adyacente. Desde el punto de tensión máxima en la armadura, se necesita cierta longitud o anclaje de la armadura a través del cual se disipe la tensión. Esta longitud de anclaje se necesita en ambos lados de los puntos de tensión máxima. Con frecuencia, la armadura continúa a lo largo de una distancia considerable en un lado del punto de tensiones críticas, de modo que el cálculo requiere tratar sólo el otro lado, por ejemplo, la armadura por momento negativo continúa a través de un apoyo hasta la mitad del vano siguiente.
25.4.1.2 Los ganchos y las barras corrugadas con cabeza no se deben emplear para anclar barras en compresión.	**R25.4.1.2** Los ganchos y las cabezas no son efectivos en compresión. No existen datos disponibles que demuestren que el uso de cabezas y ganchos reduzca la longitud de anclaje en compresión.
25.4.1.3 Las longitudes de anclaje no requieren de un factor de reducción de resistencia ϕ.	**R25.4.1.3** El factor de reducción de resistencia ϕ no se usa en las ecuaciones de las longitudes de anclaje y de empalme por traslape. Las expresiones para determinar las longitudes de anclaje y de empalme por traslape incluyen una holgura por deficiencia de la resistencia.
25.4.1.4 Los valores de $\sqrt{f'_c}$ usados para calcular la longitud de anclaje no deben exceder de 8,3 MPa.	**R25.4.1.4** Darwin et al. (1996) muestra que la fuerza desarrollada en los ensayos por una barra en anclaje y por empalmes por traslape aumenta a una tasa inferior a $\sqrt{f'_c}$ con el incremento de la resistencia a compresión. Sin embargo, usar $\sqrt{f'_c}$ es suficientemente preciso para valores de $\sqrt{f'_c}$ de hasta 8,3 MPa, debido a que el $\sqrt{f'_c}$ se ha usado por mucho tiempo en el diseño, el Comité 318 del ACI decidió no cambiar el exponente aplicado a la resistencia a compresión usada para calcular la longitud de anclaje y de empalme por traslape, sino más bien fijar un límite superior de $\sqrt{f'_c} \leq 8{,}3$ ***MPa***.
25.4.2 Anclaje de barras corrugadas y alambres corrugados en tracción	**R25.4.2 Anclaje de barras corrugadas y alambres corrugados en tracción**
25.4.2.1 La longitud de anclaje para barras corrugadas y alambre corrugado en tracción, l_d, debe ser la mayor de a) y b):	**R25.4.2.1** Este requisito utiliza dos enfoques para calcular la longitud de anclaje a tracción. El usuario puede usar las disposiciones simplificadas de 25.4.2.2 o la ecuación general de longitud de anclaje (ecuación (25.4.2.3a)), que se basa en

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN

a) La longitud calculada de acuerdo con 25.4.2.2 ó 25.4.2.3 usando los factores de modificación de 25.4.2.4

b) 300 mm.

25.4.2.2 Para barras corrugadas o alambres corrugados, l_d debe calcularse de acuerdo a la Tabla 25.4.2.2.

Tabla 25.4.2.2 — Longitud de anclaje para barras corrugadas y alambre corrugado en tracción

Espaciamiento y recubrimiento	**Barras $d_b \leq 20$ mm y alambres corrugados**	**Barras $d_b > 20$ mm**
Espaciamiento libre entre barras o alambres que se están anclando o empalmando por traslape no menor que d_b, recubrimiento libre al menos d_b, y no menos estribos a lo largo de l_d que el mínimo de la Norma o espaciamiento libre entre barras o alambres que están siendo desarrollados o empalmados por traslape no menor que 2 d_b y recubrimiento libre no menor que d_b	$\frac{12 f_y \psi_t \psi_e}{25 \lambda \sqrt{f'_c}} d_b$	$\frac{3 f_y \psi_t \psi_e}{5 \lambda \sqrt{f'_c}} d_b$
Otros casos	$\frac{18 f_y \psi_t \psi_e}{25 \lambda \sqrt{f'_c}} d_b$	$\frac{9 f_y \psi_t \psi_e}{10 \lambda \sqrt{f'_c}} d_b$

COMENTARIO

la expresión aprobada por ACI 408.1R (Jirsa et al. 1979). En la Tabla 25.4.2.2, l_d se basa en dos valores preseleccionados de $(c_b + K_{tr})/d_b$. En cambio, el l_d de la ecuación (25.4.3.2a) se basa en el valor de $(c_b + K_{tr})/d_b$ real. Aunque no existen requisitos para disponer armadura transversal a lo largo de la longitud de anclaje o de empalme por traslape en tracción, investigaciones recientes (Azizinamini et al. 1999 a,b) señalan que para hormigones con muy alta resistencia a la compresión, se producen fallas frágiles de anclaje en las barras con armadura transversal inadecuada. En ensayos de barras d_b 25 y d_b 32 empalmadas por traslape en hormigón con un f'_c de aproximadamente 105 MPa, la armadura transversal mejoró el comportamiento dúctil del anclaje.

R25.4.2.2 Estos requisitos reconocen que muchos casos prácticos corrientes en construcción usan valores de espaciamiento y recubrimiento, además de armadura de confinamiento como estribos, que conducen a un valor $(c_b + K_{tr})/d_b \geq 1{,}5$. Ejemplo de esto puede ser un recubrimiento efectivo mínimo de d_b junto a un espaciamiento libre de $2\,d_b$ o una combinación de un espaciamiento libre de d_b y estribos mínimos. Para estos casos, de ocurrencia frecuente, la longitud de anclaje para barras de gran diámetro puede tomarse como $l_d = \left[3 f_y \psi_t \psi_e / 5 \lambda \sqrt{f'_c}\right] d_b$. En el desarrollo del código ACI 318-95, la comparación con las disposiciones pasadas y la verificación con una base de datos experimentales mantenida por ACI 408.1R indicaron que para barras corrugadas $d_b \leq 20$ mm, así como también para alambres corrugados, las longitudes de anclaje podían reducirse en un 20 % usando $\psi_s = 0{,}8$. Esto se convirtió en la base para la columna "*Barras $d_b \leq 20$ mm o menores y alambres corrugados*" de la Tabla en 25.4.2.2. Con menos recubrimiento y en ausencia de estribos mínimos, los límites del espaciamiento libre mínimo de 25.2.1 y los requisitos de recubrimiento mínimo de hormigón de 20.6.1.3 conducen a un valor mínimo del recubrimiento $c_b = d_b$. Así, para "otros casos", los valores se calculan usando $(c_b + K_{tr})/d_b = 1$ en la ecuación (25.4.2.3a).

El usuario puede construir fácilmente expresiones simples y útiles. Por ejemplo, en todas las estructuras con hormigón de peso normal ($\lambda = 1{,}0$) , armadura sin revestimiento $\psi_e = 1{,}0$, barras $d_b > 20$ mm localizadas en la parte inferior de

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN

25.4.2.3 Para barras corrugadas y alambres corrugados ℓ_d debe ser:

$$\ell_d = \frac{9\, f_y\, \psi_t\, \psi_e\, \psi_s}{10\, \lambda \sqrt{f'_c}\, \left(\frac{c_b + K_{tr}}{d_b}\right)}\, d_b \qquad (25.4.2.3a)$$

en donde el término de confinamiento $(c_b + K_{tr})/d_b$ no debe tomarse mayor a 2,5 y

$$K_{tr} = \frac{40\, A_{tr}}{s\, n}\, d_b \qquad (25.4.2.3b)$$

en donde n es el número de barras o alambres que se empalman o anclan dentro del plano de hendimiento. Se puede usar $K_{tr} = 0$ como una simplificación de diseño aún si hay armadura transversal presente.

COMENTARIO

la sección $\psi_t = 1{,}0$ con $f'_c = 28$ MPa y acero AH 420, las ecuaciones se reducen a:

$$l_d = \frac{3\,(420)\;1{,}0\;(1{,}0)}{5\;(1{,}0)\;\sqrt{28}}\, d_b = 47{,}6\, d_b$$

o

$$l_d = \frac{9\,(420)\;1{,}0\;(1{,}0)}{10\;(1{,}0)\;\sqrt{28}}\, d_b = 71{,}4\, d_b$$

Así, en la medida que se disponga un recubrimiento mínimo d_b junto con un espaciamiento efectivo mínimo $2\, d_b$, o un recubrimiento libre de d_b y un espaciamiento efectivo d_b junto con estribos mínimos, entonces $l_d = 47\, d_b$. El castigo por usar un espaciamiento de barras menor o proporcionar un recubrimiento menor es el requisito que $l_d = 72\, d_b$.

R25.4.2.3 La ecuación (25.4.2.3a) incluye los efectos de todas las variables que controlan la longitud de anclaje. En la ecuación (25.4.2.3a), c_b es un factor que representa el menor valor entre el recubrimiento lateral, el recubrimiento de la barra o alambre (en ambos casos medido hasta el centro de la barra o alambre) y la mitad del espaciamiento medido entre los centros de las barras o alambres. K_{tr} es un factor que representa la contribución de la armadura de confinamiento que atraviesa los planos potenciales de hendimiento. ψ_t es el factor tradicional de ubicación de la armadura, que refleja los efectos adversos de la posición de las barras (anteriormente llamado "efecto de la barra superior"). ψ_e es un factor de revestimiento, que refleja los efectos del revestimiento epóxico. Existe un límite para el producto $\psi_t \psi_e$. El factor ψ_s depende del tamaño de la armadura, que refleja el comportamiento más favorable de la armadura de menor diámetro. El término $(c_b + K_{tr})/d_b$ se limita a 2,5. Cuando $(c_b + K_{tr})/d_b < 2{,}5$, pueden ocurrir fallas por hendimiento. Para valores mayores que 2,5, se espera una falla de extracción por deslizamiento y un incremento en el recubrimiento o armadura transversal probablemente no aumenta la capacidad de anclaje.

Existen muchas combinaciones prácticas de recubrimiento lateral, recubrimiento libre y armadura de confinamiento que pueden usarse en 25.4.2.3 para producir longitudes de anclaje significativamente más cortas que las permitidas por 25.4.2.2. Por ejemplo: barras o alambres con un recubrimiento efectivo mínimo no menor a $2\, d_b$ y

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN

COMENTARIO

espaciamiento libre no menor a $4\,d_b$ y sin armadura de confinamiento tendrían un valor de $(c_b + K_{tr})/d_b = 2{,}5$ y, por lo tanto, requerirían una longitud de anclaje de sólo $28\,d_b$ para el ejemplo mostrado en R25.4.2.2.

Con anterioridad al código ACI 318-08, la ecuación (25.4.2.3b) para K_{tr} incluía la resistencia a fluencia de la armadura transversal. La expresión actual incluye solamente el área y el espaciamiento de la armadura transversal y el número de alambres o barras en anclaje o empalmadas por traslapo porque los ensayos demuestran que la armadura transversal raramente fluye durante una falla de adherencia (Azizinamini et al. 1995). Los términos en la ecuación (25.4.2.3a) pueden ser despreciados cuando dicha omisión produzca longitudes de anclaje, mayores y, por lo tanto, más conservadoras.

25.4.2.4 Para el cálculo de l_d , los factores de modificación deben cumplir con la Tabla 25.4.2.4.

R25.4.2.4 El factor λ para hormigón de peso liviano usado para calcular la longitud de anclaje de las barras y alambres corrugados sometidos a tracción se hizo igual para todos los tipos de hormigón con agregado de peso liviano. Las investigaciones no confirmaron las variaciones de este factor para todos los hormigones livianos y hormigón liviano con arena utilizadas en reglamentos ACI 318, anteriores a 1989. El Artículo 25.4.2.4 permite un factor mayor al usado cuando se especifica la resistencia a la tracción por hendimiento del hormigón liviano. Véase 19.2.4.

El factor ψ_e para revestimiento epóxico se basa en estudios (Treece and Jirsa 1989; Johnston and Zia 1982; Mathey and Clifton 1976) sobre el anclaje de barras revestidas con epoxi las cuales muestran que la resistencia a adherencia se reduce debido a que el revestimiento la evita y disminuye el coeficiente de fricción entre la barra y el hormigón. El factor refleja un tipo de falla de anclaje que es probable que ocurra. Cuando el recubrimiento o espaciamiento es pequeño, puede producirse una falla por hendimiento y el anclaje o la resistencia a la adherencia se reduce substancialmente. Si el recubrimiento y espaciamiento entre barras es grande, se evita la falla por hendimiento y el efecto del revestimiento epóxico sobre la resistencia de anclaje no es tan grande. Los estudios (Orangun et al. 1977) han mostrado que a pesar de que el recubrimiento o espaciamiento puedan ser pequeños, la resistencia de anclaje puede incrementarse agregando

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN

Tabla 25.4.2.4 — Factores de modificación para el anclaje de las barras corrugadas y alambres corrugados en tracción

Factor de modificación	Condición	Valor del factor
Hormigón de peso liviano λ	Hormigón de peso liviano	0,75
	Hormigón de peso liviano, donde f_{ct} se especifica	De acuerdo con 19.2.4.3
	Hormigón de peso normal	1,0
Revestimiento Epóxico [1] ψ_e	Armadura con recubrimiento epóxico o zinc y barras con recubrimiento dual de zinc y epoxi con menos de $3\,d_b$ de recubrimiento, o separación libre menor que $6\,d_b$	1,5
	Armadura con recubrimiento epóxico o zinc y barras con recubrimiento dual de zinc y epoxi para todas las otras condiciones	1,2
	Armadura sin recubrimiento o armadura recubierta con zinc (galvanizado)	1,0
Diámetro ψ_s	Para barras $d_b > 20$ mm	1,0
	Para barras $d_b \leq 20$ mm y alambres corrugados	0,8
Ubicación de la armadura ψ_t	Más de 300 mm de hormigón fresco colocado bajo la armadura horizontal	1.3
	Otra	1.0

[1] El producto $(\psi_t \psi_e)$ no hay necesidad de que exceda 1,7.

25.4.3 Anclaje de ganchos estándar en tracción

25.4.3.1 La longitud de anclaje, l_{dh} , para barras corrugadas en tracción que terminen en un gancho estándar debe ser la mayor de:

a) $\dfrac{0{,}24\, f_y\, \psi_e\, \psi_c \psi_r}{\lambda \sqrt{f'_c}}\, d_b$

con ψ_e , ψ_c , ψ_r y λ de 25.4.3.2

b) $8\, d_b$

c) *150 mm*

COMENTARIO

acero transversal que cruce el plano de hendimiento restringiendo así la fisura por hendimiento.

Debido a que la adherencia de barras revestidas con epoxi o con recubrimiento dual de zinc y epoxi ya está reducida por la pérdida de adherencia y menor coeficiente de fricción entre la barra y el hormigón, se establece un límite superior de 1,7 para el producto de los factores por armadura superior y por armadura revestida con epoxi o con recubrimiento dual de zinc y epoxi.

El factor ψ_s de diámetro de la armadura, refleja el comportamiento más favorable de la armadura de menor diámetro.

El factor por ubicación de la armadura, ψ_t , toma en cuenta la posición de la armadura en el hormigón fresco. El factor 1,3 se basa en las investigaciones (Jirsa and Breen 1981; Jeanty et al. 1988). La aplicación del factor por ubicación debe considerarse al determinar las longitudes de anclaje de armaduras inclinadas.

R25.4.3 Anclaje de ganchos estándar en tracción

R25.4.3.1- El estudio de las fallas de barras con gancho indica que la separación del recubrimiento de hormigón en el plano del gancho es la causa principal de falla, y el hendimiento se origina en la parte interior del gancho, donde las concentraciones locales de tensión son muy elevadas. Por tanto, el anclaje del gancho es función directa del diámetro de barras, d_b , el cual controla la magnitud de los tensiones de compresión sobre la cara interior del gancho. Sólo se consideran ganchos estándar (véase 25.3.1) y la influencia de radios de doblado mayores no puede ser evaluada mediante 25.4.3.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
	Los requisitos de anclaje de barras con gancho dan la longitud total embebida de la barra con gancho, como en la Tabla 25.3.1. La longitud de anclaje l_{dh} se mide desde la sección crítica hasta el extremo exterior (o borde) del gancho. Los factores de modificación debido al efecto de la resistencia a la fluencia de la barra, armadura en exceso, hormigón liviano, así como factores que reflejan la resistencia al hendimiento proporcionada por el confinamiento con hormigón o por estribos transversales se basan en las recomendaciones de ACI 408.1R y Jirsa et al. (1979).
25.4.3.2 Para el cálculo de l_{dh} , los factores de modificación deben cumplir con la Tabla 25.4.3.2. Los factores ψ_c y ψ_r pueden tomarse iguales a la unidad (1,0). En los extremos discontinuos de los elementos, se debe aplicar 25.4.3.3.	**R25.4.3.2** A diferencia de la longitud de anclaje para una barra recta, no se hace distinción alguna para su ubicación en el hormigón fresco. El factor ψ_e que refleja los efectos del revestimiento epóxico se basa en los ensayos (Hamad et al. 1993) que muestran que la longitud de anclaje para barras con gancho debe incrementarse en un 20 % para tomar en consideración la reducción en la adherencia cuando el armadura está recubierto con epoxi. El factor ψ_r de armadura de confinamiento se basa en ensayos (Jirsa and Marques 1975) que indican que los estribos espaciados cerca colocados en las cercanías de la zona del doblez en barras con ganchos son muy efectivos para confinar la barra con gancho. En la práctica de la construcción esto no es siempre posible. Los casos en que se puede usar los factores de modificación ψ_r se muestran en las Figuras R25.4.3.2(a) y R25.4.3.2 (b). La Figura R25.4.3.2(a) muestra la ubicación de los estribos perpendiculares a la barra que se está anclando, espaciados a lo largo de la longitud de anclaje, l_{dh} , del gancho. La Figura R25.4.3.2(b) muestra la ubicación de los estribos paralelos a la barra que se está anclando, espaciados a lo largo del gancho y el doblez de la barra. Esta última configuración es típica en un nudo viga-columna.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN | **COMENTARIO**

Tabla 25.4.3.2 — Factores de modificación para el anclaje de las barras con gancho en tracción

Factor de modificación	Condición	Valor del factor
Hormigón liviano λ	Hormigón de peso liviano	0,75
	Hormigón de peso normal	1,0
Revestimiento Epóxico [1] ψ_e	Armadura con recubrimiento epóxico o zinc y barras con recubrimiento dual de zinc y epoxi	1,2
	Armadura sin recubrimiento o armadura recubierto con zinc (galvanizado)	1,0
Recubrimiento ψ_c	Para ganchos de barras $d_b \leq 32$ *mm*, con recubrimiento lateral (normal al plano del gancho) ≥ 65 mm. y para ganchos de 90º con recubrimiento en la extensión de la barra más allá del gancho ≥ 50 mm	0,7
	Otras	1,0
Confinamiento de la armadura ψ_r [2]	Para ganchos de 90 º de barras $d_b \leq 32$ *mm* que se encuentran: 1) confinados a lo largo de l_{dh} con estribos[1] perpendiculares a l_{dh} con $s \leq 3\ d_b$, o bien, 2) confinados a lo largo de la barra que se está anclando más allá del gancho por estribos [1] perpendiculares a l_{ext} con $s \leq 3\ d_b$	0,8
	Para ganchos de 180 º de barra $d_b \leq 32$ *mm* que se encuentran confinados con estribos [2] perpendiculares a l_{ext} con $s \leq 3\ d_b$	
	Otros	1,0

[1] El primer estribo debe confinar la parte doblada del gancho dentro de una distancia $2d_b$ del borde externo del doblez del gancho.

[2] d_b es el diámetro nominal de la barra del gancho.

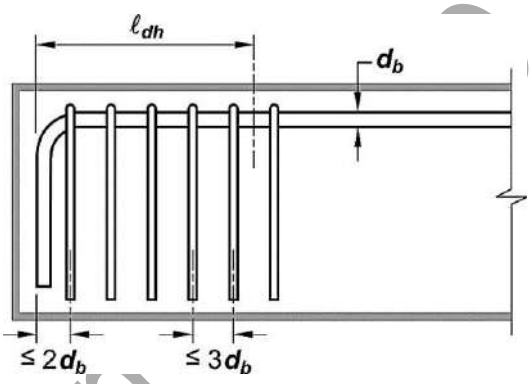


Figura R25.4.3.2(a) — Estribos colocados perpendicularmente a la barra en anclaje, espaciados a lo largo de la longitud de anclaje l_{dh} .

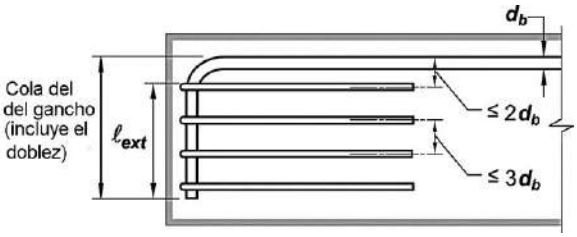


Figura R25.4.3.2(b) — Estribos colocados paralelamente a la barra en anclaje, espaciados a lo largo del gancho más el doblez.

25.4.3.3 Para la longitud de anclaje de barras con un gancho estándar en extremos discontinuos de elementos con recubrimiento a ambos lados del gancho y en el borde superior (o inferior) menores que 65 mm, la barra con gancho debe cumplir:

a) El gancho se debe confinar a lo largo de l_{dh} con estribos perpendiculares a l_{dh} con $\boldsymbol{s \leq 3\ d_b}$.

b) El primer estribo debe confinar la parte doblada del gancho dentro de una distancia **2 d_b** del exterior del doblez.

R25.4.3.3 Los ganchos de barras son especialmente susceptibles a fallas por hendimiento del hormigón, cuando los recubrimientos, tanto lateral (medido perpendicular al plano del gancho) como superior o inferior (medido en el plano del gancho) son pequeños (véase la Figura R25.4.3.3). Cuando el confinamiento proporcionado por el hormigón es mínimo, el confinamiento proporcionado por estribos es esencial, especialmente cuando debe desarrollarse la resistencia completa de una barra con gancho con

Documento en...

ESPECIFICACIÓN

c) ψ_r debe tomarse como la unidad (1,0) al calcular l_{dh} de acuerdo con 25.4.3.1(a).

donde d_b es el diámetro nominal de la barra con gancho.

COMENTARIO

un recubrimiento tan pequeño. Algunos casos típicos en que los ganchos requieren estribos para confinamiento son los extremos de vigas simplemente apoyadas, en el extremo libre de voladizos y en los extremos de elementos que concurren a un nudo, cuando esos elementos no continúan más allá del nudo. En contraste, cuando las tensiones calculadas en las barras son bajas, de manera que no es necesario el gancho para anclaje, no son necesarios los estribos. Las disposiciones de este artículo no aplican a barras con gancho en extremos discontinuos de losas donde el confinamiento es proporcionado por la continuidad de losa a ambos lados normales al plano del gancho.

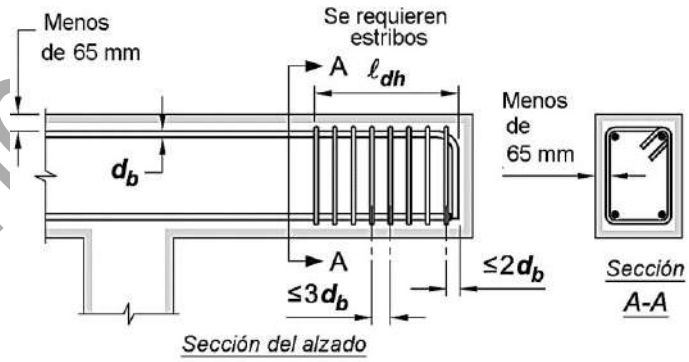


Figura R25.4.3.3 — Recubrimiento del hormigón según 25.4.3.3.

Documento en estudio

25.4.4 Anclaje de barras corrugadas con cabeza en tracción

25.4.4.1 El uso de cabezas para desarrollar las barras corrugadas en tracción está limitado a condiciones que cumplan con:

a) La barra debe cumplir con 20.2.1.3.

b) El f_y de la barra no debe exceder 420 MPa.

c) El tamaño de la barra debe ser $d_b \leq 32$ *mm*

d) El área neta de apoyo de la cabeza debe ser $A_{brg} \geq 4\,A_b$.

e) El hormigón debe ser de peso normal.

f) El recubrimiento libre para la barra no debe ser menor que $2\,d_b$.

g) El espaciamiento libre entre las barras debe ser al menos $4\,d_b$.

R25.4.4 Anclaje de barras corrugadas con cabeza en tracción

R25.4.4.1 Como se usa en este artículo, el anclaje describe casos en que la fuerza en la barra es transferida al hormigón a través de la combinación de una fuerza de apoyo en la cabeza y fuerzas de adherencia a lo largo de la barra. Por lo contrario, el Capítulo 17 en las disposiciones para anclajes describe casos en que la fuerza en la barra es transferida a través del apoyo al hormigón en la cabeza solamente. Las barras con cabeza se limitan a aquellos tipos que cumplen con los requisitos de Clase HA de la norma ASTM A970M debido a la gran cantidad de métodos para colocarle la cabeza a la barra, algunos de los cuales generan obstrucciones significativas o interrupciones del corrugado de la barra. Las barras con cabeza con obstrucciones o interrupciones del corrugado de la barra significativas no fueron evaluadas en los ensayos experimentales utilizados para definir los requisitos de 25.4.4.2.

ESPECIFICACIÓN

COMENTARIO

Las barras con cabeza evaluadas en los ensayos se limitaron a aquellos tipos que cumplían el criterio incluido en 20.2.1.6 para cabezas Clase HA.

Las disposiciones para barras corrugadas con cabeza fueron redactadas teniendo en cuenta las debidas consideraciones de las disposiciones para anclajes del Capítulo 17 y las disposiciones para la resistencia al aplastamiento de 17.5 (Thompson et al. 2005, 2006a). El Capítulo 17 contiene disposiciones para los anclajes con cabeza relacionados con los modos de falla individuales del hormigón, por arrancamiento, desprendimiento lateral y extracción por deslizamiento, todos los cuales fueron considerados en la formulación de 25.4.4.2. Las restricciones del límite superior de 420 MPa para f_y , del tamaño máximo de las barras a d_b *32* y de solo hormigón de peso normal están basadas en los datos disponibles de ensayos (Thompson et al. 2005, 2006a, b).

Para barras en tracción, las cabezas permiten que las barras se desarrollen en una longitud más corta que la requerida para los ganchos estándar (Thompson et al. 2005, 2006a, b). Los límites mínimos en el recubrimiento libre, espaciamiento libre y tamaño de la cabeza se basan en los límites inferiores de estos parámetros usados en los ensayos para establecer la expresión para l_{dt} en 25.4.4.2. Los requisitos de recubrimiento libre y espaciamiento libre de 25.4.4.1 se basan en las dimensiones medidas en la barra, no en la cabeza. La cabeza se considera parte de la barra para fines de cumplir con los requisitos de recubrimiento especificado en 20.6.1.3 y en los requisitos de tamaño de los agregados de 26.4.2.1(a)(4). Para evitar la congestión, puede ser deseable escalonar las cabezas. En la práctica, se han usado barras con cabeza con $A_{brg} < 4 A_b$, pero su comportamiento no se encuentra representado de manera precisa en las disposiciones de 25.4.4.2, y deben ser usadas solamente en diseños que estén respaldados por los resultados de los ensayos requeridos en 25.4.5. Estos requisitos no tratan el diseño de los pernos o base común de pernos usados como armadura a cortante.

25.4.4.2 Para las barras corrugadas con cabeza, la longitud de anclaje a tracción l_{dt} , debe ser la mayor de ~~a) hasta c):~~

a) $$l_{dt} \geq \frac{0{,}19\, f_y \psi_e \psi_c \psi_r}{\lambda \sqrt{f'_c}}\, d_b$$

R25.4.4.2 Los requisitos para el anclaje de las barras corrugadas con cabeza lleva a una longitud de barra, l_{dt} , medida desde la sección crítica hasta la cara de apoyo de la cabeza, como se aprecia en la figura R25.4.4.2(a).

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
con el factor ψ_e dado en 25.4.4.3 y el valor f_c' no debe exceder de 40 MPa b) $l_{dt} \geq 8\, d_b$ c) $l_{dt} \geq 150$ *mm*	El límite superior en el valor de f_c' en 25.4.4.2 usado para calcular l_{dt} se basa en las resistencias del hormigón usadas en los ensayos (Thompson et al. 2005, 2006a,b). Como la armadura transversal ha demostrado no ser efectivo para mejorar el anclaje de las barras corrugadas con cabeza (Thompson et al. 2005, 2006a,b) para barras de armadura corrugadas con cabeza no se usan las reducciones adicionales para la longitud de anclaje como la permitidas para los ganchos estándar con confinamiento adicional proporcionado por armadura transversal en 25.4.3.2. No obstante, la armadura transversal ayuda en limitar fisuras por hendimiento en la vecindad de la cabeza y por esta razón se recomienda su uso. Donde las barras longitudinales con cabeza de una viga o losa terminan en un elemento de apoyo, como en la columna mostrada en la Figura R25.4.4.2(b), las barras deben extenderse a través del nudo hasta la cara más lejana del elemento de apoyo, teniendo en cuenta el recubrimiento y evitando la interferencia con la armadura de la columna, aunque la longitud de anclaje resultante exceda l_{dt} . Extender la barra hasta el lado más lejano de la columna ayuda a anclar las fuerzas de compresión (como se identifica en un modelo biela-tirante) que probablemente se formen en la conexión y mejora el comportamiento del nudo. Cuando se colocan barras con cabeza ubicadas muy cerca unas de otras, existe la posibilidad de una falla por arrancamiento del hormigón. En nudos como los de las figuras R25.4.4.2(c) y R25.4.4.2(d) la falla puede evitarse proporcionando una longitud de embebido igual o mayor a ***d*/1,5** (Eligehausen 2006,b) como se aprecia en la Figura 25.4.4.2(c), o proporcionando armadura en forma de estribo o estribo cerrado de confinamiento para establecer un traspaso de la carga de acuerdo a los principios del modelo biela-tirante, como se aprecia en la Figura R25.4.4.2(d). Los modelos biela-tirante deben ser verificados de acuerdo con Capítulo 23. Cabe señalar que los modelos biela-tirante ilustrados por las figuras R25.4.4.2(c) y R25.4.4.2(d) se basan en una biela vertical de la columna que se extiende por encima del nudo. Los nudos viga-columna a nivel de cubierta y en pórticos son vulnerables a la falla del nudo y deben ser detallados adecuadamente para restringir la fisuración diagonal a través del nudo y el arrancamiento de las barras a través de la parte superior de la superficie.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN **COMENTARIO**

Para los casos en que no se inhibe el arrancamiento del hormigón, como se aprecia en la Figura R25.4.4.2(e), este modo de falla debe considerarse de acuerdo con las disposiciones del Capítulo 17.

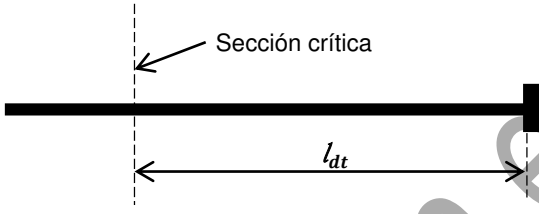


Figura R25.4.4.2(a) — Anclaje de barras corrugadas con cabeza

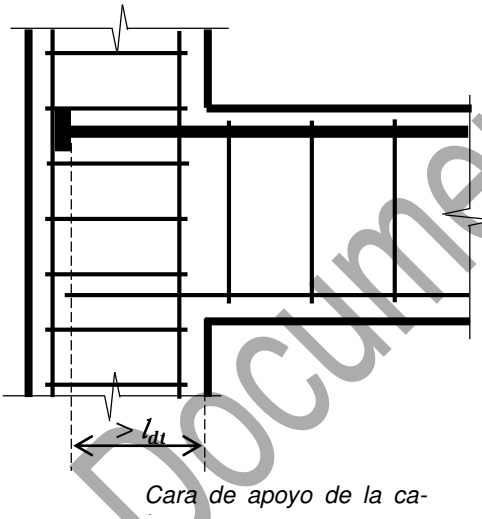


Figura R25.4.4.2(b) — Barra corrugadas con cabeza que se extiende hasta la cara lejana del núcleo de la columna con una longitud de anclaje que excede l_{dt}

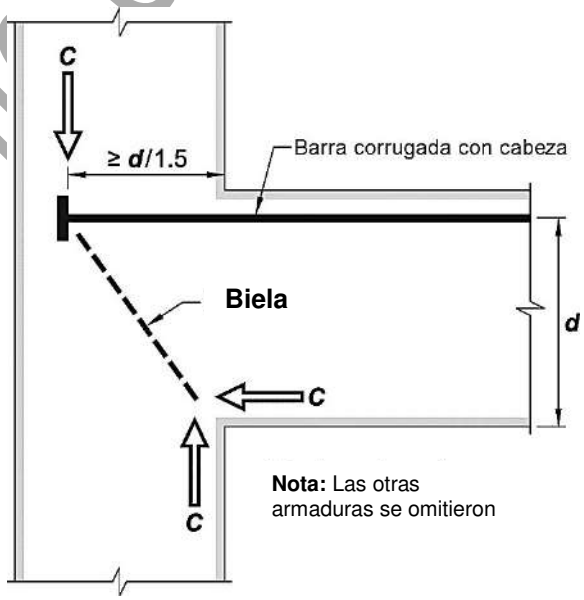


Figura R25.4.4.2(c) — Falla por arrancamiento del hormigón evitada en el nudo manteniendo una longitud de anclaje mayor o igual a d/1,5

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN **COMENTARIO**

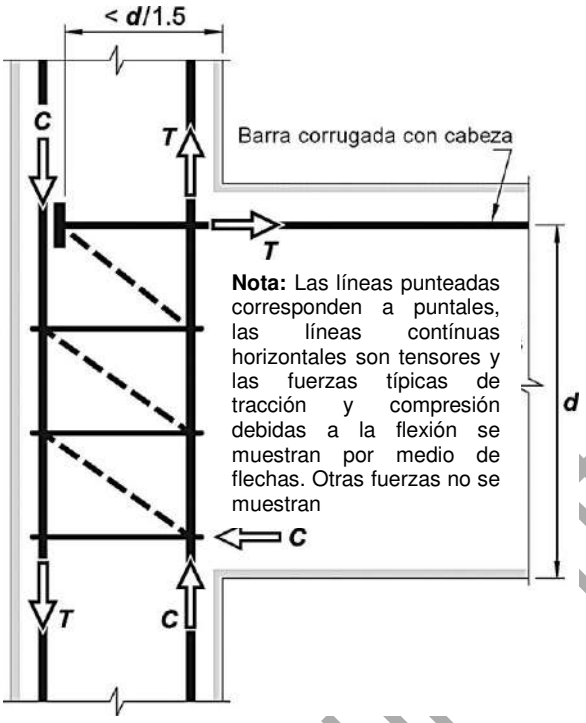


Figura R25.4.4.2(d) — Falla por arrancamiento del hormigón evitada en el nudo usando armadura transversal para habilitar un mecanismo biela-tirante.

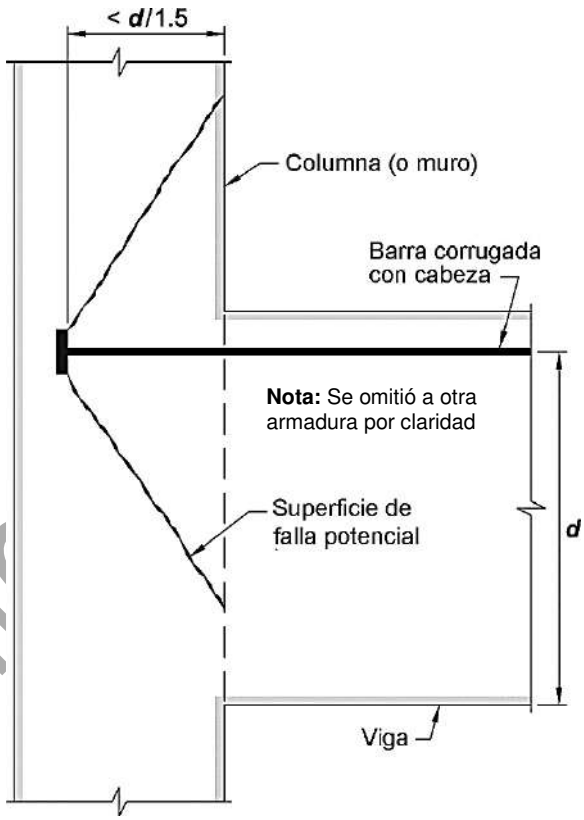


Figura R25.4.4.2(e) — Falla por arrancamiento del hormigón que no ha sido no evitada. Las disposiciones del Capítulo 17 son aplicables.

25.4.4.3 El factor de modificación ψ_e de 25.4.4.2 *a)* debe tomarse como 1,2 para armadura recubierta con epoxi o barras con recubrimiento dual de zinc y epoxi y 1,0 para barras no recubiertas o recubiertas con zinc (galvanizadas).

R25.4.4.3 Se usa de manera conservadora un factor de 1,2 para las barras de armadura con cabeza recubiertas con epoxi, siendo el mismo valor usado para los ganchos estándar recubiertos con epoxi.

25.4.5 Anclaje de las barras corrugadas ancladas mecánicamente en tracción

25.4.5.1 Se permite cualquier fijación o dispositivo mecánico capaz de desarrollar el f_y de las barras corrugadas, siempre que esté aprobado por la autoridad competente de acuerdo a 1,10. Se permite el anclaje de barras corrugadas consistente en una combinación de anclaje mecánico más longitud de embebido adicional de las barras corrugadas entre la sección crítica y la fijación o dispositivo mecánico.

R25.4.5 Anclaje de las barras corrugadas ancladas mecánicamente en tracción

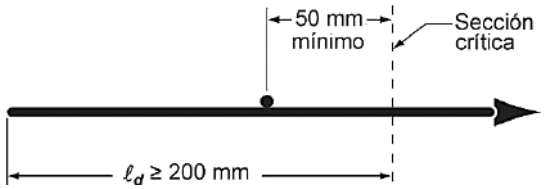
R25.4.5.1 El anclaje de armadura corrugado por medio de dispositivos mecánicos dentro del hormigón que no cumple con los requisitos de 20.2.1.6, o no está desarrollado según 25.4.4, puede ser usado si los ensayos demuestran la habilidad de la cabeza y del sistema de la barra para desarrollar o anclar la fuerza deseada en la barra, como se describe en este requisito.

25.4.6 Anclaje de armadura electrosoldado de alambre corrugado en tracción

25.4.6.1 La longitud de anclaje de la armadura electrosoldada de alambre corrugado en tracción,

R25.4.6 Anclaje de armadura electrosoldado de alambre corrugado en tracción

R25.4.6.1 En la norma ASTM A1064M para armadura electrosoldada de alambre corrugado se establece la misma resistencia de la soldadura

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
l_d , medida desde la sección crítica hasta el extremo del alambre, debe ser la mayor de (a) y (b), y los alambres en la dirección de la longitud de anclaje deben ser alambres corrugados MD200 o menores. *a)* Longitud calculada de acuerdo a 25.4.6.2. *b)* 200 mm	que la requerida para armadura electrosoldado de alambre liso. Por lo tanto, parte de la longitud de anclaje se asigna a las soldaduras y parte a la longitud del alambre corrugado.
25.4.6.2 Para la armadura electrosoldada de alambre corrugado, l_d debe calcularse de acuerdo con 25.4.2.2. ó 25.4.2.3, multiplicado por un factor para armadura electrosoldada de alambre, ψ_w , obtenido de acuerdo con 25.4.6.3 ó 25.4.6.4. Para la armadura electrosoldada de alambre corrugado revestida con epoxi que cumple con 25.4.6.3, se puede usar un factor por el revestimiento epóxico ψ_e = ***1,0*** en 25.4.2.2 ó 25.4.2.3.	**R25.4.6.2** El factor de armadura del alambre corrugado electrosoldado, ψ_w, se aplica a la longitud de anclaje del alambre corrugado calculada según 25.4.2.2 ó 25.4.2.3. Los ensayos (Bartoletti and Jirsa 1995) han indicado que la armadura electrosoldada de alambre recubierto con epoxi tiene esencialmente la misma resistencia de anclaje y empalme que la armadura electrosoldada de alambre no recubierto, dado que el anclaje básico de los alambres lo proporcionan los alambres transversales. Por lo tanto, se usa un factor para recubrimiento epóxico, ψ_e , de 1,0 para las longitudes de anclaje y empalme de armadura electrosoldada de alambre con alambres transversales dentro de la longitud de anclaje o del empalme por traslape.
25.4.6.3 Para la armadura electrosoldada de alambre corrugado con al menos un alambre transversal dentro de l_d y a una distancia no menor de 50 mm de la sección crítica, ψ_w debe tomarse como el mayor de a) o b), sin que haya necesidad de que exceda la unidad (1,0): a) $\frac{f_y - 240}{f_y}$ b) $\frac{5\,d_b}{s_w}$ donde ***s*** es la separación entre alambres que se anclan.	**R25.4.6.3** La Figura R25.4.6.3 muestra los requisitos de anclaje para armadura de alambre corrugado electrosoldado con un alambre transversal dentro de la longitud de anclaje.  *Figura R25.4.6.3 — Anclaje de la armadura de alambre corrugado electrosoldado.*
25.4.6.4 Para armadura electrosoldada de alambre corrugado sin alambres transversales dentro de l_d o con un alambre transversal único a menos de 50 mm de la sección crítica, ψ_w debe tomarse como la unidad (1,0).	
25.4.6.5 Cuando algún alambre liso o alambres corrugados de tamaño mayor que MD200 en la armadura electrosoldada de alambre corrugado estén presentes en la dirección de la longitud de anclaje, la armadura debe desarrollarse de acuerdo con 25.4.7.	**R25.4.6.5** El alambre corrugado de tamaño mayor que el MD200 se trata como alambre liso porque los ensayos han demostrado que el alambre de tamaño MD290 puede llegar solo hasta el 60 % de la resistencia de adherencia en tracción dada por la ecuación (25.4.2.3a) (Rutledge and DeVries 2002).

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN

25.4.6.6 La armadura de alambre corrugado electrosoldado recubierto de zinc (galvanizado) debe desarrollarse de acuerdo con 25.4.7.

25.4.7 Anclaje de armadura electrosoldada de alambre liso a tracción

25.4.7.1 Para la longitud de anclaje de la armadura electrosoldada de alambre liso a tracción, la longitud l_d medida desde la sección crítica hasta el alambre transversal más alejado, debe ser la mayor de a) y b) y requiere un mínimo de 2 alambres transversales dentro de l_d .

a) Longitud calculada de acuerdo con 25.4.7.2

b) 150 mm

25.4.7.2 l_d debe determinarse como el mayor:

a) espaciamiento de los alambres transversales + 50 mm

b) $l_d \geq 3{,}25 \dfrac{A_b}{s} \dfrac{f_y}{\lambda \sqrt{f'_c}}$

donde ***s*** es el espaciamiento entre los alambres a desarrollarse y λ está dado en la Tabla 25.4.2.4.

25.4.8 Anclaje de torones de pretensado de siete alambres a tracción

COMENTARIO

R25.4.7 Anclaje de armadura electrosoldada de alambre liso a tracción

R25.4.7.1 La norma ASTM A1064M para el caso de armadura electrosoldada de alambre liso exige la misma resistencia de la soldadura que para la armadura de alambre corrugado electrosoldado. Todo el anclaje se le asigna a los alambres transversales soldados; en consecuencia, la armadura electrosoldada de alambre liso requiere de al menos dos alambres transversales soldados.

R25.4.7.2 La Figura R25.4.7.2 ilustra los requisitos de anclaje para armadura electrosoldada de alambre liso los cuales dependen principalmente de la localización de los alambres transversales.

Para armadura electrosoldada de alambre liso fabricado con alambres pequeños resulta adecuado para alcanzar la totalidad de la resistencia a la fluencia de los alambres anclados un anclaje de por lo menos dos alambres transversales a 50 mm o más de la sección crítica. Sin embargo, para armadura electrosoldada de alambre liso fabricado con alambres de mayor diámetro se requiere un embebido mayor y una longitud de anclaje controlada por 25.4.7.2 b).

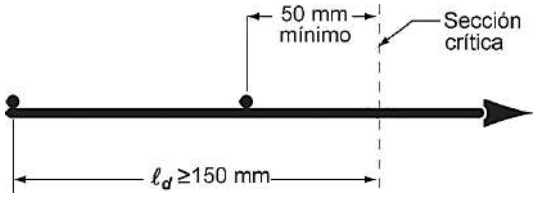


Figura R25.4.7.2 — Longitud de anclaje de la armadura electrosoldada de alambre liso.

R25.4.8 Anclaje de torones de pretensado de siete alambres a tracción

Los requisitos de anclaje de torones de pretensado pretenden proporcionar integridad a la adherencia para la resistencia del elemento. Las disposiciones se basan en ensayos efectuados en elementos de hormigón de peso normal con un recubrimiento mínimo de 50 mm. Estos ensayos pueden no ser representativos del comportamiento del torón en hormigón con relación agua-material cementante baja y sin asentamiento. Los

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN

COMENTARIO

métodos de colocación del hormigón deben asegurar su consolidación alrededor del torón, con un contacto total entre el acero y el hormigón.

La adherencia del torón es función de varios factores, entre ellos: la configuración y la condición superficial del acero, la tensión en el acero, la altura del hormigón debajo el torón y el método empleado para transferir la fuerza del torón al hormigón. Para casos adheridos, se deben emplear procedimientos de control de calidad para confirmar que el torón es capaz de desarrollar una adherencia adecuada (Rose and Russell 1997; Logan 1997). El fabricante de hormigón prefabricado puede confiar en la certificación del fabricante del torón que confirme que el torón posee características de adherencia que cumplen con este artículo.

Los requisitos de este artículo no se aplican a alambres lisos ni a cables anclados en los extremos o a cables no pretensados. La longitud de anclaje para un alambre liso puede ser considerablemente mayor debido a la ausencia de trabazón mecánica. Puede ocurrir una falla en flexión por adherencia con alambres lisos cuando ocurra el primer deslizamiento. El acero de pretensado sin tensionar se usa en ocasiones como armadura de integridad en estructuras de hormigón prefabricado; sin embargo, existe poca evidencia relativa a la longitud de adherencia requerida para asegurar el desarrollo de la resistencia a la fluencia de la armadura (Salmons and McCrate 1977).

25.4.8.1 La longitud de anclaje de los torones de siete alambres pretesados, $\boldsymbol{l_d}$, debe calcularse de acuerdo con a) y b):

a) $$\ell_d = \frac{f_{se}}{7}\frac{d_b}{3} + \frac{(f_{ps} - f_{se})}{7} d_b \qquad (25.4.8.1)$$

b) Cuando la adherencia del torón no se extiende hasta el extremo del elemento y el diseño incluye tracción para cargas de servicio en la zona precomprimida de tracción, la longitud requerida para desarrollar el torón, l_d , debe ser el doble del valor calculado por medio de la ecuación (25.4.8.1).

R25.4.8.1 El primer término en la ecuación (25.4.8.1) representa la longitud de transferencia del torón, esto es, la distancia en la cual el torón debe adherirse al hormigón para desarrollar la tensión efectiva en el acero de pretensado $\boldsymbol{f_{se}}$. El segundo término representa la longitud adicional en la que el torón debe adherirse de tal forma que se pueda desarrollar una tensión $\boldsymbol{f_{ps}}$ correspondiente a la resistencia nominal del elemento.

Las pruebas exploratorias (Kaar and Magura 1965) para estudiar el efecto de torones de pretensión no adheridos (sin permitir que la adherencia se extienda hasta los extremos de los elementos) en el comportamiento de vigas maestras pretensadas, indicaron que el comportamiento de estas vigas con longitudes embebidas del doble de lo requerido por la ecuación (25.4.8.1) casi igualaron el comportamiento de vigas pretensadas similares con torones totalmente adheridos

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN | **COMENTARIO**

en los extremos de la viga. Por lo tanto, se requiere el doble de la longitud de anclaje de un torón de pretensión no adherido totalmente hasta el extremo del elemento. Pruebas posteriores (Rabbat et al. 1979) indicaron que en elementos pretensados diseñados para tracción nula en el hormigón para condiciones de carga de servicio (véase 24.5.2) no es necesario duplicar la longitud de anclaje para torones de pretensión no adheridos. Para el análisis de secciones con torones de pretensión a los cuales se les ha inhibido la adherencia en ubicaciones donde el torón no se encuentra completamente desarrollado, se proporciona el procedimiento descrito en 21.2.3.

25.4.8.2 Los torones de siete alambres deben adherirse al menos l_d más allá de la sección crítica, como se requiere en 25.4.8.3.

25.4.8.3 Se permite un embebido menor que l_d en una sección de un elemento siempre que la tensión de diseño del torón para esa sección no exceda los valores obtenidos a partir de la relación bilineal definida por la ecuación (25.4.8.1).

R25.4.8.3 La figura R25.4.8.3 muestra la relación entre la tensión en el acero y la distancia en la que el torón está adherido al hormigón, representada por la ecuación (25.4.8.1).

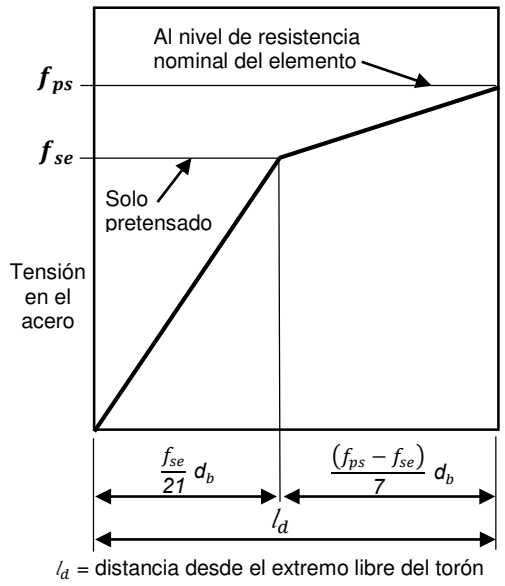


Figura R25.4.8.3 — Relación bilineal idealizada entre la tensión en el acero y la distancia al extremo libre del torón.

Esta variación idealizada de la tensión en el torón puede usarse para analizar las secciones dentro de las regiones de anclaje (Martin and Korkosz 1995; PCI MNL 120). Las expresiones para la longitud de transferencia y para la longitud de adherencia adicional necesaria para desarrollar un incremento en la tensión de $(f_{ps} - f_{se})$, se basan en los ensayos de elementos pretensados

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN | **COMENTARIO**

con torones limpios de 6,4, 9,5 y 12,7 mm de diámetro para los que el valor máximo de f_{ps} era 1900 MPa (Kaar and Magura 1965; Hanson and Kaar 1959; Kaar et al. 1963).

25.4.9 Anclaje de barras corrugadas y alambres corrugados a compresión

R25.4.9 Anclaje de barras corrugadas y alambres corrugados a compresión

25.4.9.1 La longitud de anclaje para barras corrugadas y alambre a compresión, l_{dc} , debe ser la mayor de a) y b):

a) la longitud calculada de acuerdo con 25.4.9.2

b) 200 mm

R25.4.9.1 El debilitamiento causado por las fisuras de tracción por flexión no está presente en las barras y alambres en compresión y, generalmente, el apoyo de los extremos de las barras, en el hormigón es benéfico. Por consiguiente, se han especificado longitudes de anclaje menores para compresión que para tracción.

25.4.9.2 l_{dc} debe determinarse como la mayor de a) y b), multiplicada por los factores de modificación aplicables de 25.4.9.3:

a) $\dfrac{0{,}24\ \psi_r}{\lambda\sqrt{f'_c}}\ d_b$

b) $0{,}0435\ f_y\ \psi_r\ d_b$

R25.4.9.2 La constante *0,0435* tiene unidades de mm^2/N. El término λ fue adicionado a la expresión para anclaje en 25.4.9.2, para tener en cuenta que no existe información disponible de ensayos experimentales de anclaje en compresión en hormigón liviano, pero que la falla por hendidura es más probable en hormigón liviano.

25.4.9.3 Para calcular l_{dc} , los factores de modificación deben cumplir con la Tabla 25.4.9.3, excepto que se permite tomar ψ_r = ***1,0***

R25.4.9.3 La longitud de anclaje puede reducirse 25 %, cuando la armadura está confinada mediante espirales, estribos o estribos cerrados de confinamiento con poco espaciamiento.

Tabla 25.4.9.3 — Factores de modificación, ψ_r para barras y alambres corrugados a compresión

Factor de modificación	Condición	Valor del factor
Hormigón liviano λ	Hormigón liviano	*0,75*
	Hormigón liviano, cuando se especifica f_{ct}	De acuerdo con 19.2.4.3
	Hormigón de peso normal	*1,0*
Armadura de confinamiento ψ_r	Armadura encerrada dentro de 1), 2), 3) ó 4): 1) Una espiral 2) Un estribo circular continuo con d_b ≥ 6 mm y paso 100 mm. 3) Estribos de barra d_b 12 o alambre MD130 de acuerdo con 25.7.2 espaciado ≤ 100 mm 4) Estribos cerrados de confinamiento de acuerdo con 25.7.4 y espaciadas a distancias ≤ 100 mm, centro a centro.	*0,75*
	Otra	*1,0*

25.4.10 Reducción de la longitud de anclaje por exceso de armadura

R25.4.10 Reducción de la longitud de anclaje por exceso de armadura

25.4.10.1 Se permite reducir las longitudes de anclaje definidas en los artículos 25.4.2.1 *a)*, 25.4.3.1 *a)*, 25.4.6.1 *a)*, 25.4.7.1 *a)* y 25.4.9.1 *a)*

R25.4.10.1 Se permite una reducción en la longitud de anclaje en circunstancias limitadas si se proporciona armadura en exceso.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
usando la relación $A_{s,requerida}/A_{s,colocada}$, excepto lo prohibido en 25.4.10.2. Las longitudes modificadas no deben ser menores a los respectivos mínimos especificados en 25.4.2.1 *b)*, 25.4.3.1 *c)*, 25.4.6.1 *b)*, 25.4.7.1 *b)*, y 25.4.9.1 *b)*.	
25.4.10.2 No se permite reducir la longitud de anclaje según 25.4.10.1, para los casos a) hasta e). *a)* En apoyos no continuos. *b)* En ubicaciones donde se requiera anclaje para f_y . *c)* Donde se requiere que las barras sean continuas. *d)* Para barras corrugadas con cabeza y barras ancladas mecánicamente *e)* En sistemas resistentes ante fuerzas sísmicas de estructuras asignadas a las Categorías de Diseño Sísmico D, E, o F.	**R25.4.10.2** El factor para armadura en exceso $A_{s,requerida}/A_{s,colocada}$, aplicable a barras corrugadas sin cabeza no es apropiado para barras con cabeza porque la fuerza se transfiere por medio de una combinación de aplastamiento en la cabeza y adherencia a lo largo de la barra. La posibilidad de arrancamiento debido al aplastamiento en la cabeza se tuvo en cuenta al desarrollar los requisitos de 25.4.4. Debido a que la resistencia al arrancamiento del hormigón de la cabeza de una barra es función de la longitud de embebido elevada a un exponente 1.5 (véase ecuación 17.4.2.2a), una reducción en la longitud de anclaje definida utilizando el factor de exceso de armadura podría resultar potencialmente en una falla por arrancamiento del hormigón. Cuando un elemento en flexión es parte del sistema principal resistente ante fuerzas sísmicas, cargas mayores que las previstas en el diseño pueden provocar inversión de momentos en el apoyo y por lo tanto la armadura positiva debe estar totalmente desarrollado en el apoyo. Este anclaje se requiere para asegurar ductilidad en la respuesta en caso de tener sobre tensiones tales como explosiones o sismos. No es suficiente usar más armadura con tensiones más bajos. El factor de reducción basado en el área no se utiliza en aquellos casos donde se requiera el desarrollo de anclaje para el total de f_y . Por ejemplo, el factor por armadura en exceso no se aplica en el anclaje de la armadura por retracción y temperatura de acuerdo con 24.4.3.4, o para el anclaje de armadura diseñada de acuerdo con 8.7.4.2, 8.8.1.6, 9.7.7, y 9.8.1.6.
25.5 EMPALMES	**R25.5 EMPALMES**
25.5.1 Generalidades	**R25.5.1 Generalidades** Las longitudes de empalme por traslapo de la armadura longitudinal en columnas se deben calcular de acuerdo con 10.7.5, 18.7.4.3 y con este artículo.
25.5.1.1 Para las barras mayores de $d_b \geq 10$ *mm*, no se deben utilizar empalmes por traslapo, excepto para los casos indicados en 25.5.5.3.	**R25.5.1.1** Debido a la carencia de datos experimentales adecuados sobre empalmes por traslapo de barras $d_b > 32$ en compresión y en tracción, el empalme por traslapo de barras de estos tamaños está prohibido, excepto en lo permitido

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
	por 25.5.5.3 para empalmes por traslapo a compresión de barras d_b > *32* con barras menores.
25.5.1.2 En empalmes por traslapo que quedan en contacto, el espaciamiento libre mínimo entre el empalme por traslapo en contacto y los empalmes o barras adyacentes debe cumplir con los requisitos para barras individuales de 25.2.1.	
25.5.1.3 Para barras empalmadas por traslapo sometidas a flexión y que no quedan en contacto entre sí, el espaciamiento transversal centro a centro de las barras empalmadas no debe exceder el menor de 1/5 de la longitud de empalme por traslapo requerida y 150 mm.	**R25.5.1.3** Si las barras individuales en un empalme por traslapo sin contacto están demasiado separadas se crea una sección no armada. Entonces, como precaución mínima debe forzarse la fisura potencial para que siga una línea en zigzag (pendiente 5 a 1). El espaciamiento máximo de 150 mm se agrega debido a que la mayoría de los datos de ensayos de empalmes por traslapo de barras corrugadas se obtuvieron con armadura que estuvo dentro de este espaciamiento.
25.5.1.4 No se permite reducir las longitudes de anclaje de acuerdo a 25.4.10.1 para calcular las longitudes de empalme por traslapo.	**R25.5.1.4** La longitud de anclaje l_d empleada para obtener la longitud del empalme por traslapo debe basarse en f_y porque las clasificaciones de empalmes ya reflejan cualquier exceso de armadura en el sitio del empalme; por lo tanto, no debe emplearse el factor para A_s en exceso de 25.4.10.1.
25.5.1.5 Los empalmes por traslapo de paquetes de barras deben cumplir con 25.6.1.7.	
25.5.2 Longitudes de empalme por traslapo de barras y alambres corrugados a tracción	**R25.5.2 Longitudes de empalme por traslapo de barras y alambres corrugados a tracción**
25.5.2.1 La longitud de empalme por traslapo en tracción, l_{st} , para barras y alambres corrugados a tracción debe ser la requerida por la Tabla 25.5.2.1, donde l_d se obtiene de acuerdo con 25.4.2.1 a).	**R25.5.2.1** Los empalmes por traslapo sometidos a tracción se clasifican como Clase A y B, en los cuales la longitud del empalme por traslapo es un múltiplo de la longitud de anclaje en tracción l_d calculada de acuerdo con 25.4.2.2 ó 25.4.2.3. El requisito de una longitud de traslape de dos niveles fomenta el empalme de las barras en puntos de tensión mínimo y a escalonar los empalmes para mejorar el comportamiento de detalles críticos. Para calcular l_d de empalmes escalonados, el espaciamiento libre es la distancia mínima entre empalmes adyacentes, como se muestra en la Figura R25.5.2.1. Los requisitos para empalmes por traslapo en tracción fomentan la localización de los empalmes por traslapo fuera de las zonas de tensiones de tracción altos hacia donde el área del acero proporcionado en la localización del empalme por

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN

Tabla 25.5.2.1— Longitud de empalme por traslapo de barras y alambres corrugados a tracción

$\frac{A_{s,requerida}}{A_{s,colocada}}$ en la longitud del empalme[1]	Porcentaje máximo de A_s empalmado dentro de la longitud de traslapo requerida	Tipo de empalme	l_{st}	
≥ 2,0	50	Clase A	Mayor de:	1,0 l_d y 100 mm
	100	Clase B	Mayor de:	1,3 l_d y 300 mm
< 2,0	Todos los casos	Clase B		

[1] Relación entre el área de armadura colocado y el área de armadura requerida por análisis en la ubicación de empalme.

25.5.2.2 Cuando se empalman por traslapo barras de diferente diámetro en tracción, la longitud del empalme por traslapo, l_{st} , debe ser la mayor distancia entre el l_d de la barra de mayor tamaño y el l_{st} de la barra de diámetro o menor.

25.5.3 Longitud de empalme por traslapo a tracción de armadura electrosoldado de alambre corrugado

25.5.3.1 La longitud del empalme por traslapo de armadura electrosoldado de alambre corrugado a tracción, l_{st} , con alambres transversales dentro de la longitud de empalme debe ser la mayor entre **1,3** l_d y 200 mm donde l_d se calcula de acuerdo con 25.4.6.1(a), siempre que se cumpla con:

a) El traslapo entre los alambres transversales más alejados dentro de cada hoja de malla de armadura debe ser al menos 50 mm.

b) Los alambres en la dirección de la longitud de anclaje deben ser alambres corrugados MD200 o menores.

COMENTARIO

traslapo sea por lo menos 2 veces la requerida por el análisis.

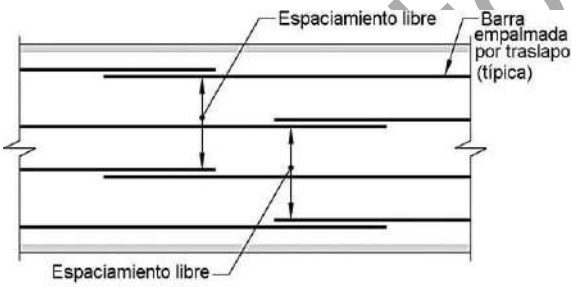


Figura R25.5.2.1—Espaciamiento libre de las barras empalmadas por traslapo para determinar l_d de los empalmes escalonados.

R25.5.3 Longitud de empalme por traslapo a tracción de armadura electrosoldado de alambre corrugado

R25.5.3.1 Las disposiciones de empalme para armadura electrosoldado de alambre corrugado se basan en los ensayos disponibles (Lloyd and Kesler 1969). Los empalmes por traslapo para la armadura electrosoldado de alambre corrugado que cumplen con los requisitos de este artículo y 25.5.3.1.1 se ilustran en la Figura 25.5.3.1.

Si no hay alambres transversales dentro de la longitud de empalme por traslapo, se pueden aplicar los requisitos para alambre corrugado.

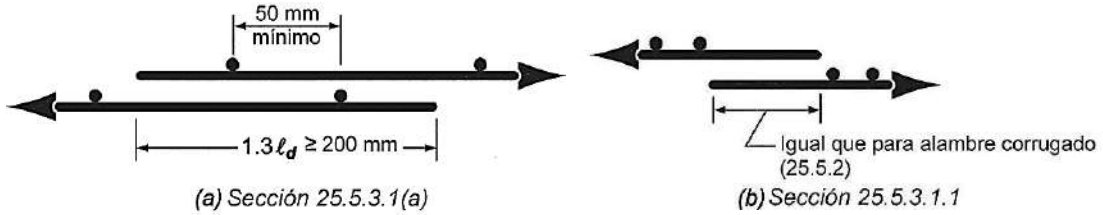


Figura R25.5.3.1—Empalme por traslapo de armadura electrosoldado de alambre corrugado.

Documento en consulta

ESPECIFICACIÓN

COMENTARIO

25.5.3.1.1 Cuando no se cumple con 25.5.3.1(a), l_{st} debe calcularse de acuerdo con 25.5.2.

25.5.3.1.2 Cuando no se cumple con 25.5.3.1(b), l_{st} debe calcularse de acuerdo con 25.5.4.

R25.5.3.1.2 Donde cualquier alambre liso, o alambre corrugado mayor que MD200, este presente dentro de la armadura electrosoldada de alambre corrugado en la dirección del empalme por traslapo o donde la armadura electrosoldado de alambre corrugado se empalma con armadura electrosoldada de alambre liso, la armadura debe empalmarse por traslapo de acuerdo con los requisitos para armadura electrosoldado de alambre liso. El alambre corrugado de tamaño mayor que MD200 se trata como alambre liso porque ensayos han mostrado que el alambre de tamaño MD290 logra aproximadamente el 60 % de la resistencia de adherencia en tracción dada por la ecuación (25.4.2.3a) (Rutledge and DeVries 2002).

25.5.3.1.3 Cuando la armadura electrosoldado de alambre es alambre recubierto con zinc (galvanizado), l_{st} debe calcularse de acuerdo con 25.5.4.

25.5.4 Longitud de empalme por traslapo de armadura electrosoldado de alambre liso a tracción

25.5.4.1 La longitud del traslapo a tracción, l_{st} , del armadura electrosoldado de alambre liso a tracción medida entre los alambres transversales más alejados de cada hoja de malla, debe ser la mayor de:

a) $s + 50$ mm.

b) $1{,}5\, l_d$

c) 150 mm

Donde s es el espaciamiento de los alambres trasversales y l_d se calcula de acuerdo con 25.4.7.2(b).

R25.5.4 Longitud de empalme por traslapo de armadura electrosoldado de alambre liso a tracción

R25.5.4.1 La resistencia de los empalmes por traslapo de armadura electrosoldado de alambre liso depende fundamentalmente del anclaje obtenido por los alambres transversales y no de la longitud del alambre en el empalme. Por esta razón, el traslapo se especifica en términos de superposición de los alambres transversales (en mm) y no en diámetros del alambre o longitud. El requisito de longitud traslapada adicional de 50 mm tiene el objeto de asegurar la suficiente superposición de los alambres transversales y proporcionar espacio para la compactación satisfactoria del hormigón entre alambres transversales. La investigación (Lloyd 1971) ha demostrado que se requiere una mayor longitud de traslapo cuando se empalma una armadura electrosoldado de alambres de diámetro grande con poca separación, y como consecuencia, se dan requisitos de longitud adicional del empalme para estas armaduras electrosoldadas, mayor que un mínimo adicional absoluto de 150 mm. Los requisitos para el empalme se ilustran en la Figura R25.5.4.1. Cuando $A_{s,requerida}/A_{s,colocada} \geq 2$ en la longitud del empalme, l_{st} se puede determinar según 25.5.4.2.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN | **COMENTARIO**

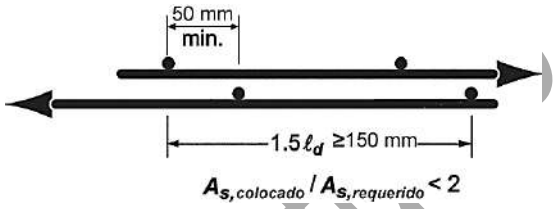


Figura *R25.5.4.1 — Empalmes por traslapo de armadura electrosoldado de alambre liso donde* $A_{s,requerida}/A_{s,colocada} \geq 2$

25.5.4.2 Cuando la relación:

$\boldsymbol{A_{s,requerida}/A_{s,colocada} \geq 2}$ en la longitud de traslapo, l_{st} , medida entre los alambres transversales más alejados de cada hoja de malla de armadura electrosoldada, debe ser la mayor de:

a) $\boldsymbol{1{,}5\, l_d}$

b) 50 mm

donde l_d debe calcularse de acuerdo con 25.4.7.2(b).

R25.5.4.2 Para la condición de $\boldsymbol{A_{s,requerida}/A_{s,colocada} \geq 2}$ el empalme por traslapo de armadura electrosoldado de alambre liso se ilustra en la Figura R25.5.4.2.

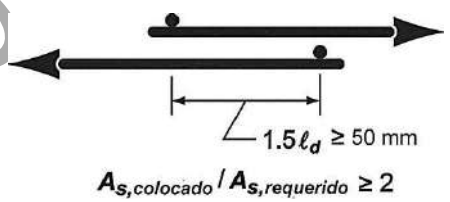


Figura *R25.5.4.2 — Empalmes por traslapo de armadura electrosoldado de alambre liso cuando* $A_{s,requerida}/A_{s,colocada} \geq 2$

25.5.5 Longitud de empalme por traslapo de barras corrugadas a compresión

R25.5.5 Longitud de empalme por traslapo de barras corrugadas a compresión

La investigación sobre adherencia ha estado principalmente relacionada con barras en tracción. El comportamiento por adherencia de las barras en compresión no se dificulta por el problema de la fisuración transversal por tracción y, por lo tanto, los empalmes en compresión no requieren de requisitos tan estrictos como los especificados para los empalmes en tracción. Los requisitos para empalmes por traslapo propios de columnas se presentan en el Capítulo 10.

25.5.5.1 La longitud de un empalme por traslapo en compresión, l_{sc} , de barras corrugadas d_b ≤ *32 mm* sometidas a compresión, debe determinarse de acuerdo con a) o b):

a) Para $f_y \leq 420$ *MPa*: $l_{sc} \geq \begin{cases} 0{,}071\, f_y\, d_b \\ 300 \text{ mm} \end{cases}$

b) Para $f_y > 420$ *MPa*: $l_{sc} \geq \begin{cases} (0{,}13\, f_y - 24)\, d_b \\ 300 \text{ mm} \end{cases}$

Para f'_c < 20 MPa, la longitud del empalme por traslape debe incrementarse en un tercio ($4\, l_{sc}/3$).

R25.5.5.1 Ensayos (ACI Committee 408 1996; Pfister and Mattock 1963) han demostrado que la resistencia de los empalmes en compresión depende considerablemente del apoyo en el extremo y, por consiguiente, no aumentan de resistencia de manera proporcional cuando se duplica la longitud de los empalmes. Por lo tanto, para resistencias a la fluencia especificada de más de 420 MPa, las longitudes de empalmes por traslapo en compresión se han incrementado de manera significativa.

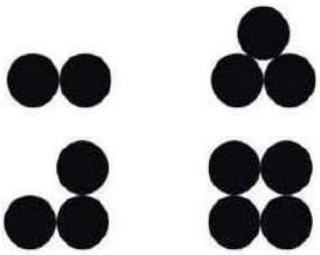
Documento en est

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
25.5.5.2 Para las barras d_b > 32 mm, no se deben utilizar empalmes por traslapo a compresión, excepto en lo permitido en 25.5.5.3.	
25.5.5.3 Se permite empalmar en compresión por traslapo barras $d_b > 32$ a barras $d_b \leq 32$, y estos empalmes deben estar de acuerdo con 25.5.5.4.	**R25.5.5.3** Por lo general, los empalmes por traslapo están prohibidos para barras, $d_b > 32$ mm. No obstante, sólo se permiten empalmes por traslapo en compresión de barras $d_b > 32$ a barras $d_b \leq 32$ *mm*.
25.5.5.4 Cuando se empalman por traslapo barras de diferente diámetro en compresión, l_{sc} debe ser la mayor de l_{dc} para la barra de mayor tamaño, calculada de acuerdo con 25.4.9.1, y l_{sc} de la barra de menor diámetro calculada de acuerdo con 25.5.5.1, tal como sea adecuado.	
25.5.6 Empalmes a tope de barras corrugadas a compresión	**R25.5.6 Empalmes a tope de barras corrugadas a compresión**
25.5.6.1 Sólo para compresión en las barras que se requiera, se permite transmitir la tensión de compresión por apoyo directo a través de cortes a escuadra con las barras mantenidas en contacto concéntrico por medio de un dispositivo adecuado.	**R25.5.6.1** La experiencia con empalmes de tope ha sido casi exclusivamente con barras verticales en columnas. Cuando las barras están significativamente inclinadas con respecto a la vertical, se requiere atención especial para garantizar que se logre y se mantenga el apoyo por contacto.
25.5.6.2 Los empalmes a tope se deben usar únicamente en elementos que tengan estribos, espirales o estribos cerrados de confinamiento.	**R25.5.6.2** Esta limitación asegura una resistencia mínima al cortante en secciones con empalmes a tope.
25.5.6.3 Los extremos de las barras deben terminar en superficies planas que formen un ángulo recto con el eje de la barra, con una tolerancia de 1,5 º, y deben ser ajustadas con una tolerancia de 3 º respecto al apoyo completo después del ensamble.	**R25.5.6.3** Estas tolerancias representan la práctica basada en ensayos de elementos de tamaño natural armados con barras d_b *57*.
25.5.7 Empalmes soldados y mecánicos de barras corrugadas en tracción o compresión	**R25.5.7 Empalmes soldados y mecánicos de barras corrugadas en tracción o compresión**
	En la presente edición de la Norma se eliminaron los empalmen soldados y mecánicos con resistencias menores a ***1,25*** f_y **.** Con ello, se eliminó el término “totalmente” en la referencia a empalmes soldados y mecánicos que anclan por lo menos ***1,25*** f_y **.**
25.5.7.1 Un empalme mecánico o soldado, debe desarrollar tensiones en tracción o compresión, según se requiera, al menos ***1,25*** f_y de la barra.	**R25.5.7.1** La tensión máxima en la armadura utilizada para diseño dentro de la Norma, es la resistencia especificada a la fluencia. Para asegurar una resistencia suficiente en los empalmes de manera que se pueda producir la fluencia en el

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
	elemento y evitarse así una falla frágil, se seleccionó el 25 % de incremento sobre la resistencia a la fluencia especificada, tanto como un valor mínimo por seguridad y un valor máximo por economía. El empalme soldado se utiliza principalmente para barras grandes (d_b *20* y mayores) en elementos principales. El requisito de resistencia a la tracción de 125 % de la resistencia a la fluencia especificada, está pensado para lograr una soldadura apropiada que sea adecuada también para compresión. Aunque no se requieren empalmes a tope directos, AWS D 1.4 indica que cuando sea práctico, las soldaduras de apoyo directo son preferibles para barras $d_b \geq 25$.
25.5.7.2 La soldadura de las barras corrugadas debe cumplir con 26.6.4.	
25.5.7.3 Los empalmes mecánicos o soldados no requieren estar escalonados, excepto lo requerido por 25.5.7.4.	**R25.5.7.3** A pesar de que los empalme soldados o mecánicos no necesitan estar escalonados, dicho escalonamiento es aconsejable por facilidad constructiva de modo que haya suficiente espacio alrededor del empalme para instalarlos y cumplir con los requisitos de espaciamiento libre.
25.5.7.4 Los empalmes en elementos de amarre en tracción deben hacerse con un empalme soldado o mecánico de acuerdo con 25.5.7.1. Los empalmes en las barras adyacentes deben estar escalonados por lo menos a 750 mm.	**R12.5.7.4** Un elemento de amarre en tracción tiene las siguientes características: elementos que tiene una fuerza de tracción axial suficiente para crear tracción sobre la sección transversal; un nivel tal de tensión en la armadura tal que todas las barras deben ser completamente efectivas; y un recubrimiento limitado de hormigón en todos sus lados. Algunos elementos que, por ejemplo, se pueden clasificar como elementos de amarre en tracción pueden ser: tirantees en arcos, tirantes que transmiten la carga a una estructura de soporte localizado por encima y elementos principales de tracción en una cercha. Para determinar si un elemento debe clasificarse como elemento de amarre en tracción, debe prestarse atención a la importancia, función, dimensiones y condiciones de tensión del mismo en relación con las características antes mencionadas. Por ejemplo, un tanque circular grande de uso común con muchas barras y con empalmes escalonados con suficiente espaciamiento, no debe clasificarse como un elemento de amarre en tracción, lo que permite el uso de empalmes por traslapo Clase B.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
25.6 PAQUETES DE BARRAS	**R25.6 PAQUETES DE BARRAS**
25.6.1 Armadura no pretensada	**R25.6.1 Armadura no pretensada**
25.6.1.1 Los grupos de barras paralelas dispuestas en un paquete en contacto, dispuestas para trabajar como una unidad, deben limitarse a 4 barras para cada paquete.	**R25.6.1.1** La frase de la Norma "los paquetes que actúan como una unidad" pretende evitar los paquetes de más de dos barras en el mismo plano. Las formas típicas de los paquetes son: triangular, cuadrada o en forma de L para paquetes de tres o cuatro barras (véase la figura *R25.8.1.1)*. Como precaución práctica, los paquetes de más de una barra colocadas en el plano de flexión no deben doblarse ni utilizarse con gancho, en conjunto. Cuando se requieren ganchos en los extremos es preferible escalonar los ganchos individuales dentro de un paquete.
	
	Figura R25.8.1.1 —Esquemas posibles de paquetes de barras.
25.6.1.2 Los paquetes de barras deben estar colocados dentro de armadura transversal. Los paquetes de barras en elementos a compresión deben estar confinados por medio de armadura transversal de al menos diámetro d_b *12*.	
25.6.1.3 En vigas, las barras con $d_b \geq 32$ no deben agruparse en paquetes.	**R25.6.1.3** La limitación para barras con $d_b \geq 32$, las cuales no pueden formar paquetes en vigas, responde a la práctica para elementos del tamaño de los que se utilizan en la construcción de edificios. (AASHTO LRFD permite paquetes de dos barras $d_b > 32$ mm en las vigas principales de puentes). El cumplimiento de los requisitos para el control de fisuración de 24.3 efectivamente evita los paquetes de barras con $d_b \geq 32$ utilizados como armadura a tracción.
25.6.1.4 Las barras individuales dentro de un paquete que termina dentro del vano, deben terminarse en lugares diferentes escalonadas al menos $40\, d_b$.	**R25.6.1.4** Investigaciones sobre adherencia (ACI Committee 408 1996) indican que la terminación de barras de paquetes debe ser escalonada.
25.6.1.5 La longitud de anclaje de cada barra individual dentro de un paquete de barras, en tracción o en comprensión, debe ser aquella de la barra individual aumentada en 20 % para paquetes de 3 barras y en 33 % para paquetes de 4 barras.	**R25.6.1.5** Cuando se formen paquetes de tres o cuatro barras, es necesario aumentar la longitud de anclaje de las barras individuales. La extensión adicional es necesaria debido a que el agrupamiento hace más difícil generar resistencia de adherencia en el núcleo entre barras. El anclaje

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN

COMENTARIO

de paquetes de barras por medio de un gancho estándar en el paquete no está cubierto por los requisitos de 25.4.3.

25.6.1.6 Un paquete de barras debe ser tratado como una unidad de un diámetro derivado del área total equivalente y con un baricentro que coincide con el del paquete de barras. El diámetro de la barra equivalente a usar, debe utilizarse en vez de d_b en a) hasta e):

a) Los valores de espaciamiento basados en d_b

b) Los valores del recubrimiento basados en d_b

c) Los valores de espaciamiento y recubrimiento de 25.4.2.2

d) El parámetro de confinamiento de 25.4.2.3

e) El factor ψ_e de 25.4.2.4

R25.6.1.6 Aunque los empalmes y las longitudes de anclaje de barras en paquete son un múltiplo del diámetro de las barras individuales que se están traslapando, incrementadas en 20 ó 33 %, según sea apropiado, es necesario usar un diámetro equivalente del paquete completo, derivado del área total equivalente de barras, al determinar los valores de espaciamiento y recubrimiento en 25.4.2.2, el término de confinamiento $[(c_b + K_{tr})/d_b]$ en 25.4.2.3 y el factor ψ_e en 25.4.2.4. Para el paquete de barras, el diámetro de la barra d_b , fuera de los paréntesis en las expresiones de 25.4.2.2 y de la ecuación (25.4.2.3a) es el de una sola barra.

25.6.1.7 Los empalmes por traslapo de paquetes de barras deben basarse en la longitud de empalme por traslapo requerida para las barras individuales del paquete, aumentada de acuerdo con 25.6.1.5. Los empalmes por traslapo de las barras individuales del paquete no deben sobreponerse. No deben empalmarse por traslapo paquetes enteros.

R25.6.1.7 El incremento requerido en la longitud de los empalmes por traslapo para los paquetes de barras se basa en la reducción del perímetro expuesto de dichas barras. Las barras en paquete se empalman traslapando barras individuales a lo largo de la longitud del paquete.

25.6.2 Ductos de postesado

R25.6.2 Ductos de postesado

25.6.2.1 Se permite agrupar los ductos de pos-tesado si se demuestra que el hormigón puede colocarse satisfactoriamente y se toman medidas para evitar que el acero de pretensado rompa la separación entre ductos de pos-tesado al tensionarlo.

R25.6.2.1 Cuando los ductos de pos-tesado dentro de una viga estén colocados muy cerca verticalmente, deben tomarse precauciones para evitar que al tensionar el acero éste rompa el hormigón entre los ductos. La disposición horizontal de los ductos debe permitir la colocación adecuada del hormigón. Generalmente, un espaciamiento libre de 1,33 veces el tamaño máximo del agregado grueso, pero no menor que 25 mm ha probado ser satisfactorio.

Cuando la concentración de cables o de ductos tienda a crear un plano débil en el recubrimiento de hormigón, debe proporcionarse armadura con el fin de controlar la fisuración.

25.7 ARMADURA TRANSVERSAL

R25.7 ARMADURA TRANSVERSAL

25.7.1 Estribos de vigas

R25.7.1 Estribos de vigas

25.7.1.1 Los estribos deben colocarse tan cerca de las superficies de tracción y comprensión del elemento como lo permitan los requisitos de recubrimiento y la proximidad de otras armaduras y deben desarrollarse en ambos extremos. Cuando se

R25.7.1.1 Los estribos deben estar lo más cerca posible de la cara de compresión del elemento, debido a que cerca de la carga última las fisuras de tracción por flexión penetran profundamente hacia la zona de compresión.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
usan como armadura de cortante, los estribos deben extenderse hasta una distancia ***d*** medida desde la fibra extrema en compresión.	Es esencial que la armadura para cortante y torsión se ancle adecuadamente en ambos extremos para que sea completamente efectivo en cualquiera de los lados de una fisura inclinada potencial. Esto, por lo general, requiere un gancho o doblez en el extremo de la armadura tal como lo dispone este artículo.
25.7.1.2 Entre los extremos anclados, cada doblez en la parte continua de los estribos en U, sencillos o múltiples, y cada doblez en un estribo cerrado, debe abrazar una barra longitudinal o torón.	
25.7.1.3 El anclaje de barras y alambres corrugados debe cumplir con: *a)* Para barras d_b ≤ *16 mm* y alambre MD200 y menores, y para barras d_b *20 mm* a d_b *25 mm* con f_{yt} ≤ *280 MPa*, un gancho estándar alrededor de la armadura longitudinal. *b)* Para barras d_b *20* a d_b *25* con f_{yt} > *280 MPa*, un gancho de estribo normal abrazando una barra longitudinal más una longitud embebida entre el punto medio de la altura del elemento y el extremo exterior del gancho igual o mayor que $d_b\ f_{yt}/(6\lambda\sqrt{f'_c})$, con el valor de λ dado en la Tabla 25.4.3.2. *c)* (c) En viguetas, para barras d_b ≤ *12 mm* y alambres MD130 o menores, un gancho estándar.	**R25.7.1.3** No se permite el anclaje de barras o alambre recto porque este estribo es difícil de mantener en su lugar durante la colocación del hormigón y la ausencia de un gancho estándar puede hacer inefectivo un estribo, dado que cruza fisuras de cortante cerca del extremo del estribo. Para un estribo de barra d_b ≤ *16 mm* y alambre MD200 o más pequeño, el anclaje se proporciona por medio de un gancho estándar de estribo, tal como se define en 25.3.2, enganchado alrededor de una barra longitudinal. Para estribos d_b *20 mm,* d_b *mm 22 y* d_b *25 mm* con f_{yt} ≤ *280 MPa*, un gancho de estribo estándar alrededor de una barra longitudinal proporciona suficiente anclaje. Para estribos con resistencias más altas se debe verificar la longitud embebida. Se prefiere un gancho de 135 º ó 180º, pero se puede utilizar un gancho de 90 º si el extremo libre del gancho se prolonga 12 diámetros de barra como se requiere en 25.3.2. Dado que no es posible hacer un doblez muy cerrado de estribos d_b *20 mm,* d_b *mm 22 y* d_b *25 mm* alrededor de una barra longitudinal y a la fuerza en una barra con un tensión de diseño f_{yt} > *280 MPa*, el anclaje del estribo depende tanto del gancho como de cualquier longitud de anclaje que se proporcione. Una barra longitudinal localizada dentro de un gancho de estribo limita el ancho de cualquier fisura de flexión, aún en una zona de tracción. Dado que tal gancho en el estribo no puede fallar por hendimiento paralelo al plano de la barra con gancho, la resistencia del gancho tal como se utiliza en 25.4.3.1 a) ha sido ajustada para reflejar el recubrimiento y el confinamiento alrededor del gancho del estribo. En viguetas, un alambre o barra pequeña puede ser anclada con un gancho estándar que no abrace a la armadura longitudinal, permitiendo que una barra doblada en forma continua forme

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN | **COMENTARIO**

una serie de estribos de una sola rama en la vigueta.

25.7.1.4 El anclaje para cada rama de armadura electrosoldado de alambre liso que forme un estribo en U sencillo, debe cumplir con:

a) Dos alambres longitudinales con una separación de 50 mm a lo largo del elemento en la parte superior de la U.

b) Un alambre longitudinal colocado a no más de ***d/4*** de la cara en compresión, y un segundo alambre más cercano a la cara en compresión y separado por lo menos 50 mm del primero. Se permite que el segundo alambre esté colocado en una rama del estribo después de un doblez, o en un doblez que tenga un diámetro interior de doblez no menor de $8\,d_b$.

R25.7.1.4 Los requisitos para el anclaje de estribos de armadura electrosoldado de alambre liso se ilustran en la Figura R25.7.1.4.

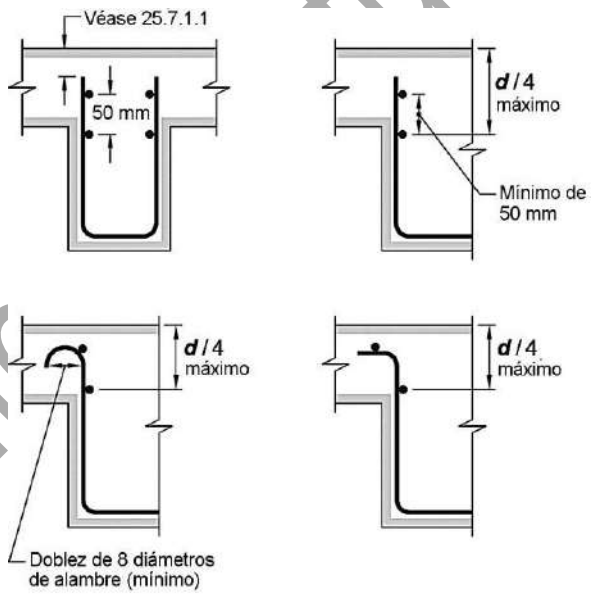


Figura R25.7.1.4 — Anclajes de estribos en U de armadura electrosoldado de alambre liso en la zona de compresión.

25.7.1.5 El anclaje para cada extremo de un estribo de una rama de armadura electrosoldado de alambre debe consistir en dos alambres longitudinales con un espaciamiento mínimo de 50 mm, de acuerdo con:

a) El alambre longitudinal interior localizado a una distancia que sea al menos la mayor entre ***d/4*** ó 50 mm medidas desde ***d/2*** .

b) El alambre longitudinal exterior en la cara de tracción no debe estar más lejos de la cara que la porción de la armadura primario de flexión más cercano a la cara.

R25.7.1.5 El empleo de armadura electrosoldado de alambre como armadura a cortante se ha vuelto común en la industria de prefabricados y pretensados de hormigón. Las relaciones para aceptar láminas rectas de armadura electrosoldado de alambre como armadura a cortante se presentan en un informe conjunto del Joint PCI/WRI Ad Hoc Committee on Welded Wire Fabric for Shear Reinforcement (1980).

Documento de estudio

ESPECIFICACIÓN

COMENTARIO

Los requisitos para anclaje de armadura electrosoldado de alambre de una sola rama en la cara de tracción, subrayan la ubicación del alambre longitudinal a la misma altura que la armadura principal de flexión para evitar el hendimiento a nivel de la armadura de tracción. La Figura R25.7.1.5 ilustra los requisitos de anclaje para armadura electrosoldado de alambre de una sola rama. Para el anclaje de armadura electrosoldado de alambre de una sola rama, el Norma permite ganchos y una longitud embebida en las caras de compresión y de tracción de los elementos (véase 25.7.1.3(a) y 25.7.1.4) y sólo la longitud embebida en la cara de compresión (véase 25.7.1.3(b)). Este artículo contiene requisitos para el anclaje de armadura electrosoldado de alambre recto, de una sola rama, donde se emplea el anclaje del alambre longitudinal con una longitud adecuada embebida en las caras de compresión y de tracción de los elementos.

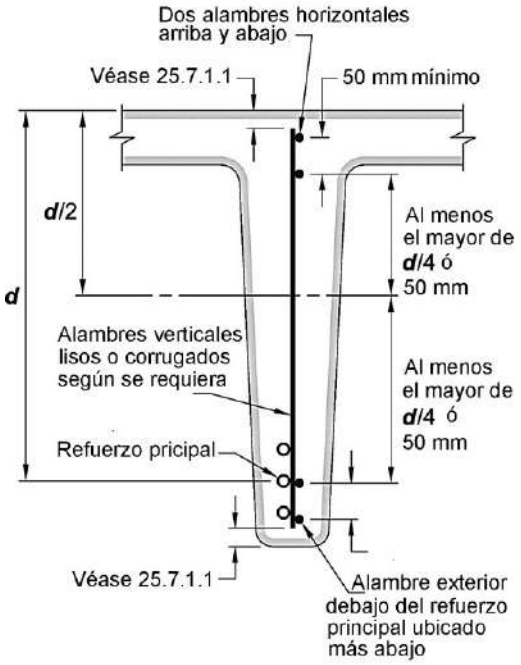


Figura R25.7.1.5 — Anclaje de la armadura a cortante formado por una rama de armadura electrosoldado de alambre.

25.7.1.6 Los estribos para torsión o armadura para integridad deben consistir en estribos cerrados perpendiculares al eje del elemento. Cuando se usa armadura electrosoldado de alambre, los alambres transversales deben ubicarse perpendiculares al eje del elemento. Dichos estribos deben estar anclados usando a) o b):

R25.7.1.6 Se requiere tanto armadura longitudinal como estribos transversales cerrados para resistir las tensiones diagonales de tracción debidos a torsión. Los estribos deben ser cerrados, debido a que las fisuras inclinadas causadas por torsión pueden producirse en todas las caras del elemento.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN

a) Los extremos deben terminar en un gancho estándar de 135 º alrededor de una barra longitudinal

b) De acuerdo con 25.7.1.3 a) ó b) ó 25.7.1.4, en zonas donde el hormigón que rodea el anclaje está restringido contra el descascaramiento mediante un ala, losa o elemento similar.

COMENTARIO

En el caso de secciones sometidas primordialmente a torsión, el recubrimiento de hormigón sobre los estribos se descascara con momentos torsionales altos (Mitchell and Collins 1976). Esto vuelve a los estribos empalmados por traslapo inefectivos, conduciendo a una falla prematura por torsión (Behera and Rajagopalan 1969). En tales casos, no deben usarse los estribos cerrados hechos con un par de estribos en U empalmados por traslapo.

Cuando una viga rectangular falla a torsión, las esquinas de la viga tienden a descascararse debido a las tensiones inclinados de compresión en las diagonales de hormigón de la cercha espacial, las que cambian de dirección en la esquina como se muestra en la Figura R25.7.1.6(a). En ensayos (Mitchell and Collins 1976), los estribos cerrados anclados con ganchos de 90 º fallaron cuando esto ocurrió. Por esta razón, son preferibles en todos los casos los ganchos estándar de 135 º o los ganchos sísmicos para estribos de torsión. En lugares donde este descascaramiento está restringido por una losa o ala adyacente, 25.7.1.6(b) relaja esto y permite ganchos de 90 º debido al confinamiento adicional de la losa (véase la Figura R25.7.1.6(b)).

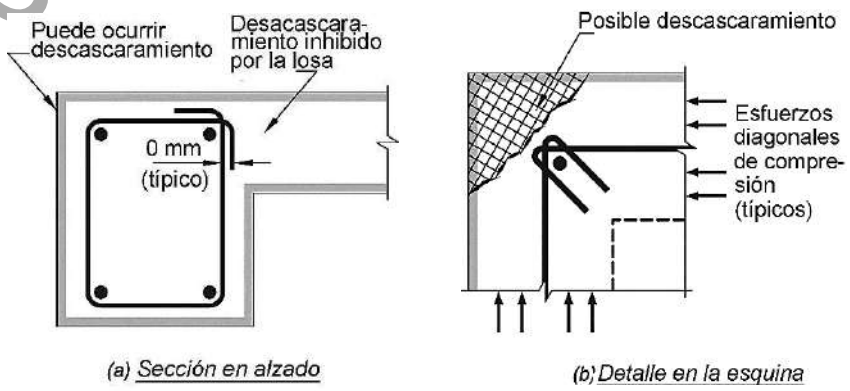


Figura R25.7.1.6 — Descascaramiento de las esquinas de vigas sometidas a torsión.

25.7.1.7 Excepto cuando se trate de estribos para torsión o armadura de integridad, se permiten estribos formados por un par de estribos en U empalmados para formar una unidad cerrada con empalmes por traslapo con una longitud de traslapo de al menos $1{,}3\,l_d$. En elementos con una altura total de al menos 450 mm, estos empalmes por traslapo con $A_h\,f_{yt} \leq 40$ **kN** por rama pueden considerarse adecuados si las ramas del estribo se extienden por toda la altura disponible del elemento.

R25.7.1.7 Estos requisitos para el empalme por traslapo de estribos dobles en U que formen un estribo cerrado, prevalecen sobre las disposiciones de 25.5.2. La figura R25.7.1.7 muestra configuraciones de estribos cerrados que utilizan empalmes por traslapo.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN | **COMENTARIO**

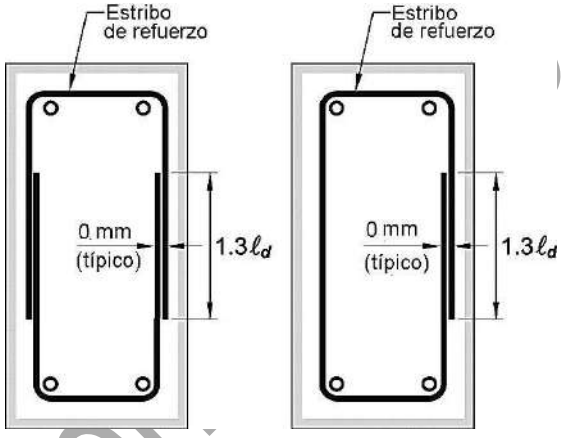


Figura R25.7.1.7 — Configuraciones de estribos cerrados.

25.7.2 Estribos de columnas

R25.7.2 Estribos de columnas

25.7.2.1 Los estribos de columnas deben en barras corrugadas cerradas con un espaciamiento que cumplan con:

a) Espaciamiento libre de al menos $(4/3)d_{agg}$

b) El espaciamiento centro a centro no debe exceder el menor de $12\,d_b$ de la barra longitudinal, $36\,d_b$ de barra de estribo y la menor dimensión del elemento.

25.7.2.2 El diámetro de la barra del estribo debe ser al menos:

a) $d_{be} \geq 6$ *mm*

b) $d_{be} \geq 0{,}25\,d_b$

Donde d_b es el diámetro de la barra longitudinal, comprimida, más delgada

R25.7.2.2 Estos requisitos también aplican a ganchos suplementarios.

25.7.2.2.1 Como alternativa a las barras corrugadas, se permite armadura de alambre electrosoldado, tanto liso como corrugado, con un área equivalente a la requerida por 25.7.2.1 siempre y cuando se cumpla con los requisitos de la Tabla 20.2.2.4a.

25.7.2.3 Los estribos rectilíneos deben disponerse de tal forma de cumplan con:

a) Cada barra longitudinal de esquina y barra alterna debe tener apoyo lateral dado por la esquina de un estribo con un ángulo interior no mayor de 135 º.

b) Ninguna barra que no esté apoyada lateralmente puede estar separada más de 150 mm libres de una barra apoyada lateralmente.

R25.7.2.3 El ángulo interno permisible de 135 º y la excepción para las barras situadas a una distancia libre de 150 mm o menos a cada lado de barras adecuadamente apoyadas lateralmente se ilustran en la Figura 25.7.2.3(a). Ensayos limitados (Pfister 1964) de columnas de tamaño natural, cargadas axialmente, armadas con barras longitudinales continuas (sin empalmes por traslapo), mostraron que columnas armadas con estribos y con barras longitudinales localizadas más cerca de 150 mm libres de barras longitudinales

Documento en

ESPECIFICACIÓN **COMENTARIO**

apoyada lateralmente, son adecuadas en columnas sometidas a fuerza axial.

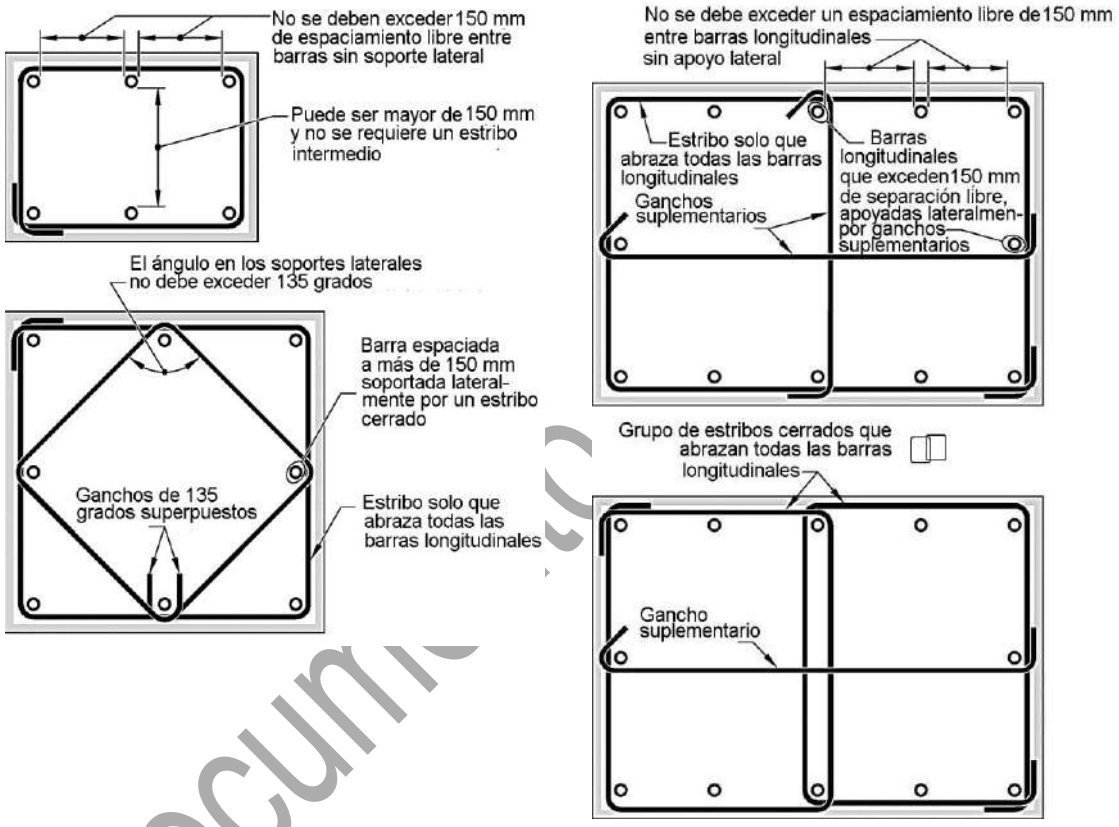


Figura R25.7.2.3(a) — Croquis para aclarar las medidas entre barras de columna apoyadas lateralmente y el anclaje de estribos rectilíneos.

Las barras o alambres enrollados de forma continua pueden ser considerados como estribos, siempre que su paso y área sean al menos equivalentes en área y espaciamiento a estribos individuales. El anclaje de los extremos de las barras o alambres doblados de manera continua debe consistir con un gancho estándar igual al requerido para estribos individuales, o por medio de una vuelta adicional del estribo (Véase Figura R25.7.2.3(b)). Una barra o alambre enrollado de manera continua en forma circular se considera espiral si cumple con 25.7.3, de lo contrario se considera un estribo.

Documento

ESPECIFICACIÓN **COMENTARIO**

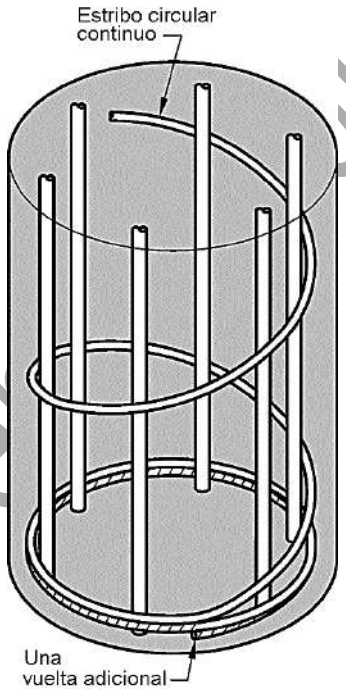


Figura R25.7.2.3(b) — Anclaje de estribo continuo.

25.7.2.3.1 El anclaje de estribos rectilíneos que abracen barras longitudinales debe consistir en ganchos estándar que cumplan con 25.3.2.

R25.7.2.3.1 Los ganchos normales de los estribos deben utilizarse solamente con barras longitudinales corrugadas y estar escalonados cuando se pueda.

25.7.2.4 Se puede utilizar un estribo circular completo cuando las barras longitudinales estén localizadas alrededor del perímetro de un círculo.

R25.7.2.4 A pesar de que la armadura transversal en elementos que tengan la armadura longitudinal localizado en la periferia de un círculo puede ser una espiral o estribos circulares, las espirales son en general más efectivas.

25.7.2.4.1 El anclaje de estribos circulares individuales debe cumplir con:

a) Los extremos deben traslapar al menos 150 mm

b) Los extremos deben terminar con ganchos estándar que abracen una barra longitudinal de acuerdo con 25.3.2

c) El traslapo en los extremos de estribos circulares adyacentes se debe escalonar a lo largo del perímetro encerrado por las barras longitudinales.

R25.7.2.4.1 Es posible que se presente hendimiento vertical y pérdida de restricción por parte del estribo cuando los extremos de estribos circulares abracen la misma barra longitudinal. Los estribos circulares adyacentes no deben abrazar con sus ganchos los extremos de la misma barra longitudinal (véase la Figura R25.7.2.4).

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN | **COMENTARIO**

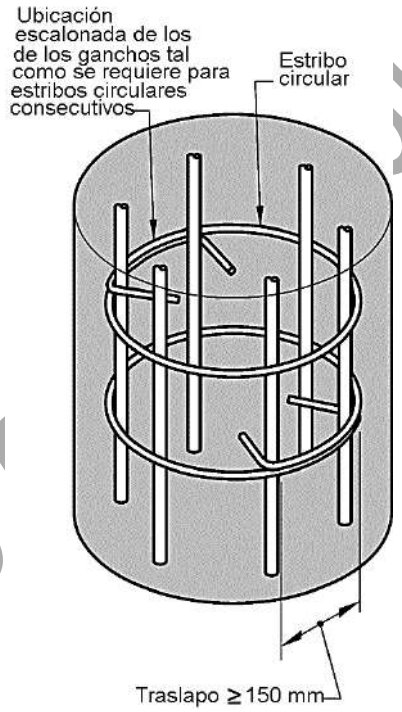


Figura R25.7.2.4 — Anclaje de estribos circulares.

25.7.2.5 Los estribos para torsión deben ser perpendiculares al eje del elemento y estar anclados cumpliendo con:

a) Los extremos deben terminar en un gancho de 135 º o un gancho sísmico alrededor de una barra longitudinal

b) Donde el hormigón que rodea al anclaje está protegido contra descascaramiento, de acuerdo con 25.7.1.3 a) o b) ó 25.7.1.4.

R25.7.2.5 Véase R25.7.1.6.

25.7.3 Espirales

25.7.3.1 Las espirales deben consistir en barras o alambres continuos con espaciamiento uniforme que cumpla con:

a) Al menos el mayor de 25 mm y $(\boldsymbol{4/3})\boldsymbol{d_{agg}}$

b) Menor de 75 mm.

25.7.3.2 Para elementos construidos en obra, el diámetro de las barras o alambres utilizados en espirales no debe ser menor de 10 mm.

R25.7.3 Espirales

R25.7.3.1 Los espirales deben mantenerse firmemente en su lugar, a una distancia y alineación adecuada, para evitar el desplazamiento durante la colocación del hormigón.

R25.7.3.2 Por consideraciones prácticas, en elementos construidos en obra, el diámetro mínimo de la armadura en espiral es de 10 mm (barras corrugadas o lisas d_b 10 mm, ó alambres corrugados MD70 ó lisos MW70).

Los diámetros estándar de la armadura para espirales son d_b 10, 12 y 16 mm para materiales tanto laminados en caliente, trabajados en frío, lisos o corrugados.

Documento de estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO

25.7.3.3 La cuantía volumétrica de la armadura en espiral, $\boldsymbol{\rho_s}$, debe cumplir con la ecuación (25.7.3.3).

$$\rho_s \geq 0{,}45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right)\frac{f_c'}{f_{yt}} \qquad (25.7.3.3)$$

donde debe ser $\boldsymbol{f_{yt} \leq 700\ MPa}$.

R25.7.3.3 El efecto de la espiral de aumentar la resistencia del hormigón dentro del núcleo no se presenta hasta que la columna haya sido sometida a carga axial y se haya presentado suficiente deformación para causar que el hormigón localizado en el exterior de la sección de la columna se descascare. La cantidad de armadura en espiral requerido por la ecuación (25.7.3.3) tiene la intención de proveer en columnas sometidas a carga axial concéntrica que hayan perdido su recubrimiento, una resistencia adicional similar, o ligeramente mayor, que la aportada por el recubrimiento antes de descascararse. La deducción de la ecuación (25.7.3.3) està presentada en Richart (1933). Los ensayos y la experiencia muestran que columnas que tengan las cantidades de armadura en espiral requeridas por este artículo presentan considerable tenacidad y ductilidad. Investigaciones (Richart et al. 1929; Richart 1933; Pessiki et al. 2001; Saatcioglu and Razvi 2002) también han indicado que armadura con una resistencia a la fluencia de 700 MPa puede utilizarse efectivamente para confinamiento.

25.7.3.4 El anclaje de la espiral debe consistir en una y media vueltas adicionales de la barra o alambre de la espiral en cada extremo.

R25.7.3.4 El anclaje de la espiral se ilustra en la Figura R25.7.3.4.

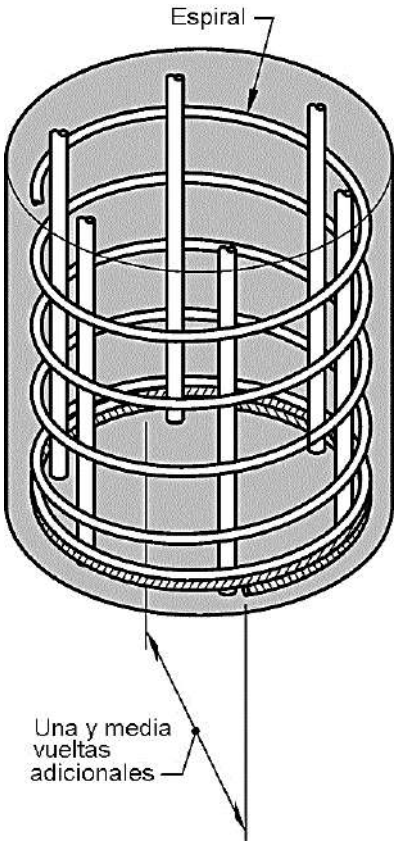


Figura R25.7.3.4. — Anclaje de la espiral.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN | **COMENTARIO**

25.7.3.5 La armadura en espiral puede empalmarse por medio de uno de los dos métodos presentados en a) y b):

a) Empalme mecánico o soldado de acuerdo con 25.5.7.

b) Empalme por traslapo de acuerdo con 25.7.3.6 para $f_{yt} \leq 420$ MPa.

25.7.3.6 El empalme por traslapo debe ser al menos el mayor de 300 mm y las longitudes de traslapo de la Tabla 25.7.3.6.

Tabla 25.7.3.6 — Longitud de traslapo para la armadura en espiral

Armadura	Recubrimiento	Extremos de la barra o alambre en espiral traslapado	Longitud de traslapo (m)
Barras corrugadas	Sin recubrimiento o con recubrimiento de zinc (galvanizada)	No requiere gancho	$48\ d_b$
	Recubierta con epoxi o con recubrimiento dual de zinc y epoxi	No requiere gancho	$72\ d_b$
		Gancho estándar 25.3.2[1]	$48\ d_b$
Alambres corrugados	Sin recubrimiento	No requiere gancho	$48\ d_b$
	Recubierta con epoxi	No requiere gancho	$72\ d_b$
		Gancho estándar según 25.3.2[1]	$48\ d_b$
Barras lisas	Sin recubrimiento o con recubrimiento de zinc (galvanizada)	No requiere gancho	$72\ d_b$
		Gancho estándar según 25.3.2[1]	$48\ d_b$
Alambres lisos	Sin recubrimiento	No requiere gancho	$72\ d_b$
		Gancho estándar según 25.3.2[1]	$48\ d_b$

[1] Los ganchos deben estar embebidos dentro del núcleo confinado por la espiral.

25.7.4 Estribos cerrados de confinamiento

25.7.4.1 Los estribos cerrados de confinamiento consisten en un estribo cerrado o un estribo enrollado en forma continua (zunchos), los cuales

R25.7.4 Estribos cerrados de confinamiento

R25.7.4.1 Véase R25.7.2.4.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN

puede estar constituidos por varios elementos de armadura con ganchos sísmicos en sus extremos.

25.7.4.2 Los extremos de los elementos de armadura que conforman los estribos cerrados de confinamiento deben ser ganchos sísmicos que cumplen con 25.3.4 y abrazan una barra longitudinal. Un estribo cerrado de confinamiento no puede estar compuesto por barras corrugadas con cabeza superpuestas.

25.8 ANCLAJES Y CONECTORES PARA POSTESADO

25.8.1 Resistencia requerida para anclajes y conectores

Los anclajes y conectores para cables deben desarrollar al menos el 95 % de f_{pu} cuando se ensayen bajo condiciones de no adherencia, sin que excedan el asentamiento de las cuñas previsto.

25.8.2 Ubicación de los anclajes y conectores

Para cables adheridos, los anclajes y conectores deben localizarse de manera tal que f_{pu} se desarrolle al 100 % en las secciones críticas, después que el acero de pretensado haya sido adherido al elemento.

COMENTARIO

R25.8 ANCLAJES Y CONECTORES PARA POSTESADO

R25.8.1 Resistencia requerida para anclajes y conectores

La resistencia requerida para ensamblajes anclaje-cable y conector-cable, para cables adheridos como no adheridos, cuando son ensayados en condiciones de no adherencia, se basa en un 95 % de la resistencia especificada del acero de pretensado. El acero de pretensado debe cumplir con las disposiciones mínimas de las normas aplicables de ASTM como se requiere en 20.3.1. La resistencia especificada para anclajes y conectores excede la resistencia máxima de diseño de los cables por un amplio margen y, al mismo tiempo, reconoce los efectos de aumento de tensiones que se presenta en la mayoría de los anclajes y conectores de pos-tesado disponibles. La resistencia de los conectores y anclajes debe alcanzarse con una deformación permanente y asentamiento sucesivo mínimos, reconociendo que alguna deformación y asentamiento se produce durante un ensayo a la falla. Los ensamblajes para cables deben ajustarse al requisito de 2 % de elongación indicado en el ACI 423.7.

Los métodos de ensayo a fatiga y carga estática de anclajes y conectores se presentan en ICC-ES Acceptance Criteria AC303 (2011).

R25.8.2 Ubicación de los anclajes y conectores

Los anclajes y conectores para cables adheridos que anclan menos de la totalidad de la resistencia especificada a la rotura del acero de pretensado solo pueden utilizarse cuando la longitud de transferencia por adherencia entre los anclajes, o conectores, y las secciones críticas iguale o exceda la longitud requerida para desarrollar la resistencia del acero de pretensado. Esta longitud de adherencia puede calcularse utilizando los resultados de ensayos respecto a las características de adherencia de torones de pretensado sin

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN

COMENTARIO

tensar (Salmons and McCrate 1977), o por medio de ensayos de adherencia en otros tipos de materiales de acero de pretensado, según sea apropiado.

25.8.3 Fatiga en anclajes y conectores

En el caso de construcción no adherida sometida a cargas repetitivas, debe prestarse atención especial a la posibilidad de fatiga en los anclajes y conectores del acero de pretensado.

R25.8.3 Fatiga en anclajes y conectores

Para una discusión sobre la carga de fatiga, véase ACI 215R.

Para recomendaciones detalladas sobre ensayos para condiciones de carga estática y cíclica de cables y de anclajes de cables no adheridos, véase ACI 423.3R (Artículo 4.1.3) y ACI 301 (Artículo 15.2.2).

25.8.4 Aprobación para la ubicación de los conectores

Los conectores deben ubicarse en lugares aprobados por el profesional facultado para diseñar y estar encerrados en cajas lo suficientemente largas para permitir los movimientos necesarios.

25.9 ZONAS DE ANCLAJE PARA CABLES DE PRETENSADO

R25.9 ZONAS DE ANCLAJE PARA CABLES DE PRETENSADO

25.9.1 Generalidades

R25.9.1 Generalidades

Las disposiciones detalladas para para el análisis y detallado de la armadura en el AASHTO LRFD Bridge Design Specifications para el análisis y diseño de las zonas de anclaje de pos-tesado se consideran que satisfacen los requisitos más generales de este Norma. En las áreas específicas de evaluación y ensayos de aceptación para dispositivos de anclaje, este Norma referencia los requisitos detallados de AASHTO.

25.9.1.1 La zona de anclaje de cables pos-tesados consiste de dos zonas:

a) La zona local debe suponerse como el prisma rectangular (o rectangular equivalente para anclajes circulares u ovalados) que circunda inmediatamente al dispositivo de anclaje y cualquier armadura de confinamiento.

b) La zona general incluye la zona local y debe suponerse que sea la porción del elemento a través de la cual la fuerza concentrada de pretensado se transfiere al hormigón y se distribuye de una forma más uniforme a través de la sección.

R25.9.1.1 Con base en el principio de Saint Venant, puede estimarse la extensión de la zona de anclaje como aproximadamente igual a la mayor dimensión de la sección transversal. La zona local y la zona general se muestran en la Figura R25.9.1.1(a).

Cuando se tesan dispositivos de anclaje ubicados lejos del extremo del elemento, se presentan localmente grandes tensiones de tracción adelante y detrás del dispositivo. Estas tensiones de tracción son inducidos por la incompatibilidad de las deformaciones adelante y detrás del dispositivo. Se debe tener en cuenta la región sombreada completa, como se muestra en la figura R25.9.1.1(b).

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN **COMENTARIO**

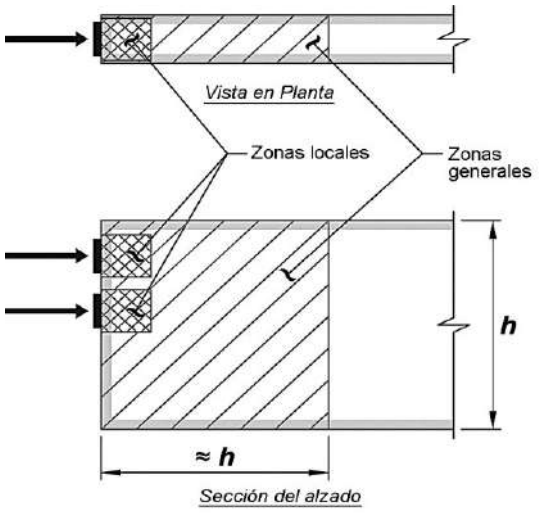


Figura R25.9.1.1(a) — Zonas locales y generales.

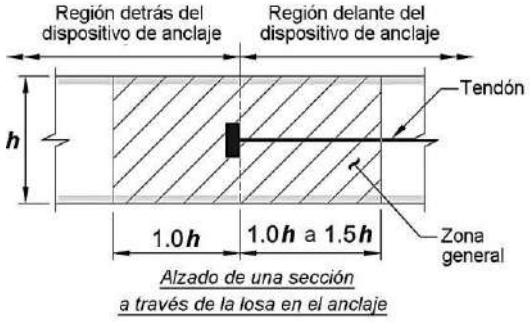


Figura R25.9.1.1(b) — Zona general para un dispositivo de anclaje localizado lejos del extremo del elemento.

Documento

25.9.1.2 La zona de anclaje local debe diseñarse de acuerdo con 25.9.3.

25.9.1.3 La zona de anclaje general debe diseñarse de acuerdo con 25.9.4.

25.9.1.4 La resistencia a la compresión del hormigón requerida en el momento del tesado del postesado debe especificarse como lo requiere 26.10.

25.9.1.5 La secuencia de tesado debe tenerse en cuenta en el proceso de diseño y especificarse de acuerdo con 26.10.

R25.9.1.5 La secuencia de tesado de los dispositivos de anclaje puede tener un efecto significativo en las tensiones de la zona general. Por lo tanto, es importante considerar no solamente la etapa final de una secuencia de tesado, con todos los cables ya tensados, sino también las etapas intermedias durante la construcción. Deben tenerse en cuenta las fuerzas de estallido críticas causadas por cada una de las combinaciones de

ESPECIFICACIÓN

COMENTARIO

la secuencia de pos-tesado de los cables, así como las de los grupos de cables completos.

25.9.2 Resistencia requerida

25.9.2.1 La fuerza de pretensado en el dispositivo de anclaje, P_{pu} , debe exceder el menor valor de a) hasta c), donde 1,2 es el factor de carga de 5.3.12:

a) $1{,}2\ (0{,}94\ f_{py})\ A_{ps}$

b) $1{,}2\ (0{,}80\ f_{pu})\ A_{ps}$

c) La máxima fuerza en el gato designada por el suministrador de los dispositivos de anclaje, multiplicada por 1,2.

R25.9.2 Resistencia requerida

R25.9.2.1 La fuerza de pretensado mayorada es el producto del factor de carga y la máxima fuerza de pretensado permitida. Los máximos tensiones de tracción permitidos durante el gateo se definen en 20.3.2.5.1.

25.9.3 Zona local

25.9.3.1 El diseño de la zona local de anclajes de pos-tesado debe cumplir los requisitos de a), b) o c):

a) Los dispositivos de anclaje de un solo cable o barras de 16 mm, o de menor diámetro, deben cumplir con los requisitos de resistencia al aplastamiento y de la zona local de ACI 423.7.

b) Los dispositivos de anclaje de varios cables deben cumplir con los requisitos de resistencia al aplastamiento de AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, Artículo 5.10.9.7.2, excepto que el factor de carga debe cumplir con 5.3.12 y ϕ debe cumplir con 21.2.1.

c) Los dispositivos de anclaje deben cumplir con los ensayos requeridos por el AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, Artículo 5.10.9.7.3, descritos en AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications, Artículo 10.3.2.3.

R25.9.3 Zona local

La zona local resiste tensiones locales muy altos producidos por el dispositivo de anclaje y los transfiere al resto de la zona de anclaje. El comportamiento de la zona local está fuertemente influido por las características específicas del dispositivo de anclaje y su armadura de confinamiento, y menos influido por la geometría y cargas de la estructura completa. Algunas veces no se puede completar el diseño de la zona local hasta que los dispositivos de anclaje específicos hayan sido definidos en la etapa de elaboración de los planos de taller. Cuando se usan dispositivos especiales de anclaje, el proveedor de estos debe suministrar la información respecto a ensayos que demuestren que el dispositivo puede considerarse satisfactorio bajo el Artículo 10.3.2.3 de AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications (LRFDCONS) y suministre información respecto a la forma de uso del dispositivo. Las principales consideraciones en el diseño de la zona local son los efectos del alto tensión de aplastamiento y la idoneidad de la armadura de confinamiento para aumentar la capacidad del hormigón de resistir estas tensiones de aplastamiento.

25.9.3.2 Cuando se utilicen dispositivos de anclaje especiales, debe colocarse armadura de superficie adicionalmente a la armadura de confinamiento especificado para el dispositivo de anclaje.

25.9.3.2.1 La armadura de superficie adicional debe ser similar en configuración y al menos equivalente en cuantía volumétrica a cualquier armadura superficial suplementario utilizado en los ensayos de aceptación del dispositivo de anclaje.

R25.9.3.2.1 La armadura de superficie es la armadura colocado cerca de las superficies exteriores en la zona de anclaje para limitar el ancho y espaciamiento de las fisuras locales. La armadura en la zona general para otras acciones (flexión, cortante, retracción, temperatura y simila-

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN | **COMENTARIO**

res) pueden usarse para cumplir con los requisitos de armadura de superficie suplementaria. La determinación de la armadura de superficie suplementaria depende del dispositivo de anclaje usado y frecuentemente no puede determinarse hasta que los dispositivos de anclaje específicos hayan sido seleccionados.

25.9.4 Zona general

R25.9.4 Zona general

Dentro de la zona general no es válida la hipótesis habitual de la teoría de vigas respecto a que las secciones planas permanecen planas. Las tensiones de tracción que pueden ser causados por el dispositivo de anclaje de los cables, incluyendo el estallido, descascaramiento y tracción en el borde, como se muestran en la Figura R25.9.4, deben considerarse en el diseño. Además, las tensiones de compresión inmediatamente delante de la zona local deben revisarse (Figura R25.9.1.1(b)).

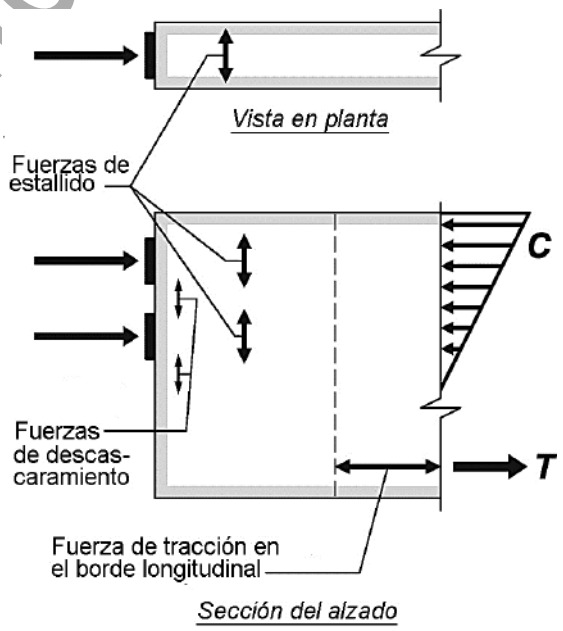


Figura R25.9.4 — Regiones de tensiones de tracción dentro de la zona general.

25.9.4.1 La extensión de la zona general es igual a la dimensión mayor de la sección transversal. En el caso de losas con anclajes o grupos de anclajes espaciados a lo largo del borde de la losa, la profundidad de la zona general debe tomarse igual al espaciamiento de los anclajes.

R25.9.4.1 La altura efectiva de la zona general en losas está definida en AASHTO LRFD Bridge Design Specifications (LRFDUS), Artículo 5.10.9 como el espaciamiento de los cables (Figura R25.9.4.1). Véase 25.9.4.4.6 para anclajes de un solo torón.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN | **COMENTARIO**

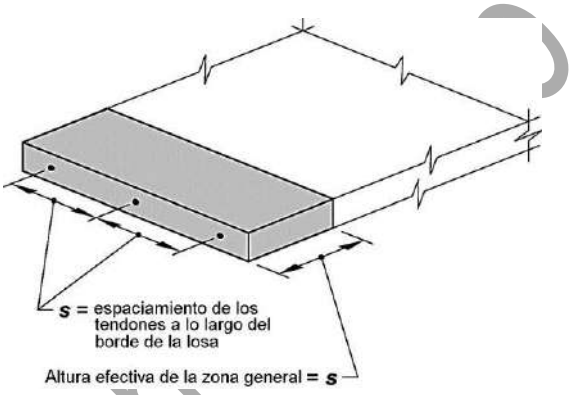


Figura R25.9.4.1 — Dimensiones de la zona general in losas pos-tesadas.

25.9.4.2 Para dispositivos de anclaje localizados lejos del extremo del elemento, la zona general debe incluir las regiones perturbadas delante y detrás los dispositivos de anclaje.

R25.9.4.2 Las dimensiones de la zona general para dispositivos de anclaje localizados lejos del extremo del elemento se definen en la Figura R25.9.1.1(b).

25.9.4.3 Análisis de la zona general

25.9.4.3.1 La zona general puede diseñarse por medio de los métodos a) hasta c):

a) Modelos biela-tirante de acuerdo con el Capítulo 23.

b) Análisis lineal de tensiones, incluyendo elementos finitos o equivalente.

c) Ecuaciones simplificadas del AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, Artículo 5.10.9.6, excepto cuando estén restringidas por 25.9.4.3.2.

El diseño de la zona general por otros métodos se permite, siempre y cuando los procedimientos específicos utilizados, para diseñar resulten en una predicción de la resistencia que esté de acuerdo substancialmente con los resultados de ensayos de amplio alcance.

R25.9.4.3 Análisis de la zona general

R25.9.4.3.1 Los métodos de diseño incluyen los procedimientos para los cuales se han dado guías en AASHTO LRFDUS y Breen et al. (1994). Estos procedimientos han demostrado que llevan a predicciones conservadores de la resistencia cuando se comparan con los resultados de ensayos (Breen et al. 1994). El uso del método de biela tirante es especialmente útil para el diseño de la zona general (Breen et al. 1994). Se pueden usar ecuaciones simplificadas basadas en AASHTO LRFDUS y Breen et al. (1994) muchas aplicaciones de anclaje, en donde regiones sustanciales o masivas de hormigón rodean a los anclajes, con excepción de los casos indicados en 25.9.4.3.2.

Los valores de la magnitud de la fuerza de estallido, $\boldsymbol{T_{burst}}$, y su distancia al baricentro de la mayor superficie de apoyo del anclaje, $\boldsymbol{d_{burst}}$, pueden ser estimados por las ecuaciones (R25.9.4.3.1a) y (R25.9.4.3.1b) respectivamente. Los términos de estas ecuaciones para una fuerza de pretensado con una pequeña excentricidad se muestran en la Figura R25.9.4.3.1. En la aplicación de estas ecuaciones se debe considerar la secuencia de tesado si hay más de un cable presente.

$$T_{burst} = 0{,}25 \sum P_{pu} \left(1 - \frac{h_{anc}}{h}\right) \quad \text{(R25.9.4.3.1a)}$$

$$d_{burst} = 0{,}5(h - 2\,e_{anc}) \quad \text{(R25.9.4.3.1b)}$$

Documento en

ESPECIFICACIÓN | **COMENTARIO**

donde

$\sum P_{pu}$ = es la suma de las fuerzas P_{pu} de los cables individuales,

h_{anc} = es la altura del dispositivo de anclaje o del grupo individual de dispositivos espaciados cerca en la dirección considerada y

e_{anc} = es la excentricidad (siempre positiva) del dispositivo o grupo espaciado cerca de dispositivos de anclaje con respecto al baricentro de la sección transversal (véase la Figura R25.9.4.3.1).

Los dispositivos de anclaje deben tratarse como espaciados cerca si su espaciamiento centro a centro no excede 1.5 veces el ancho del dispositivo en la dirección considerada.

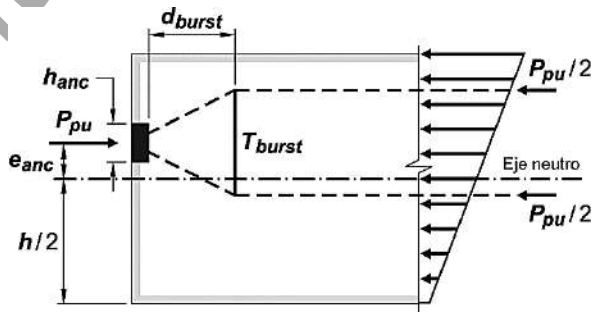


Figura R25.9.4.3.1 — Definición de los términos usados para definir la zona general.

25.9.4.3.2 Las ecuaciones simplificadas, tal como se permiten en 25.9.4.3.1 c), no deben utilizarse para diseñar la zona general cuando ocurra una de las situaciones enumeradas en a) hasta g):

a) La sección del elemento no es rectangular.

b) Existen discontinuidades en, o cerca de, la zona general que causen desviaciones en el flujo de las fuerzas.

c) La distancia mínima al borde es menor que 1.5 veces la dimensión lateral del dispositivo de anclaje en esa dirección.

d) Se dispongan múltiples dispositivos de anclaje en una forma diferente a un grupo espaciado cerca.

e) El baricentro de los cables está localizado por fuera del tercio central de la sección transversal.

f) El ángulo de inclinación del cable en la zona general sea menos de -5 º con respecto al baricentro del eje del elemento, tomando el ángulo

R25.9.4.3.2 Las ecuaciones simplificadas de AASHTO LRFDUS no son aplicables en algunas situaciones comunes que se enumeran en 25.9.4.3.2. En estos casos se requiere un análisis detallado. Además, en el pos-tesado de secciones delgadas, secciones con alas, secciones irregulares, o cuando los cables tienen una curvatura apreciable dentro de la zona general se requiere de procedimientos más generales tales como los de AASHTO LRFDUS, Artículos 5.10.9.4 y 5.10.9.5. En el Artículo 5.10.9.3.2 de AASHTO LRFDUS se dan recomendaciones detalladas sobre los principios de diseño que se aplican a todos los métodos de diseño.

Los grupos de cables de un torón con dispositivos individuales de anclaje para cada torón individual se usan a menudo en vigas. Si una viga tiene un dispositivo de anclaje único o un grupo único de dispositivos de anclaje espaciados cerca, se permite el uso de ecuaciones simplificadas tales como aquellas que se dan en R25.9.4.3.1, a menos que 25.9.4.3.2 controle.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
como negativo si la fuerza de anclaje está dirigida hacia afuera del baricentro de la sección. *g)* El ángulo de inclinación del cable en la zona general es mayor de +20 º con respecto al baricentro del eje del elemento, tomando el ángulo como positivo si la fuerza de anclaje está dirigida hacia el baricentro de la sección.	Las condiciones más complejas se pueden diseñar mediante el uso de modelos biela-tirante. En AASHTO LRFDUS y en Breen et al. (1994) se dan recomendaciones detalladas para el uso de dichos modelos.
25.9.4.3.3 Los efectos tridimensionales deben considerarse en el diseño y analizarse usando a) o b): *a)* Procedimiento de análisis tridimensional. *b)* Aproximadamente sumando los efectos en dos planos ortogonales.	**R25.9.4.3.3** Se incluyen disposiciones sobre los efectos tridimensionales con el objeto de alertar sobre los efectos perpendiculares al plano principal de los elementos tales como fuerzas de estallido en la dirección delgada de nervios y losas, los cuales deben tenerse en cuenta. En muchos casos estos efectos pueden determinarse independientemente para cada dirección, pero algunas aplicaciones requieren de un completo análisis tridimensional. (por ejemplo, los diafragmas para el anclaje de cables externos).
25.9.4.4 Límites de la armadura	**R25.9.4.4 Límites de la armadura**
25.9.4.4.1 La resistencia a la tracción del hormigón debe despreciarse en los cálculos de los requisitos de armadura.	
25.9.4.4.2 Debe colocarse armadura en la zona general para resistir las fuerzas de estallido, descascaramiento y tracciones en el borde longitudinal producidas por los dispositivos de anclaje, según corresponda. Deben considerarse los efectos de cambios abruptos de la sección y la secuencia de tesado.	**R25.9.4.4.2** En algunos casos, los requisitos de la armadura no pueden determinarse hasta tanto se seleccionen los cables y dispositivos de anclaje específicos. Las responsabilidades del diseño y su aprobación deben estar claramente asignada en los documentos de construcción. Los cambios abruptos en la sección pueden causar desviaciones significativas en las trayectorias de las fuerzas. Estas desviaciones pueden aumentar apreciablemente las fuerzas de tracción, como se muestra la Figura R25.9.4.4.2.

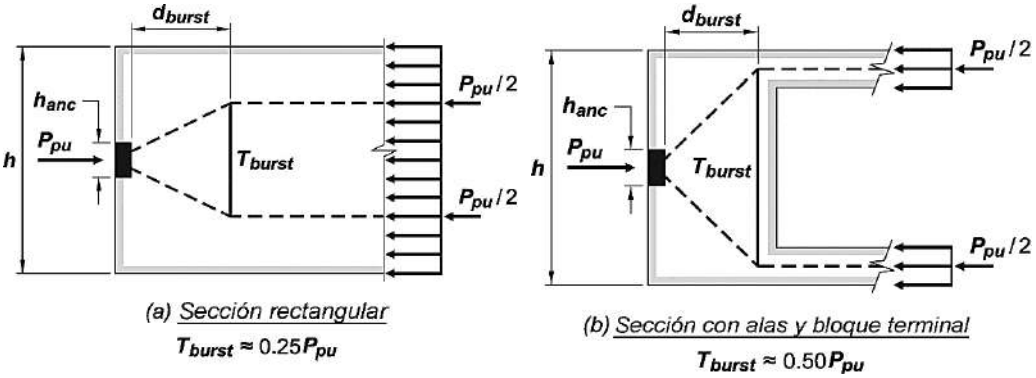


Figura R25.9.4.4.2 — Efecto de los cambios de la sección transversal.

25.9.4.4.3 Para dispositivos de anclaje ubicados lejos del extremo del elemento, debe colocarse armadura adherido para transferir al menos $\boldsymbol{0{,}35\ P_{pn}}$	**R25.9.4.4.3** Donde los dispositivos de anclaje están ubicados lejos del extremo del elemento, las tensiones de tracción, locales se generan detrás

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
a la sección de hormigón detrás del anclaje. Esta armadura debe colocarse en forma simétrica alrededor del dispositivo de anclaje y debe estar totalmente desarrollado tano atrás como adelante del dispositivo de anclaje.	de estos anclajes (Véase la Figura R25.9.1.1(b)) debido a compatibilidad de deformaciones delante y atrás del de los anclajes. Se requiere armadura adherido de amarre paralelo al cable en la vecindad inmediata del anclaje para limitar la fisuración detrás del anclaje. El requisito de $0{,}35\,P_{pn}$ se dedujo utilizando 25 % de la fuerza de pretensado no mayorada resistida por la armadura trabajando a $0{,}6\,f_y$ con un factor de carga de 1,2. Por lo tanto, la resistencia total a la fluencia de la armadura, f_y , debe utilizarse para calcular la capacidad que se disponga.
25.9.4.4.4 Si los cables están curvados en la zona general, la armadura adherida debe resistir las fuerzas radiales y de hendimiento, excepto para cables de un solo torón en losas o donde el análisis muestre que la armadura no es necesario.	
25.9.4.4.5 Debe colocarse armadura con una resistencia nominal a tracción igual a 2 % de la fuerza de pretensado mayorada en direcciones ortogonales paralelas a la cara cargada de la zona de anclaje para limitar el hendimiento, excepto para cables de un solo torón en losas o donde el análisis muestre que la armadura no es necesario.	**R25.9.4.4.5** La fuerza en los cables que causa el estallido para la cual el baricentro está localizado dentro del tercio central de la sección puede estimarse como el 2 % de la fuerza total de pretensado, excepto para dispositivos de anclaje múltiples con espaciamiento centro a centro mayor que 0,4 veces la altura de la sección.
25.9.4.4.6 Para los dispositivos de un anclaje para torones de 12,7 mm de diámetro o menores en losas de hormigón de peso normal, se debe proporcionar armadura mínima en la zona general que cumpla con los requisitos de a) y b), a menos que un análisis detallado que cumpla con lo indicado en 25.9.4.3 demuestre que tal armadura no es necesario. *a)* Se deben disponer dos barras horizontales $d_b \geq 12\ mm$ paralelas al borde de la losa. Se permite que dichas barras estén en contacto con la cara frontal del dispositivo de anclaje y deben estar dentro de una distancia $h/2$ adelante de cada dispositivo. Dichas barras deben extenderse, a lo menos, 150 mm a cada lado de los bordes exteriores de cada dispositivo. *b)* Si el espaciamiento, centro a centro, de los dispositivos de anclaje es de 300 mm o menos, los dispositivos de anclaje se deben considerar como agrupados. Por cada grupo de seis o más dispositivos de anclaje, se deben proporcionar $n + 1$ barras en horquilla o estribos cerrados $d_b \geq 10\ mm$, donde n es la cantidad de dispositivos de anclaje. Debe colocarse una barra en horquilla o estribo entre cada dispositivo de anclaje y uno a cada lado del grupo. Las barras en	**R25.9.4.4.6** Los requisitos mínimos de armadura de la zona general para los cables de un torón en losas están basados en las recomendaciones de ACI 423.3R, las cuales están basadas en Breen et. al. (1994). En la Figura R25.9.4.4.6 se muestran detalles típicos. En donde sea posible, las barras horizontales paralelas al borde requeridas en 25.9.4.4.6 a) deben ser continuas. Los ensayos en los que se basaron las recomendaciones de Breen et. al. (1994) se limitaron a dispositivos de anclaje para torones no adheridos de 12,7 mm de diámetro y AH 1860 (Grado 270), en elementos de hormigón de peso normal. Así, para los dispositivos de anclaje de torones mayores y para todo uso en losas de hormigón liviano, el Comité ACI 423 recomienda que la cantidad y espaciamiento de la armadura deben ser ajustados en forma conservadora para tomar en cuenta la mayor fuerza de anclaje y la menor resistencia a tracción por hendimiento del hormigón liviano (ACI 423.3R). ACI 423.3R y Breen et. al. (1994) ambas recomiendan que se coloquen también barras en horquilla para anclajes situados dentro de 300 mm de las esquinas de la losa con el objeto de resistir las fuerzas de tracción de borde. Las palabras

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN

horquilla o estribos deben colocarse con los extremos extendiéndose dentro de la losa perpendicularmente al borde. La parte central de las barras en horquilla o estribos deben colocarse perpendicularmente al plano de la losa desde ***3h/8*** hasta ***h/2*** adelante de los dispositivos de anclaje.

COMENTARIO

"adelante de" en 25.9.4.4.6 tienen el significado que se muestra en la Figura R25.9.1.1(b).

Los requisitos de 25.9.4 deben cumplirse en los casos en que se usen dispositivos de anclaje para cables de varios torones.

La armadura perpendicular al plano de la losa requerido por 25.9.4.4.6(b) para grupos de cables espaciados de forma relativamente cercana tam-

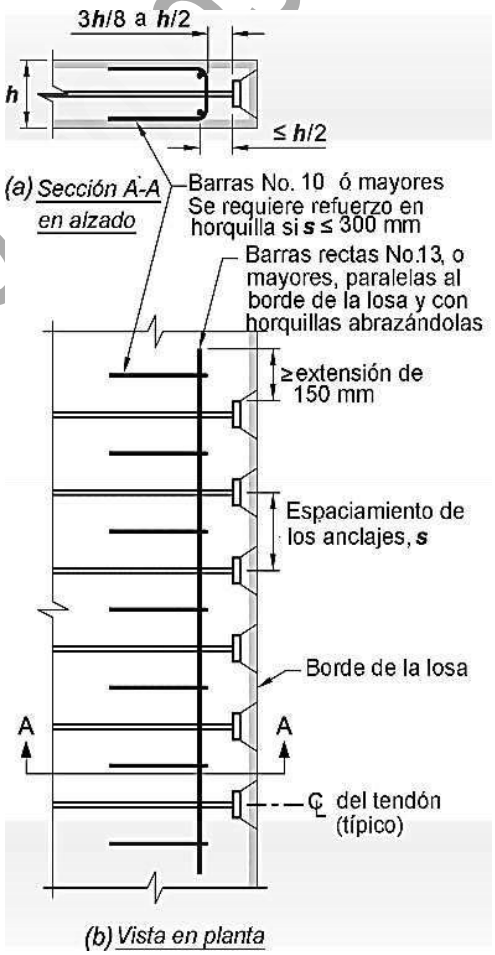


Figura R25.9.4.4.6 — Armadura de la zona de anclaje para grupos de cables de 12,7 mm, o menos, en losas.

bién debe utilizarse en el caso de cables espaciados de manera amplia.

25.9.4.5 Tensiones límites en las zonas generales

25.9.4.5.1 La máxima tensión a tracción de diseño al nivel de resistencia nominal no debe exceder los límites dados en la Tabla 25.9.4.5.1.

Tabla 25.9.4.5.1 — Tensión máximo a tracción de diseño en la armadura

R25.9.4.5 Tensiones límites en las zonas generales

R25.9.4.5.1 El valor de la resistencia nominal a tracción de la armadura pretensado adherido se limita a la resistencia a la fluencia del acero de pretensión debido a que la ecuación (20.3.2.3.1) puede no ser aplicable a estas aplicaciones que no son de flexión. El valor para el acero de pretensión no adherido se basa en 20.3.2.4.1, pero

Documento de estudio

ESPECIFICACIÓN

Tipo de armadura	Tensión máximo a tracción f_{ps} (MPa)
Armadura no pretensado	f_y
Armadura pretensado adherido	f_{py}
Armadura pretensado no adherido	$f_{se} + 70$

25.9.4.5.2 La tensión a compresión en el hormigón al nivel de resistencia nominal no debe exceder $0{,}70\,\lambda f'_{ci}$, donde λ se define en 19.2.4.

25.9.4.5.3 Si el hormigón está confinado por espirales o estribos cerrados de confinamiento, y el efecto de la armadura de confinamiento está documentado por medio de ensayos o análisis, se permite utilizar un valor mayor de la tensión de compresión en el hormigón al calcular la resistencia nominal de la zona general.

25.9.4.5.4 El acero de pretensado no debe tesarse hasta tanto la resistencia del hormigón, determinada por medio de ensayos de cilindros curados de una manera igual que el elemento, sea al menos 17 MPa para torones y barras individuales, o al menos 28 MPa para cables múltiples, a menos que se cumpla con 25.9.4.5.5.

25.9.4.5.5 No hay necesidad de cumplir con los requisitos de 25.9.4.5.4 si se cumple con:

a) Se utilizan dispositivos de anclaje más grandes para compensar la menor resistencia a compresión del hormigón.

b) La armadura de pretensado no se tensiona a una tensión mayor que el 50 % de la fuerza final de pretensado.

25.9.5 Detallado de la armadura

25.9.5.1 La selección del diámetro de la armadura, espaciamiento, recubrimiento y otros detalles para las zonas de anclaje deben tenerse en cuenta

COMENTARIO

está limitado para estas aplicaciones de longitud corta que no son de flexión.

R25.9.4.5.2 Se espera alguna deformación inelástica dentro de la zona general debido a que el diseño está basado en un enfoque de resistencia. La inclusión del factor λ para hormigón liviano refleja su menor resistencia a la tracción, así mismo la mayor dispersión y fragilidad mostrada en algunos hormigones livianos en los ensayos de zonas de anclaje.

R25.9.4.5.3 En hormigón adecuadamente confinado, la tensión de compresión efectiva puede aumentarse (Breen et al. 1994). Los resultados de los ensayos presentados en Breen et al. (1994), indican que la tensión de compresión inducido por pretensión auxiliar aplicado perpendicularmente al eje de los cables principales, puede ser efectivo para aumentar la resistencia de la zona de anclaje.

R25.9.4.5.4 Para limitar la fisuración temprana por retracción, los cables de un solo torón algunas veces se tensionan a una resistencia del hormigón menor de 17 MPa. En estos casos, se utilizan, ya sea, anclajes de un torón de mayor tamaño o los torones se tensionan por etapas, usualmente a niveles de un tercio hasta un medio de la fuerza final de pretensión, como lo permite 25.9.4.5.5.

R25.9.5 Detallado de la armadura

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
las tolerancias de fabricación y colocación de la armadura; del tamaño del agregado; y para la colocación y consolidación del hormigón adecuados.	

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN **COMENTARIO**

CAPÍTULO 26 — DOCUMENTOS DE CONSTRUCCIÓN E INSPECCIÓN

26.1 ALCANCE

R26.1 ALCANCE

Este capítulo establece los requisitos mínimos sobre la información que debe ser incluida en los documentos de construcción aplicables al proyecto. Los requisitos contienen la información desarrollada en el diseño estructural que debe ser transmitida al constructor, disposiciones que lo orienten sobre la calidad especificada y los requisitos relacionados con la inspección necesaria para verificar el cumplimiento de los documentos de construcción. En las ediciones anteriores del código ACI 318, hasta el año 2011, estas disposiciones se encontraban a través de todo el documento. A partir de la edición del 2014, a excepción del Capítulo 17, todas las disposiciones relacionadas con la construcción se reunieron en este capítulo para uso del profesional facultado para diseñar. Las disposiciones relacionadas con la construcción e inspección asociadas a los anclajes se encuentran en el Capítulo 17 y en las Artículos 26.7 y 26.13 de este Capítulo, según corresponda.

Este capítulo está dirigido al profesional facultado para diseñar, responsable de incorporar los requisitos del proyecto en los documentos de construcción, los cuales deben contener todas las indicaciones sobre el diseño y construcción necesarios para que el constructor pueda cumplir con la Norma. La intención de este capítulo no es que el constructor necesite leer e interpretar la Norma.

Deben evitarse las referencias generales que exigen el cumplimiento de esta Norma dado que el constructor generalmente no está en condiciones de aceptar la responsabilidad derivada de los detalles de diseño o requisitos de construcción que dependen de un conocimiento profundo del proceso de diseño. Además, deben evitarse las referencias a disposiciones específicas de la Norma porque la Norma intenta que todas las disposiciones necesarias sean incluidas en los documentos de construcción. Por ejemplo, se espera que las referencias a disposiciones específicas dentro del Capítulo 26 sean reemplazadas por referencias adecuadas dentro de los documentos de construcción del proyecto. También se esperan referencias a las normas ACI y ASTM así como a otros documentos. Este capítulo contiene requisitos para ciertas partes de la información que debe ser incluida en los documentos de construcción; sin embargo, no pretende contener

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN **COMENTARIO**

una lista exhaustiva de ellos, además la autoridad competente puede requerir la aplicación de ítems adicionales. El ACI 301 constituye una especificación de construcción de referencia escrita de modo coherente con los requisitos de este Norma.

Es sabido que existen situaciones, como aquellas en estructuras prefabricadas o pos-tesadas, en que el diseño y detallado de partes de la construcción se delegan a ingenieros especializados o constructores que pueden realizar los servicios de un ingeniero especializado. Estos ingenieros especialistas deben ser profesionales facultados para diseñar que posean los conocimientos suficientes en cuanto al diseño y construcción de ese tipo de elementos estructurales.

El Capítulo 26 se encuentra organizado de la siguiente: manera:

Art.	Cobertura
26.1	Alcance
26.2	Criterio de diseño
26.3	Información sobre los elementos
26.4	Requisitos para los materiales y mezclas de hormigón
26.5	Producción y colocación del hormigón
26.6	Materiales de armadura y requisitos de construcción
26.7	Anclaje al hormigón
26.8	Embebidos
26.9	Requisitos adicionales para hormigón prefabricado
26.10	Requisitos adicionales para hormigón pretensado
26.11	Cimbras y encofrados
26.12	Evaluación y aceptación del hormigón
26.13	Inspección

26.1.1 Este capítulo cubre de a) hasta c):

R26.1.1 El Capítulo 17, *Anclaje al hormigón*, también contiene información sobre el diseño, |requisitos de construcción a cumplir y requisitos de inspección para anclajes al hormigón.

a) Información sobre el diseño, que el profesional facultado para diseñar debe especificar en los documentos de construcción, si corresponde.

b) Requisitos de construcción a cumplir que el profesional facultado para diseñar debe especificar en los documentos de construcción, si corresponde.

R26.1.1 a) y b) Excepto para inspección en 26.13, los requisitos de este capítulo se encuentran organizadas por información sobre el diseño y requisitos de construcción a cumplir.

La información sobre el diseño es específica para el proyecto y se desarrolla durante el proceso de

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN | **COMENTARIO**

diseño estructural. Describe las bases del diseño o da información relacionada con la construcción del proyecto. Sólo se debe incluir información sobre el diseño que es aplicable al proyecto.

Los requisitos de construcción a cumplir son disposiciones generales que llevan a un nivel de calidad mínimo aceptable para la construcción del proyecto. La Norma no pretende que el profesional facultado para diseñar incorpore al pie de la letra el cumplimiento de los requisitos en los documentos de construcción. Puede ser que algunos no sean aplicables a un proyecto específico.

Los documentos de construcción que incorporan el cumplimiento de los requisitos mínimos de este capítulo se consideran que cumplen con la Norma, aún si los requisitos se encuentran establecidos de manera diferente, excedan estos requisitos mínimos o proporcionen más detalles.

c) Los requisitos de inspección que el profesional facultado para diseñar debe especificar en los documentos de construcción, si corresponde.

R26.1.1 c) La Artículo 26.13 presenta los requisitos para la inspección que se deben usar en ausencia de disposiciones de inspección en el reglamento general de construcción. Estos requisitos de inspección pretenden verificar el cumplimiento del proyecto con los documentos de construcción.

Los requisitos de inspección de la jurisdicción o del reglamento general de construcción correspondiente tienen prioridad sobre aquellos incluidos en este capítulo. Véase 26.13.1. El ACI 311.4R da pautas para la inspección de construcciones en hormigón y el ACI 311.6 constituye una especificación de referencia para los ensayos del hormigón premezclado.

26.2 CRITERIO DE DISEÑO

R26.2 CRITERIO DE DISEÑO

26.2.1 Información sobre el diseño, de acuerdo al detalle del artículo 1.5.3, debe ser:

a) Nombre y año de publicación de la Norma, del reglamento general de construcción y los suplementos de acuerdo a los cuales está hecho el diseño.

b) Cargas utilizadas en el diseño.

R26.2.1 a) y b) En los documentos de construcción, se debe hacer referencia a la versión aplicable de los documentos por medio de los cuales se realizó el diseño, incluyendo información esencial sobre cargas, tales como cargas gravitacionales y laterales.

c) Trabajos de diseño encargados al constructor, incluyendo los criterios de diseño aplicables.

R26.2.1 c) A menudo el profesional facultado para diseñar delega el diseño de partes de la estructura a un ingeniero especialista, como alguien que es contratado por el constructor. El profesional facultado para diseñar debe entregar la información necesaria para realizar este diseño de manera congruente con el diseño general de la

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN

COMENTARIO

estructura. Esta información incluye las cargas de diseño que tienen un impacto en el trabajo de diseño delegado. Por ejemplo, el criterio de diseño sísmico para las conexiones de los paneles de fachada de hormigón prefabricado con el fin de que haya compatibilidad con el sistema estructural general.

26.3 — INFORMACIÓN SOBRE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

26.3.1 Información sobre el diseño:

a) Dimensiones del elemento, localización y tolerancias (véase también artículo 1.5.4).

R26.3 INFORMACIÓN SOBRE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

R26.3.1 a) Las tolerancias de construcción para las dimensiones y localización del elemento pueden ser incorporadas en los documentos de construcción haciendo referencia al ACI 117 para construcción en hormigón construido en sitio o al ACI ITG-7 para construcción prefabricada. Además, deben incluirse en los documentos de construcción las tolerancias específicas del proyecto que sean más restrictivas o que no se encuentren cubiertas en estas referencias.

26.4 REQUISITOS PARA LOS MATERIALES Y MEZCLAS DE HORMIGÓN

R26.4 REQUISITOS PARA LOS MATERIALES Y MEZCLAS DE HORMIGÓN

26.4.1 Materiales del hormigón

26.4.1.1 Materiales cementantes

26.4.1.1.1 Requisitos de construcción a cumplir:

a) Los materiales cementantes deben cumplir con las especificaciones de la Tabla 26.4.1.1.1(a).

Tabla 26.4.1.1.1(a) — Normas para los materiales cementantes

Materiales cementantes	Normas
Cemento portland	NB 011; ASTM C150M
Cementos hidráulicos adicionados	ASTM C595M, excluyen los Tipos IS (≥70) y Tipo IT (S ≥ 70)
Cemento hidráulico expansivo	ASTM C845M
Cemento hidráulico	ASTM C1157M
Ceniza volante y puzolana natural	ASTM C618
Cemento de escoria	ASTM C989M
Humo de sílice	ASTM C1240

b) Todos los materiales cementantes especificados en la Tabla 26.4.1.1.1(a) y las combinaciones de estos materiales deben estar incluidos en los cálculos de la relación *a/mc* de la mezcla de hormigón.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN

COMENTARIO

26.4.1.2 Agregados

26.4.1.2.1 Requisitos de construcción a cumplir:

a) Los agregados deben cumplir con:

1) Agregado de peso normal: ASTM C33M, NB 594, NB 596.

2) Agregado liviano: ASTM C330M

b) Se permiten agregados que no cumplan con las normas NB 594, NB 596 (ASTM C33M, ó ASTM C330M) siempre que hayan demostrado mediante ensayos o por experiencias prácticas en servicio que producen hormigón de resistencia y durabilidad adecuadas, y que han sido, previamente, aprobados por la autoridad competente.

R26.4.1.2 Agregados

R26.4.1.2.1 b) Los agregados que cumplen con las normas ASTM no siempre están disponibles económicamente y, en ciertos casos, algunos materiales que no cumplen con la NB 594, NB 596 (ASTM C33M o C330M), pueden tener una larga historia de comportamiento satisfactorio bajo una exposición similar. Aquellos materiales que no cumplen con las normas pueden permitirse si se presenta evidencia aceptable de comportamiento satisfactorio. En general, deben utilizarse agregados que cumplan con las normas designadas.

26.4.1.3 Agua

26.4.1.3.1 Requisitos de construcción a cumplir:

a) El agua de mezclado debe cumplir la norma NB 637 (ASTM C1602M).

b) El agua de mezclado, incluyendo la parte del agua de mezclado con la que contribuye la humedad libre de los agregados, para hormigón pretensado o para hormigón que contenga elementos de aluminio embebidos, no debe contener cantidades perjudiciales del ion cloruro.

R26.4.1.3 Agua

26.4.1.3.1 Casi cualquier agua natural que sea potable y que no tenga un sabor u olor marcado, puede utilizarse como agua de mezclado en la elaboración de hormigón. Las impurezas excesivas en el agua de mezclado, pueden afectar no sólo el tiempo de fraguado, la resistencia del hormigón y la estabilidad volumétrica, sino que también pueden provocar eflorescencia o corrosión en la armadura.

Las sales u otras sustancias nocivas que provengan del agregado o de los aditivos, actúan en conjunto con la cantidad que puede contener el agua de mezclado. Estas cantidades adicionales deben tomarse en consideración al evaluar la aceptabilidad del total de impurezas que pueda estar presente en el hormigón.

La norma NB 637 (ASTM C1602M) permite el uso de agua potable sin practicarle ensayos e incluye métodos para calificar las fuentes de agua no potable, como aquellas de operaciones de producción del hormigón, considerando los efectos en el tiempo de fraguado y la resistencia. Se establecen frecuencias de muestreo para asegurar el monitoreo continuo de la calidad del agua.

La norma NB 637 (ASTM C1602M) incluye límites opcionales para los cloruros, sulfatos, álcalis y sólidos en el agua de mezclado a los que se puede recurrir cuando sea necesario.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
26.4.1.4 Aditivos	**R26.4.1.4 Aditivos**
26.4.1.4.1 Requisitos de construcción a cumplir:	**R26.4.1.4.1 a)** La norma ASTM C494M incluye aditivos Tipo S — aditivos de desempeño específico — que pueden ser especificados cuando se requieren características de desempeño que no se mencionan en 26.4.1.4.1(a), como pueden ser los aditivos modificadores de la viscosidad. El requisito básico para un aditivo Tipo S es que no tenga efectos adversos en las propiedades del hormigón al ser ensayado de acuerdo con la norma ASTM C494M. El cumplimiento de los requisitos del Tipo S no asegura que el aditivo se comportará de la forma descrita. El fabricante de un aditivo presentado como Tipo S se le debe exigir entregar datos que demuestren que el producto cumplirá con el desempeño que manifiesta.
a) Los aditivos deben cumplir con: *1)* Aditivos para reducción de agua y modificación del tiempo de fraguado: ASTM C494M *2)* Aditivos para producir hormigón fluido: ASTM C1017 *3)* Aditivos incorporadores *4)* Aditivos inhibidores de la corrosión inducida por el ión cloruro: ASTM C1582de aire: ASTM C260	
b) Los aditivos que no cumplen con las especificaciones de 26.4.1.4.1(a) deben someterse a la aprobación del profesional facultado para diseñar.	
c) El cloruro de calcio o los aditivos que contengan cloruros que no provengan de impurezas de los componentes del aditivo, no deben emplearse en hormigón pretensado, en hormigón que contenga aluminio embebido o en hormigón construido en encofrados permanentes de acero galvanizado.	**R26.4.1.4.1 c)** No se permite el uso de cloruro de calcio en el hormigón pretensado ya que la corrosión de la armadura de pretensado generalmente es una fuente de preocupación mayor que corrosión en la armadura no pretensado. La reducción local en la sección transversal del acero de pretensado puede provocar su fractura (ACI 222R). La presencia de iones de cloruro, pueden causar corrosión del aluminio embebido, como por ejemplo en vainas, especialmente cuando el aluminio está en contacto con el acero embebido y el hormigón se encuentra en ambiente húmedo. Véase 26.8.2 para requisitos del aluminio embebido. Se produce una corrosión severa en láminas de acero galvanizado y en encofrados permanentes de acero galvanizado, especialmente en ambientes húmedos o cuando el secado es inhibido por el espesor del hormigón o por el revestimiento, o por coberturas impermeables. Véanse en 19.3.2 los límites específicos sobre concentración de iones cloruro en el hormigón.
d) Los aditivos usados en el hormigón que contengan cemento expansivo que cumpla con la norma ASTM C845M deben ser compatibles con el cemento y no producir efectos nocivos.	**R26.4.1.4.1 d)** En ciertos casos, el uso de aditivos en hormigón con cementos expansivos que cumplen con ASTM C845M ha reducido los niveles de expansión o incrementado los valores de retracción. Véase ACI 223R.
26.4.1.5 Armadura de fibras de acero	**R26.4.1.5 Armadura de fibras de acero**
26.4.1.5.1 Requisitos de construcción a cumplir:	

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
a) La armadura de fibras de acero usado para resistencia al cortante debe cumplir con: 1) Debe ser corrugado y cumplir con la norma ASTM A820M 2) Deben tener una relación de longitud a diámetro no menor a 50 ni mayor de 100	**R26.4.1.5.1 a)** El corrugado de las fibras de acero mejora su anclaje mecánico al hormigón. Los límites para la relación de longitud a diámetro de la fibra se basan en los datos disponibles de ensayos realizados (Parra-Montesinos 2006). Debido a que no se dispone de datos sobre el potencial de problemas de corrosión causados por acción galvánica, no es recomendable el uso de fibras de acero corrugadas en elementos armados con barras de acero inoxidable o galvanizado.
26.4.2 Requisitos para las mezclas de hormigón	**R26.4.2 Requisitos para las mezclas de hormigón**
26.4.2.1 Información sobre el diseño:	
a) Deben cumplirse los requisitos del 1) al 11) para cada mezcla de hormigón, con base en la clase de exposición asignada o el diseño de los elementos: *1)* Resistencia mínima especificada a la compresión del hormigón, f'_c *2)* Edad de ensayo para demostrar el cumplimiento con f'_c en caso de ser diferente a los 28 días *3)* Relación máxima *a/mc* aplicable a la clase de exposición de durabilidad asignada más restrictiva de 19.3.2.1.	**R26.4.2.1 a)** Los requisitos para cada mezcla de hormigón usada en el proyecto deben ser especificados en los documentos de construcción. Estos se determinan a partir de los requisitos aplicables de diseño del hormigón en 19.2 y de los requisitos de durabilidad de 19.3. Deben especificarse los requisitos más restrictivos.
4) El tamaño máximo nominal del agregado grueso no debe exceder al menor de (i), (ii), y (iii): *i)* 1/5 de la menor separación entre los lados del encofrado; *ii)* 1/3 del espesor de las losas; *iii)* 3/4 del espaciamiento mínimo libre especificado entre las barras o alambres individuales de armadura, paquetes de barras, armadura pretensado, cables individuales, paquetes de cables, o vainas. Estas limitaciones se pueden omitir si a juicio del profesional facultado para diseñar, la trabajabilidad y los métodos de compactación son tales que el hormigón se puede colocar sin la formación de cangrejeras o vacíos.	**R26.4.2.1 a) 4)** Las limitaciones al tamaño de los agregados se incluyen con el fin de facilitar la colocación del hormigón alrededor de la armadura y para minimizar los hormigueros causados por armadura colocado muy cerca. La intención de la Norma es que el profesional facultado para diseñar seleccione el tamaño máximo nominal adecuado del agregado y que incluya este valor en los documentos de construcción para cada mezcla de hormigón. Debido a que el tamaño máximo nominal del agregado puede influir en las propiedades del hormigón, por ejemplo, en la retracción y además en el costo del hormigón, se permite el tamaño mayor del agregado que sea congruente con los requisitos de 26.4.2.1. El aumento del tamaño del agregado sólo produce una disminución de la retracción si existe una reducción correspondiente en el volumen de la pasta.
5) Para elementos asignados a la Categoría de Exposición F, el contenido de aire de 19.3.3.1	**R26.4.2.1 a) 5)** Las normas ASTM C94M y ASTM C685M incluyen una tolerancia para el contenido de aire en el hormigón tal como se entrega de ±1,5 puntos porcentuales.
6) Para elementos asignados a la Categoría de Exposición C, los límites aplicables de	

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
ión de cloruro para la Clase de Exposición asignada en 19.3.2.1	
7) Para elementos asignados a la Categoría de Exposición S, el tipo de materiales cementantes para la Clase de Exposición asignada en 19.3.2.1	
8) Para elementos asignados a la Clase de Exposición S2 o S3, no se permiten aditivos que contengan cloruro de calcio	
9) La densidad de equilibrio del hormigón liviano	**R26.4.2.1 a) 9)** La densidad de equilibrio es un cálculo de la densidad del hormigón liviano, suponiendo algún grado de secado después de la construcción inicial. La densidad de equilibrio del hormigón liviano se determina de acuerdo con la norma ASTM C567M. Con base a una correlación establecida entre la densidad del hormigón fresco y la densidad de equilibrio, el hormigón liviano se acepta en el momento de la entrega con base en la densidad del hormigón fresco.
10) Requisitos para presentar las fracciones volumétricas de los agregados en el hormigón de peso liviano para la verificación del valor λ cuando se emplea en el diseño.	
11) Cuando se usa para resistencia al cortante de acuerdo con 9.6.3.1, los requisitos para el hormigón armado con fibras de acero	**R26.4.2.1 a) 11)** Cuando las fibras de acero se usan para resistencia a cortante, existen requisitos específicos para el hormigón armado con fibras de acero: 26.4.1.5.1 a) contiene los requisitos para las fibras, 26.4.2.2(d) presenta los requisitos mínimos para la dosificación y 26.12.5.1(a) da los criterios de aceptación. Normalmente, las fibras se especifican por tipo de fibra, longitud de la fibra, relación de aspecto (l/d) y dosificación (ACI 544.3R). Para aplicaciones estructurales, la Norma sólo trata el uso de fibras discontinuas de acero corrugado para resistencia a cortante. Para otros tipos de aplicación estructural donde se desea usar fibras discontinuas de acero corrugado, 1.10 describe el procedimiento para su aprobación. Además, existen aplicaciones no estructurales o fines funcionales donde se usan fibras discontinuas de acero corrugado en el hormigón. Las disposiciones de este Norma que tratan sobre el uso de fibras de acero para resistencia al cortante no se incluyeron para ser utilizadas en aplicaciones no estructurales.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
b) A opción de profesional facultado para diseñar, las clases de exposición de acuerdo con la severidad de la exposición anticipada de los elementos.	**R26.4.2.1(b)** Los requisitos de durabilidad para el hormigón se basan en la clasificación de exposición de los elementos como se expresa en 19.3. En consecuencia, las clases de exposición aplicable a los elementos establecen la base de los requisitos para las mezclas de hormigón. La Artículo 19.3.1 exige que el profesional facultado para diseñar asigne las clases de exposición para los diferentes elementos de la estructura. Las mezclas de hormigón deben especificarse de acuerdo a ello, sin embargo, la Norma no requiere que las clases de exposición asignadas queden establecidas explícitamente en los documentos de construcción. Cuando el profesional facultado para diseñar requiere que el constructor determine las propiedades del hormigón especificando la norma ACI 301, las clases de exposición asignadas para todos los elementos debe quedar explícitamente establecida en los documentos de construcción.
c) Resistencia especificada a la compresión del hormigón a las edades o etapas de construcción designadas, para las cuales el profesional facultado diseñó cada parte de la estructura.	**R26.4.2.1 c)** Cuando los requisitos del diseño o construcción establecen que la resistencia del hormigón colocado en sitio debe lograrse a edades o etapas de construcción, específicas, estos requisitos deben quedar explícitamente establecidos en los documentos de construcción. Las etapas de construcción características en que debe especificarse la resistencia a la compresión del hormigón incluyen el retiro de los encofrados y cimbra. Además, se debe especificar la resistencia a la compresión del hormigón para: 1) el hormigón pos-tesado colocado en sitio en el momento de la aplicación del pos-tesado; 2) el hormigón prefabricado al retirarlo de los encofrados y durante el manejo, traslado, y montaje; y 3) el hormigón pretensado, prefabricado en el momento de la transferencia del pretensado, al desencofrar y durante el manejo, traslado, y montaje. Para las secciones de la estructura que no estén diseñadas por el profesional facultado para diseñar, véase 26.4.2.2 a).
26.4.2.2 Requisitos de construcción a cumplir:	
a) La resistencia requerida a la compresión del hormigón a las edades o etapas de construcción designadas, para las partes de la estructura no diseñadas por el profesional facultado para diseñar, debe ser presentada para su revisión.	
b) La cantidad máxima de puzolanas, incluida la ceniza volante, humo de sílice y escoria en el	

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN | **COMENTARIO**

hormigón asignado a la Exposición Clase F3 no debe exceder los límites establecidos en la Tabla 26.4.2.2(b) y 1) y 2).

1) Los límites de los porcentajes máximos de la Tabla 26.4.2.2(b) deben incluir la ceniza volante y otras puzolanas, escoria y humo de sílice usados en la fabricación de los cementos adicionados, según las
2) normas ASTM C595M y C1157M.
3) Se deben aplicar los límites individuales de la Tabla 26.4.2.2(b) independientemente de la cantidad de materiales cementantes presentes en una mezcla de hormigón.

Tabla 26.4.2.2 b) — Límites para los materiales cementantes en hormigones asignados a la Clase de Exposición F3

Materiales cementantes	Porcentaje máximo sobre el total de materiales cementantes en masa
Cenizas volantes u otras puzolanas que cumplen con ASTM C618	25
Cemento de escoria que cumple con ASTM C989M	50
Humo de sílice que cumple con ASTM C1240	10
Total de cenizas volantes u otras puzolanas, escoria y humo de sílice	35
Total de cenizas volantes u otras puzolanas y humo de sílice	50

c) Para el hormigón expuesto a sulfatos, se pueden usar combinaciones alternativas para los materiales cementantes a las especificadas en 26.4.2.1(a)(7) cuando se lleven a cabo ensayos de resistencia a los sulfatos y se cumplan los criterios de la Tabla 26.4.2.2(c).

R26.4.2.2 c) Los requisitos para las mezclas asignadas a la Categoría de Exposición S se encuentran en 19.3.2.1. Se puede usar la norma ASTM C1012M para evaluar la resistencia a los sulfatos de las mezclas de hormigón usando combinaciones de materiales cementantes alternativas a las mencionadas en la Tabla 19.3.2.1 para todas las clases de exposición a sulfatos. Una guía más detallada para la calificación de esas mezclas, usando la norma ASTM C1012M, se encuentra en el ACI 201.2R4. El criterio de expansión dado en la Tabla 26.4.2.2(c) para ensayos según la norma ASTM C1012M es el mismo de la norma ASTM C595M para resistencia moderada a los sulfatos (designación MS optativa) en Clase de Exposición S1 y para alta resistencia a los sulfatos (designación HS optativa) en Clase de Exposición S2, y la misma de la norma ASTM

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN

COMENTARIO

Tabla 26.4.2.2(c) — Requisitos para establecer la bondad de las combinaciones de materiales cementantes expuestos a sulfatos solubles en agua

Clase de exposición	Expansión máxima al ser ensayada usando ASTM C1012M		
	A los 6 meses	A los 12 meses	A los 18 meses
S1	0,10 %	No hay requisitos	No hay requisitos
S2	0,05 %	0,10 % [1]	No hay requisitos
S3	No hay requisitos	No hay requisitos	0,10 %

[1] El límite de expansión a los 12 meses sólo se aplica cuando la expansión medida sobrepasa el límite máximo de 6 meses.

C1157M para tipo MS en la Clase de Exposición S1 y tipo HS en Case de Exposición S2.

d) El hormigón armado con fibra de acero usado para resistencia a cortante debe cumplir con:

1) Cumplir con la norma ASTM C1116M

2) Contener al menos 60 kg de fibras de acero corrugadas por metro cúbico de hormigón.

26.4.3 Dosificación de las mezclas de hormigón

R26.4.3 Dosificación de las mezclas de hormigón

La edición de 2014 del Código ACI 318 no incluye los requisitos estadísticos para la dosificación del hormigón que tenían las ediciones anteriores. Esta información se eliminó del Reglamento porque no es responsabilidad del profesional facultado para diseñar. Además, esta información se encuentra disponible en otros documentos del ACI, como el ACI 301 y ACI 214R. Por último, los procedimientos de control de calidad de algunos productores de hormigón permiten alcanzar los criterios de aceptación de la Norma sin seguir el proceso descrito en las ediciones anteriores del Código ACI 318.

26.4.3.1 Requisitos de construcción a cumplir:

a) La dosificación de las mezclas de hormigón debe establecerse para que el hormigón logre de 1) hasta 3):

1) Pueda ser colocado fácilmente sin segregación dentro del encofrado y alrededor de la armadura bajo las condiciones de colocación que vayan a emplearse.

2) Conformidad con los requisitos según las clases de exposición asignadas, de acuerdo con 26.4.2.1 a) ó 26.4.2.2 b)

R26.4.3.1 a) Este artículo presenta los requisitos para la dosificación de las mezclas. El hormigón debe ser trabajable y cumplir con los requisitos de resistencia y durabilidad de la Norma. El término "sin segregación" significa una mezcla cohesiva en la cual los agregados se mantienen bien distribuidos mientras el hormigón aún se encuentra en estado fresco. Hay que reconocer que se produce algo de segregación en forma de exudación. La trabajabilidad requerida depende de la congestión de la armadura, geometría del ele-

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
3) Conformidad con los requisitos del ensayo de resistencia para probetas con curado estándar.	mento, y de los métodos de colocación y consolidación usados. Al definir la trabajabilidad del hormigón, se deben considerar los requisitos de construcción del constructor. La Norma no incluye disposiciones sobre condiciones especialmente severas, tales como la exposición a productos químicos y altas temperaturas, condiciones de congelamiento y deshielo temporal durante la construcción, condiciones abrasivas, reacción álcali-agregados, u otras consideraciones particulares de durabilidad de la estructura. La Norma tampoco se refiere a consideraciones estéticas, tales como el acabado de las superficies. Cuando corresponda, estos aspectos deberían estar específicamente cubiertos en los documentos de construcción del proyecto. En 26.12.3 se presentan los requisitos de los ensayos de resistencia para las probetas con curado estándar.
b) La dosificación de la mezcla de hormigón debe establecerse de acuerdo con el Artículo 4.2.3 del ACI 301 o por medio de un método alternativo aprobado por el profesional facultado para diseñar. Los métodos alternativos se basan en la probabilidad de cumplir con los requisitos de resistencia de los ensayos de aceptación de las probetas con curado estándar que cumplen o exceden la probabilidad asociada con el método del Artículo 4.2.3 del ACI 301, pero se debe aplicar el coeficiente multiplicador de la desviación estándar correspondiente al cuantil 5 %, $k = 1,64$ Cuando se usa el Artículo 4.2.3 del ACI 301, el registro de los ensayos de resistencia usados para establecer y documentar las dosificaciones de las mezclas de hormigón no debe tener más de 24 meses de edad.	**R26.4.3.1 b)** El Artículo 4.2.3 del ACI 301 contiene los procedimientos estadísticos para seleccionar la resistencia promedio requerida, los cuales estaban incluidos en las ediciones anteriores de la Norma. Como alternativa, el productor de hormigón puede entregar al profesional facultado para diseñar evidencia aceptable de que el hormigón puede ser dosificado mediante otro método para alcanzar los requisitos del proyecto y los criterios de aceptación de 26.12.3. La Norma supone que la probabilidad de no cumplir con los criterios de aceptación de 26.12.3 no es mayor de 5 en 100.
c) Los materiales del hormigón empleados en el proyecto deben corresponder a los que se ha tomado como base para desarrollar la dosificación de la mezcla de hormigón.	
d) Cuando se empleen diferentes mezclas de hormigón para distintas partes del proyecto, cada una de las mezclas debe cumplir con los requisitos establecidos en los documentos de construcción.	**R26.4.3.1 d)** Cuando se emplea más de una mezcla de hormigón en el proyecto, cada una de las mezclas debe cumplir con los requisitos de la Norma. Cualquier cambio en los constituyentes del hormigón, como fuentes o tipos de materiales cementantes, agregados o aditivos, se considera como una mezcla diferente. Un cambio menor en

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
	la dosificación de la mezcla, realizado como respuesta a las condiciones en obra, no se considera como una nueva mezcla. En 26.4.3.1(a) se presentan los requisitos de las mezclas que deben incluirse en los documentos de construcción.
26.4.4 Documentación de las características de la mezcla de hormigón	**R26.4.4 Documentación de las características de la mezcla de hormigón**
26.4.4.1 Requisitos de construcción a cumplir:	
a) La documentación sobre las características de la mezcla de hormigón debe ser aprobada por el profesional facultado para diseñar antes de usar la mezcla y antes de efectuar cualquier cambio a la mezcla que ya está en uso. La documentación debe incluir evidencia de la bondad de la mezcla propuesta para cumplir con los requisitos para las mezclas de hormigón contenidos en los documentos de construcción del proyecto. La evidencia puede basarse en registros de experiencia en obra o de las muestras de prueba de laboratorio. La experiencia en obra debe representar condiciones similares a aquellas que se presentarán en la construcción del proyecto.	**R26.4.4.1 a)** Es necesario revisar la dosificación de las mezclas de hormigón propuestas para verificar que serán adecuadas para el proyecto y que cumplen con todos los requisitos de resistencia y durabilidad especificados por el profesional facultado para diseñar. Normalmente, el profesional facultado para diseñar revisa la documentación sobre la mezcla de hormigón propuesta para evaluar si ésta cumplirá con los criterios de aceptación de los ensayos de resistencia de 26.12.3 y de que se usen materiales aceptables. Los principios estadísticos discutidos en el ACI 214R pueden servir para evaluar la probabilidad de que la mezcla propuesta cumpla con los requisitos de resistencia de 26.12.3. Los requisitos para las mezclas de hormigón que deben establecerse en los documentos de construcción se encuentran en 26.4.3.1 a).
b) Si los datos de campo o los ensayos de laboratorio no están disponibles y $f'_c \leq$ ***35 MPa*** , la dosificación del hormigón debe basarse en otras experiencias o información, contando con la aprobación del profesional facultado para diseñar. Cuando $f'_c >$ ***35 MPa***, se requieren los datos de los ensayos que documenten las características de la mezcla propuesta.	**R26.4.4.1 b)** Cuando $f'_c \leq$ ***35 MPa*** y los datos de los ensayos de laboratorio no están disponibles, la dosificación del hormigón debe establecerse de manera que produzca una resistencia promedio suficientemente alta para que la probabilidad de que el hormigón no alcance los criterios de aceptación de la resistencia sea aceptablemente baja. En ACI 214R se dan pautas sobre las resistencias promedio adecuadas. El propósito de esta disposición es permitir que el trabajo continúe cuando se produzca una interrupción inesperada del suministro de hormigón y no exista tiempo suficiente para realizar ensayos y una evaluación, o en pequeñas estructuras donde no se justifica el costo de las mezclas de prueba.
c) En la medida que se disponga de más datos durante la construcción que exceda coherentemente los criterios de aceptación de la resistencia para probetas con curado normal, se permite modificar la mezcla para reducir su resistencia promedio. Se debe presentar la evidencia al profesional facultado para diseñar para demonstrar que la mezcla modificada cumplirá	**R26.4.4.1 c)** En general, al inicio de un proyecto, las mezclas de hormigón se dosifican de manera conservadora para asegurar que alcancen los criterios de aceptación de la resistencia. A medida que se dispone de datos de ensayos que demuestran la variabilidad real, puede ser adecuado dosificar la mezcla de una forma menos conservadora. Véase ACI 214 R como guía. Los

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
con los requisitos establecidos en los documentos de construcción.	requisitos para las mezclas de hormigón que deben establecerse en los documentos de construcción se encuentran en 26.4.3.1 a).
26.5 PRODUCCIÓN Y COLOCACIÓN DEL HORMIGÓN	**R26. 5 — PRODUCCIÓN Y COLOCACIÓN DEL HORMIGÓN** El ACI 304R describe en detalle las recomendaciones para el mezclado, manejo, transporte y colocación del hormigón.
26.5.1 Producción del hormigón	**R26.5.1 Producción del hormigón**
26.5.1.1 Requisitos de construcción a cumplir:	
a) El material cementante y los agregados deben almacenarse de tal manera que se prevenga su deterioro o contaminación.	
b) Cualquier material que se haya deteriorado o contaminado no puede utilizarse en el hormigón.	
c) El equipo de mezclado y transporte del hormigón debe cumplir con la ASTM C94M ó ASTM C685M.	**R26.5.1.1 c)** Las normas ASTM C94M y ASTM C685M tratan sobre los requisitos operacionales de los equipos utilizados para producir el hormigón.
d) El hormigón premezclado y el hormigón mezclado en obra deben dosificarse, mezclarse y entregarse de acuerdo con los requisitos de la ASTM C94M ó ASTM C685M.	**R26.5.1.1 d)** La ASTM C94M es una especificación para el hormigón premezclado donde los materiales se miden principalmente en masa (peso) y la producción es en tandas de mezclado. Es el método más común para la producción del hormigón y que también se usa en las plantas de hormigón prefabricado. La ASTM C685M es una especificación para el hormigón donde los materiales se miden por volumen y la producción se hace con mezclado continuo. Estas especificaciones incluyen disposiciones para la capacidad de las mezcladoras, precisión de los aparatos para medir, precisión de la amasada, mezclado y entrega, y ensayos para evaluar la uniformidad del hormigón mezclado.
26.5.2 Colocación y consolidación del hormigón	**R26.5.2 Colocación y consolidación del hormigón**
26.5.2.1 Requisitos de construcción a cumplir:	
a) Antes de la colocación, deben retirarse todos los escombros y el hielo de los espacios que serán ocupados por el hormigón.	**R26.5.2.1 a)** El encofrado debe estar limpio antes de proceder a la colocación del hormigón. En particular, deben eliminarse el aserrín, los clavos, los pedazos de madera y otros desechos que se acumulan dentro del encofrado.
b) El agua encharcada debe ser retirada del lugar de colocación del hormigón antes de depositarlo, a menos que se vaya a emplear un tubo tremie o que tanto el profesional facultado para	**R26.5.2.1 b)** El tubo tremie mencionado en esta disposición no se refiere a un tubo corto o “trompa de elefante” sino a un tubo largo, con toda la altura necesaria, utilizado de acuerdo con

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
diseñar como la autoridad competente apruebe otra forma.	los procedimientos aceptados para la colocación del hormigón bajo agua. En el ACI 304R se da información sobre la colocación del hormigón con tubo tremie.
c) Las unidades de albañilería de relleno en contacto con el hormigón deben estar adecuadamente humedecidas antes de colocar el hormigón.	
d) El equipo de transporte utilizado para transportar el hormigón desde la mezcladora al lugar de colocación final debe ser capaz de cumplir con los requisitos de colocación.	**R26.5.2.1 d)** La Norma requiere que el equipo de manejo y transporte sea capaz de suministrar continua y confiablemente el hormigón al lugar de colocación bajo todas las condiciones y para todos los métodos de colocación. Lo anterior se aplica a todos los métodos de colocación, incluyendo bombas, bandas transportadoras, sistemas neumáticos, carretillas, vagonetas, cubos de grúa y tubos tremie.
e) El hormigón no debe bombearse a través de tubos de aluminio o de aleaciones de aluminio.	**R26.5.2.1 e)** Puede haber una pérdida considerable de resistencia del hormigón cuando se bombea a través de una tubería de aluminio o de aleaciones de aluminio. Se ha demostrado que el hidrógeno que se genera por la reacción entre los álcalis del cemento y la erosión del aluminio de la superficie interior de la tubería provoca una reducción de la resistencia de tal alta como un 50 %. Por consiguiente, no debe utilizarse equipo hecho de aluminio o de aleaciones de aluminio en tuberías de bombeo, tubos tremie o canales a menos que sean cortos tales como los que se emplean para descargar el hormigón de un camión mezclador.
f) El hormigón debe colocarse de acuerdo con 1) hasta 5): *1)* A una velocidad que entregue un suministro adecuado de hormigón en el sitio de colocación *2)* A una velocidad tal que el hormigón conserve su estado plástico en todo momento y mediante los métodos requeridos *3)* Sin segregación o pérdida del material *4)* Sin interrupciones que pudieran causar pérdidas de plasticidad entre capas sucesivas de colocación. *5)* Depositado lo más cerca posible de su ubicación final para evitar la segregación debida a su manipulación o desplazamiento.	**R26.5.2.1 f)** El hormigón debe suministrarse a una velocidad compatible con la capacidad de colocación del equipo y de la cuadrilla de colocación. El hormigón suministrado a mayor velocidad que la que puede colocar el equipo y cuadrilla de colocación puede reducir la trabajabilidad del hormigón en los equipos que esperan descargar el hormigón. Una demora excesiva en el suministro de hormigón puede hacer que las colocaciones previas se rigidicen formando juntas frías. Cada paso en el manejo y transporte del hormigón necesita ser controlado a fin de mantener la uniformidad dentro de una tanda de mezclado, determinada, así como también entre tandas de mezclado. Es esencial evitar segregación entre el agregado grueso y el mortero o entre el agua y los demás componentes. El excesivo manejo y transporte del hormigón por distancias grandes entre el vehículo de entrega y

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
	el punto de colocación en la estructura puede provocar la segregación de los materiales. Por consiguiente, la Norma requiere que el hormigón se deposite lo más cerca posible de su ubicación final. Sin embargo, se puede desarrollar mezclas de hormigón autocompactante para que puedan ser transportadas por largas distancias manteniendo su estabilidad con un mínimo de segregación. El ACI 237R da las pautas para las mezclas de hormigón autocompactante.
g) No debe colocarse en la estructura el hormigón que haya endurecido parcialmente, o que se haya contaminado con materiales extraños.	
h) Se permite utilizar hormigón remezclado de acuerdo con las limitaciones de la norma ASTM C94M a menos que sea restringido por el profesional facultado para diseñar.	**R26.5.2.1 h)** La norma ASTM C94M permite la práctica de agregar agua al hormigón mezclado antes de ser descargado para alcanzar el rango especificado de asentamiento, siempre que no se violen los límites prescritos para tiempo máximo de mezclado y para la relación *a/mc*.
i) Una vez iniciada la colocación del hormigón, ésta debe efectuarse en una operación continua hasta que se termine el llenado del panel o sección, definida por sus límites o juntas predeterminadas.	
j) Todo hormigón debe compactarse cuidadosamente por medios adecuados durante la colocación, y debe acomodarse por completo alrededor de la armadura y de las instalaciones embebidas, y en las esquinas del encofrado.	**R26.5.2.1(j)** En ACI 309R se dan recomendaciones detalladas para la compactación del hormigón. Presenta información actualizada acerca del mecanismo de compactación y da recomendaciones sobre las características del equipo y de los procedimientos para diversas clases de hormigón.
k) La superficie superior de las capas colocadas dentro de encofrados verticales por lo general debe estar a nivel.	
26.5.3 Curado del hormigón	**R26.5.3 Curado del hormigón** En ACI 308R se dan recomendaciones para el curado del hormigón. Se describen los principios básicos para el curado adecuado, al igual que diversos métodos, procedimientos y materiales para curar el hormigón.
26.5.3.1 Información sobre el diseño:	
a) Cuando se requieran ensayos complementarios de probetas curadas en obra para asegurar que el curado y protección sean satisfactorios, el tamaño y número de las muestras de ensayo y la frecuencia de los ensayos complementarios debe incluirse.	

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN

26.5.3.2 Requisitos de construcción a cumplir:

a) El hormigón (excepto para hormigón de alta resistencia inicial) debe mantenerse a una temperatura por encima de 10°C y en condiciones de humedad por lo menos durante los primeros 7 días después de la colocación, a menos que se use un procedimiento de curado acelerado.

b) El hormigón de alta resistencia inicial debe mantenerse por encima de 10°C y en condiciones de humedad por lo menos los 3 primeros días, excepto si se usa un procedimiento de curado acelerado.

c) Se permite el uso de curado acelerado para acelerar la ganancia de resistencia y reducir el tiempo de curado usando vapor a alta presión, vapor a presión atmosférica, calor y humedad, u otro proceso aceptado. Cuando se usa curado acelerado, se deben cumplir con:

1) La resistencia a la compresión del hormigón, en la etapa de carga considerada, debe ser por lo menos igual a la resistencia de diseño requerida en dicha etapa de carga.

2) El procedimiento de curado no puede afectar la durabilidad del hormigón.

d) Cuando lo requiera la autoridad competente o el profesional facultado para diseñar, deben realizarse ensayos de resistencia de cilindros preparados y curados de acuerdo con 1) y 2), complementarios a los ensayos realizados a los cilindros curados en forma estándar.

1) Al menos dos cilindros de ensayo de 150 por 300 mm o tres cilindros de 100 por 200 mm curados en obra deben fabricarse al mismo tiempo y muestrearse del mismo hormigón que los cilindros de ensayo curados en forma estándar.

2) Los cilindros curados en obra deben curarse de acuerdo con los procedimientos de curado en obra de la norma ASTM C31M y ensayados de acuerdo con la norma ASTM C39M.

COMENTARIO

R26.5.3.2 c) Los requisitos de este artículo se aplican siempre que se emplee un método de curado acelerado, ya sea para elementos prefabricados o construidos en obra. EB-001.15, PCI MNL 116 y PCI MNL 117 dan información general sobre curado acelerado. Los procedimientos de curado con vapor requieren una atención cuidadosa para obtener resultados uniformes y satisfactorios. Es esencial evitar la pérdida de humedad durante el proceso de curado.

La resistencia a la compresión de un hormigón curado con vapor no es tan alta como la de un hormigón semejante curado continuamente en condiciones de humedad con temperaturas moderadas. Asimismo, el módulo de elasticidad, E_c de probetas curadas con vapor puede diferir con respecto a probetas curadas con humedad a temperaturas normales.

R26.5.3.2 d) Pueden requerirse ensayos de resistencia de probetas curadas bajo condiciones de obra para verificar la bondad del curado y protección del hormigón en la estructura. La Norma proporciona en 26.5.3.2 e) un criterio específico para juzgar el curado en obra. Para poder hacer una comparación razonablemente válida las probetas curadas en obra y las compañeras curadas en el laboratorio deben provenir de la misma muestra de hormigón. Las probetas curadas en obra deben curarse en condiciones idénticas a las de la estructura. Las probetas de obra no deben tratarse de manera más favorable que los elementos que representan.

Al evaluar los resultados de los ensayos de los cilindros curados en obra, se debe reconocer que, aunque los cilindros estén protegidos de la misma manera que la estructura, éstos no pueden experimentar el mismo historial de temperatura que el hormigón de la estructura. Este historial de temperatura diferente se produce porque

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN

COMENTARIO

el calor de hidratación se disipa de manera diferente en el cilindro que en el elemento estructural.

e) Los procedimientos de protección y curado del hormigón se deben considerar adecuados si cumplen con:

1) La resistencia promedio de los cilindros curados en la obra, a la edad de ensayo designada para determinar f'_c debe ser al menos igual al 85 % de la resistencia de cilindros compañeros curados en forma normal.

2) La resistencia promedio de los cilindros curados en la obra, a la edad de ensayo establecida excede f'_c en más de 3,5 MPa.

R26.5.3.2 e) Las investigaciones (Bloem 1968) han demostrado que las probetas protegidas y curadas para simular una buena práctica en obra, no deben tener una resistencia menor a aproximadamente el 85 % de la resistencia de probetas estándar con curado húmedo estándar cuando ambas son ensayadas a la edad designada para f'_c . En consecuencia, se estableció un valor del 85 % como una base racional para juzgar el curado en obra. La comparación se hace sobre las resistencias de probetas compañeras curadas en la obra y en laboratorio, y no entre probetas curadas en obra y el valor especificado de f'_c . Sin embargo, los resultados para las probetas curadas en obra se consideran satisfactorios si exceden la resistencia especificada en más de 3,5 MPa, aun cuando fallen en alcanzar el 85 % de la resistencia de las probetas compañeras curadas en el laboratorio.

El criterio del 85 % se basa en la suposición de que el hormigón se mantiene por encima de los 10°C y en condiciones de humedad durante al menos los primeros 7 días después de colocado, o que el hormigón de alta resistencia inicial se mantiene sobre los 10°C y en condiciones de humedad durante al menos los primeros 3 días después de colocado.

Si las probetas curadas en obra no proporcionan una resistencia satisfactoria en esta comparación, deben tomarse medidas para mejorar el curado de la estructura. Si los ensayos indican una posible deficiencia grave en la resistencia del hormigón de la estructura, pueden requerirse ensayos de núcleos, con o sin un curado húmedo suplementario, con el fin de verificar la bondad de la estructura, como lo dispone 26.12.4.

26.5.4 Requisitos para clima frío

R26.5.4 Requisitos para clima frío

En ACI 306R se presentan recomendaciones detalladas para la colocación del hormigón en clima frío. ACI 301 y ACI 306.1 presentan los requisitos para colocación del hormigón en clima frío. En caso de que en los documentos de construcción se haga referencia a ambas normas, se debe identificar cuál de ellas es la que controla.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
26.5.4.1 Información sobre el diseño:	
a) Limitaciones de temperatura para el hormigón colocado en clima frío.	**R26.5.4.1 a)** La norma ASTM C94M, el ACI 306R y el ACI 301 contienen los requisitos y recomendaciones para las temperaturas del hormigón según las dimensiones del artículo. **26.5.4.2** Requisitos de construcción a cumplir:
26.5.4.2 Requisitos de construcción a cumplir:	
a) Debe disponerse de un equipo adecuado con el fin de calentar los materiales para la fabricación del hormigón y protegerlo contra temperaturas de congelamiento o cercanas a ella. *b)* No deben utilizarse materiales congelados o que contengan hielo. *c)* Todos los materiales componentes del hormigón y todo el acero de armadura, el encofrado, los rellenos y el suelo con el que habrá de estar en contacto el hormigón deben estar libres de escarcha y hielo. *d)* Los materiales y los métodos de producción del hormigón deben seleccionarse de manera que la temperatura del hormigón al momento de la entrega cumpla con los límites de temperatura especificados.	
26.5.5 Requisitos para clima cálido	**R26.5.5 Requisitos para clima cálido** En ACI 305R se dan recomendaciones para la colocación del hormigón en clima cálido. Define los factores del clima cálido que afectan las propiedades del hormigón y las prácticas de construcción, y recomienda las medidas que se deben tomar con el fin de eliminar o minimizar los efectos indeseables. El ACI 301 y ACI 305.11 presentan los requisitos para colocación del hormigón en clima cálido.
26.5.5.1 Información sobre el diseño:	
a) Limitaciones de temperatura para el hormigón colocado en clima cálido.	**R26.5.5.1(a)** ACI 301 y ACI 305.1 limitan la temperatura máxima del hormigón a 35°C en el momento de la colocación.
26.5.5.2 Requisitos de construcción a cumplir:	
a) Se deben seleccionar los materiales y los métodos de producción del hormigón de manera que la temperatura al momento de la entrega cumpla con los límites de temperatura especificados. *b)* El manejo, colocación, protección y los procedimientos de curado deben limitar las temperaturas del hormigón o la evaporación de agua, lo	

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
cual podría reducir la resistencia, el funcionamiento o la durabilidad del elemento o de la estructura.	
26.5.6 Juntas de construcción, contracción y dilatación	**R26.5.6 Juntas de construcción, contracción y dilatación** Las juntas de la estructura deben ubicarse y formarse como las requiera el diseño y de manera que no perjudiquen la integridad de la estructura. Cualquier desviación de las ubicaciones establecidas en los documentos de construcción debe ser aprobada por el profesional facultado para diseñar. Las juntas de construcción u otras juntas deben ubicarse donde causen el menor debilitamiento de la estructura. El diseño para fuerzas laterales puede requerir un tratamiento especial en el diseño de juntas.
26.5.6.1 Información sobre el diseño:	
a) Cuando el diseño lo requiera, la ubicación y detallado de todas las juntas de construcción, contracción y dilatación.	
b) Detalles de la transferencia de cortante y de otras fuerzas a través de las juntas de construcción.	**R26.5.6.1 b)** Donde se requiera transferencia de fuerzas, puede usarse llaves de cortante, llaves de cortante intermitentes, pasadores diagonales o cortante por fricción. Cuando en el diseño se invoque el cortante por fricción en una interfaz de unión, de acuerdo con 22.9, se deben incluir los requisitos de construcción aplicables en los documentos de construcción.
c) Preparación de la superficie, incluyendo las superficies de hormigón endurecido intencionalmente rugosas cuando el hormigón se coloca sobre hormigón previamente endurecido.	**R26.5.6.1 c)** Las preparaciones mencionadas son aplicables cuando el diseño para fricción por cortante se realiza de acuerdo con 22.9 y para las superficies de contacto de las juntas de construcción en los muros estructurales.
d) Cuando el cortante se transfiere entre acero laminado y hormigón usando pasadores con cabeza o barras de armadura soldadas, el acero debe estar limpio y sin pintura.	**R26.5.1.6 d)** Las ubicaciones mencionadas son aquellas en las que el diseño de fricción por cortante cumple con 22.9.
e) Preparación de la superficie, incluyendo las superficies intencionalmente rugosas cuando el afinado de piso compuesto se construya en sitio sobre un piso o cubierta prefabricado con la intención de que actúe estructuralmente en conjunto con los elementos prefabricados.	

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
26.5.6.2 Requisitos de construcción a cumplir:	
a) Las ubicaciones y detalles de las juntas que no se especifican o que difieren de las indicadas en los documentos de construcción deben ser aprobadas por el profesional facultado para diseñar.	**R26.5.6.2 a)** Cuando el profesional facultado para diseñar no designa la ubicación específica de las juntas, el constructor debe proponer las ubicaciones de las juntas de construcción para aprobación por parte del profesional facultado para diseñar con el fin de que verifique que las ubicaciones propuestas no afectarán el desempeño de la estructura.
b) Excepto para el hormigón pretensado, las juntas de construcción en entrepisos y cubiertas deben ubicarse dentro del tercio central del vano de las losas, vigas y vigas maestras a menos que el profesional facultado para diseñar apruebe otra ubicación.	**R26.5.6.2 b)** Los cables de losas y vigas pos-tesadas continuas en general tienen tensiones aplicados a lo largo del vano donde el perfil del cable se encuentra cerca o en el centro de la sección transversal del hormigón. Por lo tanto, las juntas de construcción interiores usualmente están ubicadas dentro del tercio final del vano, en vez del tercio central del vano. Las juntas de construcción localizadas dentro del tercio final de vano de losas y vigas pos-tesadas continuas tienen un largo historial de buen comportamiento. En consecuencia, no se aplica 26.5.6.2(b) al hormigón pretensado.
c) Las juntas de construcción en vigas principales deben desplazarse a una distancia mínima de dos veces el ancho de las vigas que las intersectan, medida desde la cara de la viga que la intersecta, a menos que el profesional facultado para diseñar apruebe otro modo de realizarlas. *d)* Las juntas de construcción deben limpiarse y deben estar libres de lechada antes de colocar el hormigón nuevo. *e)* La superficie de las juntas de construcción, deben hacerse intencionalmente rugosa cuando se especifique. *f)* Inmediatamente antes de iniciar una nueva etapa de colocación, deben mojarse todas las juntas de construcción y eliminarse el agua empozada.	
26.5.7 Construcción de los elementos de hormigón	**R26.5.7 Construcción de los elementos de hormigón**
26.5.7.1 Información sobre el diseño:	
a) Los detalles deben considerar los cambios dimensionales producidos por pretensado, fluencia lenta, retracción y variación de temperatura.	
b) Indicación de que si una losa se ha diseñado como diafragma estructural o como parte del sistema resistente ante fuerzas sísmicas.	**R26.5.7.1 b)** A menudo las losas sobre el terreno actúan como un diafragma para mantener la integridad de la edificación a nivel del terreno y minimizar los efectos de movimientos desfasados del terreno que pueden producirse debajo de la

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
	edificación. Los documentos de construcción deben indicar claramente si estas losas son elementos estructurales con el fin de prohibir que sean cortadas con sierra. Véase también 26.5.7.2 d).
c) Detalles de construcción de zapatas inclinadas o escalonadas que se diseñen para actuar como una unidad.	
d) Ubicaciones donde se requiere que durante la colocación del hormigón la losa y la columna sean integrales, según 15.3.	
e) Ubicaciones donde se requiere hormigón armado con fibras de acero para resistencia a cortante, según 9.6.3.1.	
26.5.7.2 Requisitos de construcción a cumplir:	
a) Las vigas, vigas maestras o losas apoyadas, sobre columnas o muros no deben construirse hasta que el hormigón del apoyo vertical haya endurecido hasta el punto en que haya dejado de ser plástico.	**R26.5.7.2 a)** La espera en la colocación del hormigón de elementos apoyados sobre columnas y muros es necesaria para evitar la fisuración en la interfaz de la losa y el elemento de soporte, causada por la exudación y asentamiento del hormigón en estado plástico en el elemento de apoyo.
b) Las vigas, vigas maestras, cartelas, ábacos, descolgados para cortante y capiteles de columnas deben construirse monolíticamente como parte del sistema de losas, a menos que en los documentos de construcción se indique de otro modo.	**R26.5.7.2 b)** La construcción por separado de losas y vigas, cartelas o elementos similares está permitida cuando se indica así en los documentos de construcción y cuando se han tomado medidas para transferir fuerzas como lo requiere 22.9.
c) Cuando se requiere que la colocación del hormigón de la losa y columna de hormigón sea integral, la columna de hormigón debe extenderse en toda la altura de la losa al menos 600 mm dentro de la losa medidos horizontalmente a partir de la cara de la columna e integrarse con el hormigón del entrepiso.	**R26.5.7.2 c)** El uso del procedimiento de colocación del hormigón descrito en 15.3 requiere la colocación de dos mezclas de hormigón diferentes en el sistema de entrepiso. El hormigón de resistencia más baja debe colocarse cuando el hormigón de mayor resistencia todavía esté plástico y debe vibrarse adecuadamente para asegurar que ambos hormigones se integren completamente. Esto requiere coordinación cuidadosa de las entregas de hormigón y el posible empleo de aditivos retardantes en el hormigón de la columna. En algunos casos, pueden requerirse servicios adicionales de inspección cuando se emplea este procedimiento. Es importante que el hormigón de mayor resistencia en el entrepiso, en la región de la columna, se coloque antes de que el hormigón de baja resistencia sea colocado en el resto del entrepiso para evitar que accidentalmente se coloque hormigón de baja resistencia en el área de la columna. Es responsabilidad del profesional facultado para diseñar indicar en los documentos de construcción donde deben colocarse los hormigones de baja y alta resistencia.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
d) No se permite cortar con sierra las losas sobre el terreno identificadas en los documentos de construcción como diafragmas estructurales o como parte del sistema resistente ante fuerzas sísmicas, a menos que sea aprobado o indicado específicamente por el profesional facultado para diseñar.	**R26.5.7.2 d)** Esta restricción se aplica a las losas identificadas como diafragmas estructurales en 26.5.7.1 b).
26.6 MATERIALES DE ARMADURA Y REQUISITOS DE CONSTRUCCIÓN	**R26.6 MATERIALES DE ARMADURA Y REQUISITOS DE CONSTRUCCIÓN**
26.6.1 Generalidades	**R26.6.1 Generalidades**
26.6.1.1 Información sobre el diseño:	
a) Designación de la norma NB y/o ASTM, según corresponda y resistencia de la armadura.	
b) Tipo, dimensiones, localización, detallado y longitud de embebido de la armadura.	
c) Recubrimiento de hormigón de la armadura.	
d) Localización y longitud de los empalmes por traslapo	**26.6.1.1 d)** Cuando sea posible, los empalmes deben estar ubicados lejos de los puntos de máximo tensión de tracción. Los requisitos de los empalmes por traslapo de 25.5.2 incentivan esta práctica.
e) Tipo y localización de los empalmes mecánicos.	
f) Tipo y localización de los empalmes a tope.	
g) Tipo y localización de los empalmes soldados y otras soldaduras requeridas en las barras de armadura.	**R26.6.1.1 g)** Véase R26.6.4.
h) Designación de la norma ASTM para el recubrimiento de protección de armaduras no pretensados.	
i) Protección contra la corrosión de las armaduras expuestos que se pretendan unir con ampliaciones futuras.	
26.6.1.2 Requisitos de construcción a cumplir.	
a) Se deben presentar los informes de ensayos de producción de la armadura.	
b) La armadura no pretensada con óxido, escamas o una combinación de ambas, debe considerarse satisfactorio, si las dimensiones mínimas (incluyendo la altura de los resaltes del corrugado) y el peso de una muestra limpiada a mano utilizando un cepillo de alambre de acero, cumple con las normas ASTM aplicables.	**R26.6.1.2 b)** Los límites especificados de la oxidación se basan en los ensayos realizados (Kemp et al. 1968) y en la revisión de ensayos y recomendaciones anteriores. Kemp et al. (1968) proporciona una guía con respecto a los efectos de la oxidación y del escamado sobre las características de las barras de armadura corrugado. Investigaciones han demostrado que una cantidad normal de óxido aumenta la adherencia. Generalmente, por medio del manejo brusco normal se pierde el óxido que está suelto y que puede

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN

c) El acero de pretensado debe estar limpio de escamas, picaduras y óxido excesivo. Es admisible una oxidación ligera.

d) En el momento que es colocado el hormigón, la armadura debe estar libre de hielo, barro, aceite u otros recubrimientos dañinos que reduzcan la adherencia.

26.6.2 Colocación

26.6.2.1 Información sobre el diseño:

a) Las tolerancias en la ubicación de la armadura, considerando las tolerancias para ***d*** y para el recubrimiento de hormigón deben ser las presentadas en la Tabla 26.6.2.1(a).

Tabla 26.6.2.1(a) — Tolerancias para *d* y el recubrimiento especificado

d mm	**Tolerancia en** *d* , mm	**Tolerancia en el recubrimiento especificado del hormigón, mm [1]**	
≤ 200	±10	Menor de	-10
			−(⅓) x recubrimiento especificado
> 200	±13	Menor de	-13
			−(⅓) x recubrimiento especificado

[1] La tolerancia para el recubrimiento de la parte inferior del elemento es − 6 mm.

b) La tolerancia para la ubicación longitudinal de los dobleces y extremos de la armadura debe cumplir con la Tabla 26.6.2.1(b). La tolerancia para el recubrimiento de hormigón de la Tabla 26.6.2.1(a) también se aplica a los extremos discontinuos de los elementos.

COMENTARIO

perjudicar la adherencia entre el hormigón y la armadura.

R26.6.1.2 c) En Sason (1992) se presenta una guía para evaluar el grado de oxidación de los torones.

R26.6.1.2 d) Se permite el uso de recubrimiento epóxico de acuerdo con 20.6.2. Según este requisito, los materiales utilizados para proteger la armadura de pretensado contra la corrosión en cables no adheridos no se consideran contaminantes.

R26.6.2 Colocación

R26.6.2.1 La práctica generalmente aceptada, tal como se refleja en ACI 117 ha establecido tolerancias para la altura total (encofrado o terminación) y para la fabricación de estribos cerrados, estribos, espirales y barras dobladas. El profesional facultado para diseñar debe especificar tolerancias más restrictivas que las permitidas por la Norma cuando sean necesarias para minimizar la acumulación de tolerancias que produzca una excesiva reducción de la altura efectiva o del recubrimiento.

Para la distancia libre mínima respecto a la parte inferior del elemento, se ha establecido una tolerancia más restrictiva, por su importancia en la durabilidad y protección contra el fuego y porque en general, las barras están apoyadas de tal manera que resulta factible la aplicación de la tolerancia especificada.

Para hormigón pretensado pueden resultar útiles tolerancias más restrictivas que las que requiere la Norma. En estos casos, los documentos de construcción deben especificar las tolerancias necesarias. En ACI ITG-7 se proporcionan recomendaciones.

La Norma permite una tolerancia para la altura ***d*** que se relaciona directamente con la resistencia a flexión y a cortante del elemento. Debido a que el acero de armadura se coloca con respecto a los bordes de los elementos y de las superficies de los encofrados, ***d*** no siempre es fácilmente medible en el campo. Esta disposición se encuentra incluida en la información sobre el diseño porque las tolerancias en ***d*** deben ser consideradas en el diseño del elemento. Se dan también tolerancias para el recubrimiento.

Las tolerancias para la colocación de la armadura deben especificarse de acuerdo con ACI 117 a

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN

Tabla 26.6.2.1(b) — Tolerancias para la ubicación longitudinal de los dobleces y extremos de la armadura

Ubicación longitudinal de los dobleces y extremos del armadura	Tolerancias, mm
Extremos discontinuo de ménsulas y cartelas	±13
Extremos discontinuo de otros elementos	±25
Otras ubicaciones	±50

26.6.2.2 Requisitos de construcción a cumplir.

a) La armadura, incluyendo los paquetes de barras, debe colocarse con precisión y estar adecuadamente asegurado antes de colocar el hormigón, y debe fijarse para evitar su desplazamiento más allá de las tolerancias requeridas.

b) Las espirales deben consistir en barras o alambres continuos espaciados uniformemente, con un tamaño y disposición que permitan su manejo y colocación sin distorsión respecto de las dimensiones de diseño.

COMENTARIO

menos que se requieran tolerancias más estrictas. **26.6.2.2** Requisitos de construcción a cumplir:

R26.6.2.2 a) La armadura, incluyendo los paquetes de barras, debe estar adecuadamente apoyado en el encofrado para prevenir que sea desplazado por la colocación del hormigón o por los obreros. Los paquetes de barras deben estar sujetos o amarrados de manera de mantener su posición, ya sea vertical u horizontal. Los estribos de vigas deben estar apoyados en el fondo del encofrado de la viga por medio de apoyos activos, tales como soportes longitudinales continuos. Si solamente la armadura longitudinal inferior de la viga está apoyada, el tráfico de construcción puede desplazar los estribos y también cualquier cable de pretensado amarrado a estos estribos.

R26.6.2.2 b) Las espirales deben mantenerse firmemente en su lugar, con un paso y alineamiento apropiados, para evitar desplazamientos durante la colocación del hormigón. Tradicionalmente la Norma había exigido el uso de espaciadores para mantener la espiral en su lugar, pero se cambió para permitir métodos alternativos de instalación. Cuando se usan espaciadores, puede usarse lo siguiente como guía: para barras o alambre de un diámetro menor que 16 mm., debe usarse un mínimo de dos espaciadores para espirales con menos de 500 mm de diámetro, tres espaciadores para espirales de 500 a 750 mm de diámetro y cuatro espaciadores para espirales de más de 750 mm de diámetro. Para barras o alambre de 16 mm de diámetro o mayores, debe usarse un mínimo de tres espaciadores para espirales de 600 mm o menos de diámetro y cuatro espaciadores para espirales de más de 600 mm de diámetro.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
c) En la armadura solo se permite hacer empalmes cuando lo requieran o permitan los documentos de construcción o si lo autoriza el profesional facultado para diseñar.	**R26.6.2.2 d)** La experiencia con empalmes de tope ha sido casi exclusivamente con barras verticales en columnas. Cuando las barras están significativamente inclinadas con respecto a la vertical, se requiere atención especial para garantizar que se logre y se mantenga el contacto adecuado de apoyo en el extremo.
d) Para barras longitudinales en columnas que forman empalmes a tope, se permite el apoyo de los extremos a través de cortes a escuadra mantenidos en contacto concéntrico.	
e) Los extremos de las barras deben terminar en superficies planas que formen un ángulo recto con el eje de la barra, con una tolerancia de 1,5 º, y deben ajustarse con una tolerancia de 3 º respecto del apoyo completo después del ensamble.	**R26.6.2.2 e)** Estas tolerancias representan la práctica basada en ensayos de elementos de tamaño natural con barras d_b 57.
26.6.3 Doblado	**R26.6.3 Doblado**
26.6.3.1 Requisitos de construcción a cumplir.	
a) Toda armadura debe doblarse en frío, a menos que el profesional facultado para diseñar permita otra cosa.	
b) Ninguna armadura parcialmente embebida en el hormigón puede doblarse en la obra, excepto cuando así se indique en los documentos de construcción o lo permita el profesional facultado para diseñar.	**R26.6.3.1 b)** Las condiciones de la construcción pueden hacer necesario doblar barras que se encuentran embebidas en el hormigón. Tal doblez en obra no se puede efectuar sin la autorización del profesional facultado para diseñar. Los documentos de construcción deben determinar si la barra se puede doblar en frío o si es necesario calentarla. Los dobleces deben ser graduales y deben enderezarse a medida que se requiera. Ensayos (Black 1973; Steich et al. 1984) han demostrado que las barras de armadura que cumplan la norma ASTM A615M Grado 280 y Grado 420 pueden doblarse y enderezarse en frío hasta 90 º en, o cerca del diámetro mínimo especificado en 25.3. Si se encuentran casos de agrietamiento o rotura, resulta benéfico el calentamiento a una temperatura máxima de 820°C para evitar esta condición para el resto de las barras. Las barras que se quiebren durante el doblado o el enderezado pueden empalmarse fuera de la región de doblado. El calentamiento debe efectuarse de manera que no ocasione daños al hormigón. Si el área de doblado se encuentra a aproximadamente 150 mm del hormigón, puede ser necesario utilizar algún sistema de protección. El calentamiento de las barras debe ser controlado por medio de crayones térmicos o cualquier otro medio adecuado.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN

COMENTARIO

Las barras calentadas no deben enfriarse por medios artificiales (con agua o aire a presión) sino hasta que su temperatura haya descendido por lo menos a 320°C.

c) Las barras en los cambios de sección se deben doblar antes de su colocación en el encofrado.

26.6.4 Soldadura

26.6.4.1 Requisitos de construcción a cumplir.

a) La soldadura de barras de armadura no pretensado debe realizarse de acuerdo con AWS D1.4. Las normas ASTM para barras de armadura, excepto ASTM A706M deben ser complementadas para requerir un informe de las propiedades necesarias del material para cumplir con los requisitos de AWS D1.4.

R26.6.4 Soldadura

Cuando sea necesario soldar la armadura, se requiere considerar la soldabilidad del acero y los procedimientos adecuados para la soldadura. Las disposiciones de AWS D1.4 cubren aspectos de la soldadura de barras de armadura, incluyendo criterios para calificar los procedimientos de soldadura.

La soldabilidad del acero está basada en su composición química o equivalente de carbono (CE). El AWS D1.4 establece un precalentamiento y temperaturas de entrepaso para un rango de equivalentes de carbono y tamaños de barra. El AWS D1.4 tiene dos expresiones para calcular el equivalente de carbono. Una expresión relativamente corta, que considera sólo los elementos carbono y manganeso, la cual debe usarse en barras diferentes a las cubiertas por la norma ASTM A706M. La expresión más completa se da para barras ASTM A706M, la cual es idéntica a la fórmula para CE de la norma ASTM A706M.

La norma ASTM A706M cubre barras de armadura de acero de baja aleación las cuales pueden ser usadas para aplicaciones que requieren propiedades controladas de tracción o soldabilidad, o ambas. La soldabilidad es lograda en la norma ASTM A706M limitando el equivalente de carbono (CE) a un máximo de 55% y controlando la composición química. La norma ASTM A706M requiere que el fabricante informe la composición química y el equivalente de carbono (Gustafson and Felder 1991). Para la soldadura de barras de armadura diferentes a las ASTM A706M, los documentos de construcción deben requerir específicamente que el informe de los ensayos de producción incluya los resultados de los análisis químicos para calcular el equivalente de carbono.

A menudo es necesario soldar barras de armadura existentes en una estructura de las cuales no se dispone de informes de ensayos de producción de dichas armaduras. Esta situación es particularmente común en la modificación o ampliación de edificaciones. AWS D1.4 establece para tales barras que el análisis químico puede

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
	ser realizado en barras representativas. Si la composición química no es conocida ni puede ser obtenida, el AWS D1.4 establece un precalentamiento mínimo. Para barras diferentes a las cubiertas por la norma ASTM A706M, el precalentamiento mínimo requerido es 150°C para barras $d_b \leq 20\ mm$, y 260°C para barras $d_b \geq 25\ mm$. El precalentamiento requerido para todos los tamaños de barras cubiertas por la norma ASTM A706M es la temperatura dada en la tabla del AWS D1.4 Welding Code, correspondiente al mínimo precalentamiento para el rango de CE "sobre 45 a 55 por ciento". La soldadura de una barra en particular debe realizarse de acuerdo con AWS D1.4. Debe también determinarse si deben tomarse precauciones adicionales, basadas en otras consideraciones como el nivel de tensión en las barras, consecuencias de la falla, y daño por calor en el hormigón existente debido a las operaciones de soldadura. El AWS D1.4 requiere que el constructor prepare las especificaciones del procedimiento de soldadura (EPS) de acuerdo a sus requisitos. El Apéndice A del AWS D1.4 contiene una forma sugerida que muestra la información necesaria por un EPS. AWS D1.4 no cubre la soldadura de alambre con alambre ni de alambre o armadura electrosoldado de alambre con barras de armadura o con elementos de acero estructural. Si en un determinado proyecto se requiere soldadura de este tipo, los documentos de construcción deben especificar los requisitos o los criterios de desempeño para estas soldaduras. Si van a soldarse alambres trabajados en frío, los procedimientos de soldadura deben tener en cuenta la pérdida potencial de resistencia a la fluencia y ductilidad, producida por el proceso del trabajo en frío (durante la fabricación), cuando tales alambres son calentados por la soldadura. En la fabricación de armadura electrosoldado de alambre liso o corrugado bajo la norma ASTM 1064M, la potencial preocupación de problemas no es del caso con soldaduras hechas mecánicamente por el procedimiento de resistencia.
b) No se permite soldar las barras que se intersecten con el fin de sujetarlas, a menos que lo autorice el profesional facultado para diseñar.	**R26.6.4.1 b)** La soldadura, donde se sueldan las barras donde se cruzan, puede debilitar seriamente una barra en el punto soldado, creando un efecto metalúrgico de muesca. Esta operación sólo se puede ejecutar con seguridad cuando el material soldado y las operaciones de soldadura están bajo un control continuo competente, como en el caso de la fabricación de la armadura electrosoldado de alambre.

Documento En estudio

ESPECIFICACIÓN

COMENTARIO

26.7 ANCLAJE AL HORMIGÓN

26.7.1 Información sobre el diseño

a) Requisitos para la evaluación y calificación de los anclajes para las condiciones aplicables de uso, de acuerdo con 17.1.3.

b) Tipo, dimensiones, requisitos de ubicación, altura efectiva de embebido y requisitos de instalación de los anclajes.

c) Distancia mínima al borde de los anclajes, de acuerdo con 17.7.

d) Requisitos de inspección de acuerdo con 26.13.

e) Para anclajes post-instalados, los parámetros asociados con la resistencia usada para el diseño, incluyendo categoría del anclaje, resistencia del hormigón y tipo de agregado.

f) Para anclajes adheridos, los parámetros asociados con la tensión característica de adherencia utilizado en el diseño, de acuerdo con 17.4.5, incluyendo edad mínima del hormigón, rango aceptable de temperatura del hormigón, condiciones de humedad del hormigón en el momento de la instalación, el tipo de hormigón liviano si es aplicable, y requisitos para la preparación y taladrado de la perforación.

g) Requisitos de calidad para los instaladores de los anclajes, de acuerdo con 17.8.1.

h) Instalación de anclajes adheridos horizontales o inclinados hacia arriba, cuando soportan cargas permanentes en tracción.

i) Aceptación de las certificaciones necesarias para los instaladores de anclajes adheridos que se instalarán horizontalmente o inclinados hacia arriba para soportar cargas permanentes en tracción de acuerdo con 17.8.2.2 y 17.8.2.3.

j) Para anclajes adheridos, la carga de prueba cuando se requiera, de acuerdo con 17.8.2.1.

k) Protección contra la corrosión de los anclajes expuestos que se pretendan unir con ampliaciones futuras.

26.7.2 Requisitos de construcción a cumplir

a) La instalación de anclajes pos instalados debe realizarse de acuerdo con las instrucciones impresas del fabricante. Los anclajes pos instalados adheridos deben instalarse de acuerdo con las Instrucciones de Instalación Impresas del Fabricante (IIIF).

R26.7 ANCLAJE AL HORMIGÓN

R26.7.1 Información sobre el diseño

En los documentos de construcción, de acuerdo al Norma, se deben mencionar los requisitos mínimos para los anclajes. Para casos específicos, puede ser aplicable otra información. Para los anclajes adheridos, se aplican los requisitos relacionados con la calificación de los instaladores y requisitos para la inspección.

R26.7.2 Requisitos de construcción a cumplir

R26.7.2 a) Las Instrucciones Impresas del Fabricante (IIIF) contienen toda la información relevante para una instalación adecuada de los anclajes pos instalados. Para casos específicos, puede ser necesaria otra información. Para anclajes adheridos, se aplican los requisitos relacionados con la calificación de los instaladores y requisitos para la inspección.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO

26.8 EMBEBIDOS

26.8.1 Información sobre el diseño:

a) Tipo, dimensiones, detalles y ubicación de los embebidos diseñados por el profesional facultado para diseñar.

b) La armadura requerida debe ubicarse perpendicular a las tuberías embebidas.

c) El recubrimiento de hormigón especificado para las tuberías embebidas y sus aditamentos.

d) La protección contra la corrosión para los embebidos expuestos que se pretendan unir con ampliaciones futuras.

26.8.2 Requisitos de construcción a cumplir*:*

a) Tipo, dimensiones, detalles y ubicación de los embebidos que no estén señalados en los documentos de construcción deben ser sometidos a revisión y aprobación por parte del profesional facultado para diseñar.

b) Todo embebido de aluminio debe ser protegido en su superficie o recubierto para evitar la reacción hormigón-aluminio o la acción electrolítica entre el aluminio y el acero.

c) Las tuberías y aditamentos que no se hayan incluido en los documentos de construcción deben diseñarse para resistir los efectos del fluido, presión y temperatura a los cuales van a estar sometidas.

d) Ningún líquido, gas o vapor, excepto el agua cuya temperatura y presión no excedan de 32°C ni 0,35 MPa respectivamente, debe colocarse en las tuberías hasta que el hormigón haya alcanzado su resistencia de diseño.

e) En losas macizas, las tuberías deben colocarse entre las capas de armadura superior e inferior, a menos que se requiera irradiar calor o fundir nieve.

f) Las tuberías y vainas deben fabricarse e instalarse de tal forma que no requiera cortar, doblar o desplazar la armadura de su posición especificada.

R26.8 EMBEBIDOS

Sin comentarios

26.9 REQUISITOS ADICIONALES PARA HORMIGÓN PREFABRICADO

26.9.1 Información sobre el diseño:

a) Las tolerancias para las dimensiones de los elementos prefabricados y elementos de interconexión.

R26.9 REQUISITOS ADICIONALES PARA HORMIGÓN PREFABRICADO

R26.9.1 a) El diseño de los elementos prefabricados y sus conexiones es particularmente sensible a las tolerancias en las dimensiones de los elementos individuales y a su ubicación en la estructura. Para prevenir malos entendidos, las tolerancias usadas en el diseño deben ser especificadas

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
	en los documentos de construcción. En vez de especificar tolerancias individuales se puede especificar la norma técnica que contiene las tolerancias usadas en el diseño. Es especialmente importante especificar cualquier desviación respecto a lo contenido en las normas técnicas. Las tolerancias requeridas en 26.6.2 se consideran requisitos mínimos aceptables para la armadura de elementos de hormigón prefabricado. Debe remitirse a ACI ITG-7-09 como guía sobre las normas técnicas aceptadas en la industria respecto a tolerancias de productos y de montaje de prefabricados. Las tolerancias para la interfaz entre el hormigón prefabricado y el hormigón colocado en sitio se encuentran en ACI 117.
b) El detallado de los dispositivos de izaje, insertos y armaduras necesarias para resistir las fuerzas temporales derivadas del manejo, almacenamiento, transporte y montaje, cuando sean diseñados por el profesional facultado para diseñar.	**R26.9.1 b)** Cuando los dispositivos, insertos y armaduras no sean diseñados por el profesional facultado para diseñar, estos detalles deben incluirse en los planos de taller de acuerdo con 26.9.2 c).
26.9.2 Requisitos de construcción a cumplir:	**R26.9.2 Requisitos de construcción a cumplir**
a) Todo elemento prefabricado debe ser marcado para indicar su ubicación y orientación en la estructura, y la fecha de fabricación.	
b) Las marcas de identificación deben corresponder con las de los planos de montaje.	
c) El detallado de los dispositivos de izaje, insertos y armaduras, relacionados para resistir las fuerzas temporales derivadas del manejo, almacenamiento, transporte y montaje cuando no sean diseñados por el profesional facultado para diseñar.	**R26.9.2 c)** Véase R26.9.1 b). A opción del profesional facultado para diseñar, los documentos de construcción pueden exigir que los planos de taller, cálculos, o ambos, deban ser aprobados para los elementos de esta disposición cuando su diseño haya sido delegado al constructor.
d) Las estructuras y elementos prefabricados deben estar adecuadamente apoyados y arriostrados durante el montaje para asegurar el adecuado alineamiento e integridad estructural hasta que se completen las conexiones permanentes.	**R26.9.2 d)** Es importante que todas las conexiones temporales de montaje, arriostramientos y apuntalamientos sean indicadas en los documentos de construcción o de montaje, así como la secuencia de retiro de estos ítems, dependiendo de la asignación de responsabilidades de los medios y métodos de construcción.
e) Cuando lo apruebe el profesional facultado para diseñar, se permite que se embeban elementos mientras el hormigón aún se encuentra en estado plástico, siempre que se cumpla con 1) hasta 4): *1)* Los elementos embebidos deben sobresalir del hormigón o quedar expuestos para inspección.	**R26.9.2 e)** Muchos productos prefabricados son producidos en forma tal que es difícil, si no imposible, colocar la armadura que sobresale del hormigón antes de la colocación del hormigón. Tales elementos, como estribos para cortante horizontal e insertos, pueden ser colocados mientras el hormigón está plástico, si se toman las precauciones adecuadas. Esta disposición no es aplica-

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
2) Los elementos embebidos, no se requiere que sean enganchados o amarrados a la armadura dentro del hormigón.	ble a la armadura que está completamente embebido, o a elementos embebidos que deben ser enganchados o amarrados a la armadura embebido.
3) Los elementos embebidos sean mantenidos en la posición correcta mientras el hormigón permanezca plástico.	
4) El hormigón sea compactado adecuadamente alrededor de los elementos embebidos.	
26.10 REQUISITOS ADICIONALES PARA HORMIGÓN PRETENSADO	**R26.10 REQUISITOS ADICIONALES PARA HORMIGÓN PRETENSADO**
26.10.1 Información sobre el diseño:	**R26.10.1 Información sobre el diseño**
a) Magnitud y localización de las fuerzas de pretensado.	
b) Secuencia de tesado de los cables.	**R26.10.1 b)** La secuencia de tesado de los dispositivos de anclaje puede tener un efecto significativo en las tensiones de la zona general. Por lo tanto, es importante considerar no solamente la etapa final de una secuencia de tesado, con todos los cables ya tensados, sino también las etapas intermedias durante la construcción. Deben tenerse en cuenta las fuerzas de estallido críticas causadas por cada una de las combinaciones de la secuencia de pos-tesado de los cables, así como las de los grupos de cables completos.
c) Tipo, dimensiones, detalles y localización de los anclajes de pos-tesado para sistemas seleccionados por el profesional facultado para diseñar.	
d) Tolerancias para la colocación de los cables y vainas de pos-tesado de acuerdo con la Tabla 26.6.2.1 a).	
e) Los materiales y detalles de protección contra la corrosión para cables no adheridos, cables externos, conectores y conexiones, anclajes de pos-tesado y regiones de anclajes.	**R26.10.1 e)** Para las recomendaciones respecto a la protección, véase los artículos 4.2 y 4.3 de ACI 423.3R y los artículos 3.4, 3.6, 5, 6 y 8.3 de la ACI 423.7. También, se debe consultar 20.6.1.4.2 para los requisitos de protección contra la corrosión. Puede lograrse una protección permanente contra la corrosión por medio de diferentes métodos. La protección contra la corrosión que se proporcione debe ser la adecuada para el medio ambiente en el que estén situados los cables. Algunas condiciones requieren que el acero de pretensado esté protegido por un recubrimiento de hormigón o por mortero de inyección de cemento en una tubería de plástico o metal; otras condiciones permiten la protección proporcionada por revestimientos tales como pintura o grasa. Los métodos de protección contra la corrosión deben

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
	cumplir con los requisitos de protección contra el fuego del reglamento general de construcción, a menos que la instalación del pos-tesado externo sea únicamente para mejorar el funcionamiento.
f) Requisitos para vainas de cables adheridos.	**R26.10.1 f)** En PTI M50.3 y PTI M55.1 se dan guías sobre los requisitos de los vainas para cables adheridos
g) Los requisitos para el mortero de inyección de los cables adheridos, incluyendo los requisitos sobre el contenido máximo de ión cloruro (Cl-) soluble en agua en 19.4.1.	**R26.10.1 g)** PTI M55.1 da pautas para la especificación del mortero de inyección para cables adheridos.
26.10.2 Requisitos de construcción a cumplir:	**R26.10.2 Requisitos de construcción a cumplir**
a) El tipo, dimensiones, detalles y localización de los sistemas de anclajes de pos-tesado que no estén incluidos en los documentos de construcción deben ser aprobados por el profesional facultado para diseñar.	
b) Los cables y vainas de pos-tesado deben colocarse dentro de las tolerancias requeridas y deben apoyarse para evitar desplazamientos que excedan las tolerancias permitidas durante la colocación del hormigón.	
c) Los conectores deben colocarse en zonas aprobadas por el profesional facultado para diseñar y encerradas en cajas lo suficientemente largas de manera que permitan los movimientos necesarios.	
d) Las operaciones de soldadura o calentamiento en las proximidades de la armadura de pretensado deben realizarse de manera tal que el acero de pretensado no quede expuesto a temperaturas excesivas, chispas o descargas eléctricas que puedan degradar las propiedades de la armadura.	
e) La fuerza de pretensado y las pérdidas por fricción debe verificarse mediante 1) y 2). *1)* La medición de la elongación de la armadura de pretensado comparado con la elongación calculada usando el módulo de elasticidad determinado mediante ensayos o informado por el fabricante. *2)* La medición de la fuerza del gato usando un equipo calibrado, como un manómetro, celda de carga o dinamómetro.	**R26.10.2 e)** Las mediciones de la elongación para elementos pretensados debe estar de acuerdo con los procedimientos indicados en el *Manual for Quality Control for Plants and Production of Structural Precast Concrete Products* (MNL 117), publicado por Precast/Prestressed Concrete Institute.
f) Debe investigarse y corregirse la causa de cualquier diferencia en la determinación de la fuerza entre 1) y 2) de 26.10.2 e) que exceda del 5 % en los elementos pre-tesados o del 7 % en las construcciones pos-tesadas, a menos que el	**R26.10.2 f)** La tolerancia del 5 % refleja principalmente la experiencia con la producción de elementos de hormigón pre-tesados. Puesto que la armadura pretensada de elementos pre-tesados habitualmente se tensiona al aire con efectos de

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
profesional facultado para diseñar apruebe algo diferente.	fricción mínimos, se ha mantenido el 5 % de tolerancia para dichos elementos. Para la construcción pos-tesada, se permite una tolerancia levemente mayor. Las mediciones de elongación para una estructura pos-tesada son afectadas por varios factores que son menos significativos, o que no existen para los elementos pre-tesados. La fricción a lo largo del acero de pretensado en aplicaciones de pos-tesado puede verse afectada en forma variable por las tolerancias de colocación y pequeñas irregularidades en el perfil del cable debidas a la colocación del cable y del hormigón. Los coeficientes de fricción entre el acero de pretensado y el vaina también varían.
g) La pérdida total de pretensado debida al acero de pretensado roto que no es reemplazado no debe exceder del 2 % del pretensado total.	**R26.10.2 g)** Esta disposición se aplica a todos los elementos de hormigón pretensado. Para los sistemas de losas pos-tesadas construidas en obra, un elemento debe ser aquella porción considerada como una unidad en el diseño, tales como viguetas y el ancho efectivo en las losas con viguetas en una dirección, o la franja de columna o franja central en los sistemas de placas planas en dos direcciones.
h) Cuando la transferencia de fuerza desde los extremos del banco de pre-tesado se efectúe cortando el acero de pretensado con soplete, los puntos de corte y la secuencia de cortado deben predeterminarse con el objeto de evitar tensiones temporales no deseados en elementos pre-tesados.	
i) Los tramos largos de torones pre-tesados expuestos deben cortarse lo más cerca posible del elemento para reducir al mínimo los impactos en el hormigón.	
j) El acero pretensado en los elementos pos-tesados no debe tensarse hasta que la resistencia a la compresión del hormigón sea al menos de 17 MPa para los cables de un torón o para barras o de a lo menos 28 MPa para cables de varios torones, o una resistencia mayor si se requiere. En 26.10.2(k) se presenta una excepción a estos requisitos de resistencia.	
k) Se permite una resistencia menor a la compresión del hormigón que la requerida en 26.10.2(j) siempre que se cumpla con 1) ó 2): *1)* Se usen dispositivos de anclaje sobre dimensionados para compensar la menor resistencia a compresión. *2)* El acero de pretensado esté tensionado a no más del 50 % de la fuerza final del pretensado.	**R26.10.2 k)** Para limitar la fisuración temprana por retracción, los cables de un torón se tensionan algunas veces con resistencias del hormigón de menos de 17 MPa. En estos casos, se usan anclajes sobredimensionados de un torón, o bien, los torones se tensionan por etapas, a menudo a niveles de la tercera parte a la mitad de la fuerza final de pretensado.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
26.11 ENCOFRADOS Y APUNTALAMIENTOS .	**R26.11 ENCOFRADOS Y APUNTALAMIENTOS**
26.11.1 Diseño de encofrados y apuntalamiento	**R26.11.1 Diseño de Encofrados y apuntalamientos** Normalmente, el constructor es el responsable del diseño de las encofrados y apuntalamientos. La Norma da los requisitos mínimos de desempeño de las encofrados y puntales, necesarios para la seguridad y la salud pública. Las encofrados y apuntalamientos para el hormigón, incluyendo su diseño, construcción y remoción exigen el mejor criterio y una acertada planificación, con el fin de que sean tanto económicos como seguros. En “Guide to Formwork for Concrete” (ACI 347) se da información detallada acerca de las encofrados y apuntalamientos para el hormigón. Presenta recomendaciones dirigidas principalmente a los constructores en cuanto al diseño, la construcción y los materiales de las encofrados y puntales para estructuras especiales, y además ayuda al profesional facultado para diseñar a preparar los documentos de construcción. *Formwork for Concrete*, ACI SP-4 es un instructivo para constructores, ingenieros y arquitectos siguiendo las guías establecidas en ACI 347. Se analiza la planificación, construcción y uso de las encofrados y puntales, incluyendo tablas, diagramas y fórmulas para las cargas de diseño de las encofrados y puntales. El ACI 301 Artículo 2 presenta referencias sobre las especificaciones para encofrados y puntales.
26.11.1.1 Información sobre el diseño: *a)* Requisitos para el constructor relacionados con el diseño, fabricación, instalación y remoción de los encofrados y puntales. *b)* Localización de los elementos compuestos que requieren apuntalamiento. *c)* Requisitos para el retiro del apuntalamiento de los elementos compuestos.	**R26.11.1.1** La Artículo 24.2.5 cubre los requisitos relativos a deflexiones de elementos apuntalados y sin apuntalar.
26.11.1.2 Requisitos de construcción a cumplir: *a)* El diseño de encofrados y puntales debe considerar de 1) hasta 5): *1)* Método de colocación del hormigón *2)* Velocidad de colocación del hormigón *3)* Cargas de construcción, incluyendo cargas verticales, horizontales y de impacto *4)* Evitar el daño a la estructura previamente construida	

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN

5) Para elementos de hormigón pretensado, permitir desplazamientos del elemento sin causar daños durante la aplicación de la fuerza de pretensado.

b) La fabricación e instalación de las encofrados y puntales debe resultar en una estructura que cumpla con la forma, los niveles y las dimensiones de los elementos según lo indicado en los documentos de construcción.

c) Las encofrados y puntales deben ser suficientemente herméticos para impedir la fuga del mortero.

d) Las encofrados y puntales deben estar adecuadamente arriostrados o amarrados entre sí, de tal manera que conserven su posición y forma.

26.11.2 Desencofrado

26.11.2.1 Requisitos de construcción a cumplir:

a) Con anterioridad al inicio de la construcción, el constructor debe definir un procedimiento y una programación para el desencofrado y para la instalación de los re-apuntalamientos, y para calcular las cargas transferidas a la estructura durante el proceso.

b) El análisis estructural y los datos sobre resistencia del hormigón, empleados en la planificación e implementación del desencofrado y retiro de apuntalamientos deben ser entregados por el constructor al profesional facultado para diseñar y a la autoridad competente cuando lo requieran.

c) Solamente cuando la estructura, en su estado de avance, en conjunto con las encofrados y puntales aún existentes tengan suficiente resistencia para soportar de manera segura su propio peso y las cargas colocadas sobre ella, pueden apoyarse cargas de construcción sobre la estructura o desencofrar cualquier porción de ella.

d) La demostración de que la resistencia es adecuada debe basarse en un análisis estructural que tenga en cuenta las cargas propuestas, la resistencia del sistema de encofrados y puntales, y la resistencia del hormigón.

COMENTARIO

R26.11.2 Desencofrado

R26.11.2.1 Para determinar el tiempo de **desencofrado** deben considerarse las cargas de construcción, resistencia del hormigón en sitio y las posibles deflexiones mayores a las aceptables para el profesional facultado para diseñar (ACI 347 y ACI 347.2R). Las cargas de construcción pueden ser mayores a las cargas vivas especificadas. A edades tempranas, una estructura puede ser capaz de soportar las cargas aplicadas, pero puede deflectarse lo suficiente para causar problemas de funcionamiento.

El desencofrado en construcciones de varios pisos debe formar parte de un procedimiento planificado, en el cual se tomen en consideración el soporte temporal de la totalidad de la estructura y de cada uno de los elementos estructurales individuales. Dicho procedimiento debe planearse antes de iniciar la construcción y se debe basar en un análisis estructural, tomando en consideración, por lo menos de a) hasta e):

a) El sistema estructural que existe en las diversas etapas de la construcción y las cargas de construcción correspondientes a dichas etapas;

b) La resistencia del hormigón en el sitio en las diversas etapas durante la construcción;

c) La influencia de las deformaciones de la estructura y del sistema de apuntalamiento en la distribución de las cargas muertas y cargas de construcción, durante las diversas etapas de construcción;

d) La resistencia y espaciamiento de los puntales o de los sistemas de apuntalamiento utilizados, al igual que el método de apuntalamiento, arriostramiento, desencofrado y

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
	re-apuntalamiento, incluyendo los lapsos mínimos entre las diversas operaciones; *e)* Cualquier otra carga o condición que afecte la seguridad o funcionamiento de la estructura durante la construcción. El ACI 347.2R entrega información para el apuntalamiento y re-apuntalamiento de construcciones de varios pisos.
e) El estimativo de la resistencia del hormigón en sitio debe estar basado en ensayos de probetas curadas en obra o bien por otros procedimientos para evaluar la resistencia del hormigón, aprobados por el profesional facultado para diseñar y, cuando se requiera, aprobado por la autoridad competente.	**R26.11.2.1 e)** La evaluación de la resistencia del hormigón durante la construcción puede llevarse a cabo utilizando probetas curadas en obra, o mediante otros procedimientos aprobados por el profesional facultado para diseñar y, cuando se requiera, por la autoridad competente y tomando en consideración de a) hasta d): *a)* Ensayos de cilindros fabricados en obra, de acuerdo con la norma ASTM C873M. El empleo de este método está limitado a losas de hormigón cuyo espesor sea de 125 a 300 mm. *b)* Resistencia a la penetración de acuerdo con la norma ASTM C803M; *c)* Resistencia a la extracción de acuerdo con la norma ASTM C900; *d)* Correlación y mediciones del factor de madurez, de acuerdo con la norma ASTM C1074. Los procedimientos b), c) y d) requieren datos suficientes empleando materiales de la obra, para demostrar la correlación de las mediciones en la estructura con la resistencia a la comprensión de cilindros o de núcleos. En el ACI 228.1R se discute el uso de estos métodos para evaluar la resistencia del hormigón en la obra.
f) El desencofrado debe realizarse de tal manera que no se afecte negativamente la seguridad o funcionamiento de la estructura. *g)* El hormigón expuesto por el desencofrado debe tener suficiente resistencia para no ser dañado por la operación de desencofrado. *h)* Los encofrados para elementos de hormigón pretensado no deben ser removidas hasta que se haya aplicado suficiente pretensado para permitir que el elemento soporte su propio peso y las cargas de construcción previstas.	
i) No se pueden apoyar en la estructura sin apuntalar cargas de construcción que excedan la suma de las cargas muertas más vivas utilizadas en el diseño, a menos que por medio de un	**R26.11.2.1 i)** Con frecuencia, la carga viva nominal especificada en los planos es reducida para los elementos que soportan grandes áreas de

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
análisis estructural se demuestre que existe resistencia suficiente para sostener estas cargas adicionales.	piso, y el límite de las cargas de construcción debe considerar esas reducciones.
26.12 EVALUACIÓN Y ACEPTACIÓN DEL HORMIGÓN	**R26.12 EVALUACIÓN Y ACEPTACIÓN DEL HORMIGÓN**
26.12.1 Generalidades	**R26.12.1 Generalidades**
26.12.1.1 Requisitos de construcción a cumplir:	
a) Un ensayo de resistencia debe ser el promedio de las resistencias de al menos dos probetas de 150 por 300 mm o de al menos tres probetas de 100 por 200 mm., preparadas de la misma muestra de hormigón y ensayadas a 28 días o a la edad de ensayo designada para la determinación de f'_c	**R26.12.1.1 a)** Podría ser deseable contar con más de un número mínimo de probetas de ensayo de manera que permita el descarte de cilindros individuales con resistencia fuera de rango según el ACI 214R. Cuando las resistencias de cilindros individuales son descartadas de acuerdo con el ACI 214R, un ensayo de resistencia es válido siempre que se promedien las resistencias de al menos dos cilindros individuales de 150 por 300 mm. o de al menos tres cilindros de 100 por 200 mm. Las resistencias de todos los cilindros individuales que no hayan sido descartados según ACI 214R deben ser usadas para calcular la resistencia promedio. El tamaño y el número de las probetas que representan un ensayo de resistencia deben mantenerse constantes para cada clase de hormigón. El tamaño de los cilindros debe ser acordado entre el propietario, el profesional facultado para diseñar, y la entidad que realice los ensayos antes de iniciar la construcción. El ensayo de tres en vez de dos cilindros de 100 por 200 mm mantiene el nivel de confianza de la resistencia promedio ya que los cilindros de 100 por 200 mm tienden a tener variabilidades propias de ensayo aproximadamente un 20 por ciento mayores que las correspondientes para ensayos de cilindros de 150 por 300 mm (Carino et al. 1994).
b) La entidad o laboratorio que realice los ensayos de aceptación debe cumplir con la norma ASTM C1077.	**R26.12.1.1 b)** La norma ASTM C1077 define las funciones, responsabilidades y los requisitos técnicos mínimos del personal del laboratorio y los requisitos técnicos de los equipos para ensayar hormigón y sus agregados. Las entidades o laboratorios que realicen ensayos de cilindros y núcleos para determinar el cumplimiento de los requisitos de la Norma deben estar acreditados o someterse a inspección para verificar el cumplimiento de los requisitos de la norma ASTM C1077 por parte de una autoridad de evaluación reconocida.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
c) Los ensayos de hormigón fresco realizados en la obra, la preparación de probetas que requieran de un curado bajo condiciones de obra, la preparación de probetas que se vayan a ensayar en laboratorio y el registro de temperaturas del hormigón fresco mientras se preparan las probetas de resistencia debe ser realizado por técnicos calificados en ensayos de campo.	**R26.12.1.1 c)** Los técnicos de campo y laboratorio pueden establecer su calificación certificándose a través de programas de certificación. Los técnicos de campo a cargo del muestreo del hormigón, de ensayos de asentamiento, densidad, rendimiento, contenido de aire y temperatura; y de la fabricación y curado de probetas deben estar certificados de acuerdo con los requisitos del programa de certificación ACI para Técnicos en Ensayos de campo — Grado 1, los requisitos de la norma ASTM C1077, o un programa equivalente.
d) Los ensayos de laboratorio deben ser realizados por técnicos de laboratorio calificados.	**R26.12.1.1 d)** El personal de ensayo de laboratorio debe estar certificado de acuerdo con los requisitos del programa de certificación de ACI para Técnico en Ensayos de Hormigón en Laboratorio - Nivel 1, el programa de certificación de ACI para Técnico en Ensayo de Resistencia del Hormigón, los requisitos de la norma ASTM C1077, o un programa equivalente.
e) Los informes de los ensayos de aceptación se deben distribuir al profesional facultado para diseñar, al constructor, al productor del hormigón, y, cuando se requiera, al propietario y a la autoridad competente.	**R26.12.1.1 e)** La Norma requiere que los informes se distribuyan a las partes responsables del diseño, construcción y aprobación del trabajo. Los contratos de inspección y de servicio de ensayos deben indicar a quiénes se les distribuyen los informes. La distribución oportuna de los informes permite la identificación oportuna tanto de cumplimiento como de la necesidad de tomar acciones correctivas. Un registro completo de ensayos permite al productor del hormigón establecer de una manera confiable la resistencia promedio requerida para futuros trabajos.
26.12.2 Frecuencia de los ensayos	**R26.12.2 Frecuencia de los ensayos**
26.12.2.1 Requisitos de construcción a cumplir:	**R26.12.2.1 a)** Las muestras para los ensayos de resistencia deben tomarse estrictamente al azar, si se pretende evaluar adecuadamente la aceptabilidad del hormigón. Para ser representativa, la elección del momento de muestreo o de las tandas de mezclado de hormigón a muestrearse, debe hacerse al azar dentro del período de colocación. Las tandas de mezclado de donde se van a tomar las muestras no deben seleccionarse con base en la apariencia, la conveniencia, u otros criterios sesgados pues los conceptos estadísticos perderían su validez. El método de la norma ASTM D3665 describe los procedimientos para la selección aleatoria de las tandas de mezclado a ensayar. No debe hacerse más de un ensayo (como se define en 26.12.2.1 a)) de una sola tanda de mezclado, y no debe agregarse agua al
a) Las muestras para los ensayos de resistencia de cada clase de hormigón colocado cada día deben tomarse de acuerdo con: *1)* Al menos una vez al día *2)* Al menos una vez cada 50 m^3 de hormigón *3)* Al menos cada 200 m^2 de superficie de losas o muros	

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN

COMENTARIO

hormigón una vez que se haya tomado la muestra.

Sólo debe considerarse una cara de la losa o muro al calcular su superficie. Si el espesor promedio de la losa o del muro es menor que 250 mm, el criterio (3) requiere de un muestreo mayor a una vez por cada 50 m^3 colocadas.

b) Cuando en un proyecto dado el volumen total de hormigón sea tal que la frecuencia de ensayos proporcione menos de cinco ensayos de resistencia para cada clase dada de hormigón, los ensayos deben hacerse por lo menos en cinco tandas de mezclado seleccionadas al azar, o en cada tanda cuando se empleen menos de cinco.

c) Cuando la cantidad total de una clase dada de hormigón sea menor que 3,0 m^3, no se requieren ensayos de resistencia cuando evidencia de que la resistencia es satisfactoria previa autorización expresa de la autoridad competente.

26.12.3 Criterios para la aceptación de probetas curadas en forma estándar

26.12.3.1 Requisitos de construcción a cumplir:

a) Las muestras para ensayos de aceptación deben cumplir con:

1) Las muestras para ensayos de resistencia deben tomarse de acuerdo con la norma NB 634 (ASTM C172M).

2) Los cilindros para los ensayos de resistencia serán fabricados y curados de forma estándar de acuerdo con la norma NB 586 (ASTM C31M) y deben ensayarse de acuerdo con la norma NB 639 (ASTM C39M).

b) El nivel de resistencia de un tipo determinado de hormigón se considera satisfactorio si cumple con:

1) El valor calculado estadísticamente, a partir de los resultados obtenidos en los ensayos de las muestras obtenidas en obra, cuando se cuentan con un mínimo de 30 muestras, cumplen a un nivel de confianza del 95%, considerando una distribución normal y debe ser mayor o igual que la resistencia especificada, $\boldsymbol{f'_c}$.

$$f'_k = f'_{cr}\,(1 - k\,\delta) \geq \boldsymbol{f'_c} \qquad (26.12.3\text{-}1)$$

donde;

f_k' = resistencia característica obtenida a partir de los resultados obtenidos en los ensayos de las muestras obtenidas en obra

R26.12.3 Criterios para la aceptación de probetas curada en forma estándar

R26.12.3.1 La evaluación y aceptación del hormigón se puede realizar inmediatamente a medida que los resultados de los ensayos se reciben durante el transcurso de la construcción del proyecto. En ocasiones se pueden dar ensayos de resistencia que no cumplan con estos criterios, con una probabilidad de aproximadamente 0,5% ensayos (ACI 214R), aun cuando el nivel de resistencia y la uniformidad del hormigón sean satisfactorios. Debe haber tolerancia para tales desviaciones estadísticas previsibles al decidir si el nivel de resistencia que se produce es adecuado o no. Los criterios para la aceptación de la resistencia de 26.12.3.1(b) se aplican a los resultados de los ensayos de los cilindros de 100 por 200 mm o 150 por 300 mm. como se permite en 26.12.1.1 a). La diferencia promedio (Carino et al. 1994) entre los resultados de los ensayos obtenidos de los dos tamaños de probetas no se considera significativa para el diseño.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN

COMENTARIO

f_{cr}' = media aritmética de los diferentes resultados de ensayo

k = 1,64, correspondiente al cuantil 5% en la distribución normal.

δ = Desviación cuadrática media relativa;

$$\delta = \frac{s_s}{f_{cr}'}$$

s_s = desviación estándar

2) Alternativamente, cuando el número de muestras sea menor a 30 se usará el método siguiente:

Ordenados de menor a mayor los resultados de las determinaciones de resistencia de las N muestras, obtenidas conforme 26.12.1, en la forma:

$$x_1 \leq x_2 \leq \ldots \leq x_m \leq \ldots \leq x_N$$

Se define como resistencia estimada, la deducida aplicando las siguientes expresiones:

Si N < 6 entonces:

$$f'_{c,est} = K_N\, x_1 \qquad (26.12.3\text{-}2)$$

Si N ≥ 6 entonces:

$$f'_{c,est} = 2\,\frac{x_1 + x_1 + \ldots + x_{m-1}}{m-1} - x_m \geq K_N\, x_1 \qquad (26.12.3\text{-}3)$$

donde:

K_N = coeficiente dado en la tabla 26.12.3-1, en función de "N" y del tipo de instalaciones en que se fabrique el hormigón

x_1 = resistencia de la muestra menos resistente

N = número de muestras

m = N/2 si "N" es par ó (N - 1)/2 si "N" es impar

Para que la parte de la obra sometida a este control pueda ser aceptada, deberá verificarse:

$$f'_{c,est} \geq f_c'$$

Se aplica este control, a los casos frecuentes en que las determinaciones de resistencia de las muestras de la parte de obra sometida a control, no responden a criterios sistemáticos, ni en su número ni en su frecuencia; por lo que existe la posibilidad de que se introduzcan errores en la fabricación del hormigón de trascendencia para su resistencia, que no sean fácil ni inmediatamente detectables.

En este nivel de control, el valor de la resistencia característica estimada vendría definido en realidad, por la expresión: $f'_{c,est} = K_N\, x_1$, con los significados para K_N y x_1, indicados en las especificaciones.

Sin embargo, para poder explicar con toda corrección esta expresión, sería bueno conocer el valor de la desviación cuadrática media relativa δ de la población, puesto que K_N es función de tal coeficiente y del número *"N"* de muestras. Pero como para que la estimación de "δ" tenga una fiabilidad aceptable, es necesario controlar un número *"N"* de muestras, superior al que habitualmente se emplea y como por otra parte, a partir de *N = 6* la diferencia entre los valores de K_N, para el mismo valor de *"N"* y distintos coeficientes de variación es inferior al 5 %, se ha preferido ligar los valores de K_N, al tipo de valor con el que se fabrica el hormigón, desligándolo del cálculo de "δ" mediante la aceptación previa de la hipótesis de que los hormigones fabricados en central con control sistemático de todas las operaciones, tiene un coeficiente de variación del orden de 0,10; englobando en (otros casos) los que presentan un δ ≈ 0,20.

De esta forma, en los casos de $N \geq 6$ de la discrepancia que puede presentarse en la determinación de $f'_{c,est}$ a causa de una errónea valoración de "δ", será prácticamente insignificante. Por

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN **COMENTARIO**

además se acepta la posibilidad de utilizar una segunda función de estimación, dependiente únicamente de los valores de las muestras y prevista en principio para el control a nivel intenso, con el objeto de paliar aún más los posibles casos en los que la diferencia en cuestión, aunque pequeña, pudiera tener importancia.

Tabla 26.12.3-1 - Valores del coeficiente K_n

Uniformidad del hormigón		**Excelente**	**Buena**	**Regular**	**Mala**
Desviación cuadrática media relativa (δ)		**0,10**	**0,15**	**0,20**	**0,25**
Número de muestras (N) Según 26.12.1	1	0,836	0,753	0,671	0,589
	2	0,884	0,820	0,753	0,682
	3	0,910	0,859	0,803	0,741
	4	0,928	0,886	0,838	0,784
	5	0,942	0,907	0,867	0,820
	6	0,953	0,924	0,890	0,850
	7	0,962	0,938	0,910	0,877
	8	0,970	0,951	0,928	0,900
	10	0,983	0,972	0,958	0,942
	12	0,993	0,989	0,984	0,976
	14	1,002	1,004	1,005	1,008
	16	1,009	1,016	1,024	1,035
	18	1,016	1,027	1,041	1,059

Los casos en los que N < 6 son los que presentan mayor dificultad, puesto que no es posible ni estimar “δ”, con precisión, ni introducir un segundo estimador de comparación. En ellos evidentemente una errónea estimación previa de su coeficiente de variación, puede tener repercusiones a la hora de la aceptación. Por ello, cuando sea posible realizar los ensayos en forma sistemática, se recomienda comenzar la serie con valores de N ≥ 6, continuando con el mismo tamaño de muestra durante el control de las cuatro o cinco primeras partes de la obra. Con la totalidad de los valores de las muestras así obtenidos, podrá entonces calcularse el valor del coeficiente de variación de la población, con suficiente garantía, para en función del mismo, elegir el que corresponde a K_N y continuar después el control de las restantes partes de la obra, con un valor de “N” más reducido. A este propósito se incluye la tabla 26.12.3-1.

El Director de la Obra es el único que puede juzgar si el control sistemático de la fabricación del hormigón es suficientemente representativo. Para ello, podría tener en cuenta el valor del coeficiente de variación, deducido de los resultados de los ensayos que se hayan realizado desde

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN

c) Cuando no se cumpla con cualquiera de los tres requisitos de 26.12.3.1 b), deben tomarse las medidas necesarias para incrementar el promedio de los resultados de los siguientes ensayos de resistencia.

26.12.4 Investigación de los resultados de ensayos con baja resistencia

26.12.4.1 Requisitos de construcción a cumplir:

COMENTARIO

que se inició un suministro homogéneo del material.

R26.12.3.1 c) Las medidas que se tomen con el fin de incrementar el nivel promedio de los resultados de los ensayos de resistencia del hormigón dependen de las circunstancias particulares, pero deben incluir uno o más de a) hasta g):

a) Incremento del contenido de material cementante.

b) Mejor control o reducción del contenido de agua.

c) Uso de un aditivo reductor de agua para mejorar la dispersión de los materiales cementantes.

d) Otras variaciones en la dosificación de la mezcla.

e) Reducción del tiempo de entrega.

f) Control más estricto del contenido de aire.

g) Mejoramiento de la calidad de los ensayos, lo que incluye un estricto cumplimiento de las normas de ensayo ASTM C172M, ASTM C31M y ASTM C39M.

Tales variaciones en los procedimientos de operación y ensayo, o las variaciones en el contenido de material cementante o contenido de agua, no requieren de una nueva formulación de la mezcla; no obstante, variaciones importantes en las fuentes de cemento, los agregados o los aditivos deben estar acompañados por evidencia de que se mejorará el nivel promedio de resistencia.

R26.12.4 Investigación de los resultados de ensayos con baja resistencia

R26.12.4.1 Se dan instrucciones respecto al procedimiento que debe seguirse cuando los ensayos de resistencia no cumplan con los criterios de aceptación, especificados en 26.12.3.1 b) 2) ó 26.5.3.2 e). Estas instrucciones solo son aplicables en la evaluación en sitio de la resistencia en el momento de la construcción. La evaluación de la resistencia de estructuras existentes está cubierta en el Capítulo 27. La autoridad competente debe utilizar criterio acerca de la verdadera importancia de los resultados bajos y si se justifica preocuparse. Si se juzga necesario efectuar investigaciones adicionales, como se describe en ACI 228.1R, o en casos extremos, ensayos de resistencia de núcleos tomados de la estructura.

Los ensayos no destructivos del hormigón en obra, tales como penetración de sonda (ASTM C803M), esclerómetro (martillo de rebote) (ASTM

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN

COMENTARIO

C805M) o arrancamiento (ASTM C900) pueden ser útiles para determinar si una porción de la estructura realmente contiene o no hormigón de baja resistencia. Dichos ensayos son valiosos principalmente si se realizan para hacer comparaciones dentro de la misma obra, más que como mediciones cuantitativas de resistencia.

Para núcleos, si se requieren, se dan criterios de aceptación conservadores capaces de asegurar la capacidad estructural para casi cualquier tipo de construcción (Bloem 1968 y 1965; Malhotra 1976 y 1977). Las resistencias bajas pueden, por supuesto, tolerarse en muchas circunstancias, pero esto queda a juicio de la autoridad competente y del profesional facultado para diseñar. Cuando los ensayos de núcleos, realizados de acuerdo con 26.12.4.1 c) no cumplan con 26.12.4.1 d), puede ser útil, especialmente en el caso de sistemas de cubierta o entrepiso, que la autoridad competente solicite una evaluación de la resistencia como se describe en el Capítulo 27. Antes de realizar una prueba de carga, si el tiempo y las condiciones lo permiten, puede hacerse un esfuerzo para mejorar la resistencia del hormigón, recurriendo a un curado húmedo suplementario. La efectividad de dicho tratamiento debe ser verificada mediante evaluaciones adicionales de resistencia, por medio de los procedimientos anteriormente expuestos.

La Norma, según lo establecido, se preocupa por garantizar la seguridad estructural; y las investigaciones (26.12.4) están dirigidas a ese objetivo. No es función de la Norma asignar responsabilidades por deficiencias en la resistencia.

a) Si cualquier ensayo de resistencia de cilindros curados de forma normal es menor que f'_c por más de los valores límites permitidos para la aceptación, o si los ensayos de cilindros curados en la obra indican deficiencia de protección y de curado, deben tomarse medidas para asegurar que no está en peligro la capacidad de carga de la estructura.

R26.12.4.1 a) Cuando la resistencia de los cilindros curados en obra no cumple con 26.5.3.2 e), se deben tomar medidas para mejorar el curado. Si los ensayos adicionales realizados en obra confirman una posible deficiencia en la resistencia del hormigón en la estructura, se pueden requerir ensayos de núcleos para evaluar si la estructura es adecuada.

b) Si se confirma la posibilidad que el hormigón tiene resistencia baja y los cálculos indican que la capacidad de soportar las cargas se redujo significativamente, deben permitirse ensayos de núcleos extraídos de la zona en cuestión de acuerdo con la norma ASTM C42M. En esos casos deben tomarse tres núcleos por cada resultado del ensayo de resistencia que sea menor a f'_c por más del límite de aceptación permitido.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
c) Los núcleos deben ser extraídos, la humedad debe preservarse colocando los núcleos dentro de recipientes o bolsas herméticas, deben ser transportados al laboratorio y ensayarse de acuerdo con la norma ASTM C42M. Los núcleos deben ser ensayados no antes de 48 horas y no más tarde de los 7 días de que sean extraídos, a menos que el profesional facultado para diseñar apruebe algo diferente. Quien especifique los ensayos mencionado en la norma ASTM C42M debe ser el profesional facultado para diseñar o la autoridad competente.	**R26.12.4.1 c)** El empleo de una broca enfriada por agua produce un núcleo con una diferencia de humedad entre la superficie exterior y el interior. Este gradiente reduce la resistencia a compresión aparente del núcleo (Bartlett and MacGregor 1994). La restricción a la fecha más temprana de ensayo proporciona un tiempo mínimo para que el gradiente de humedad se disipe. El tiempo máximo entre la extracción del núcleo y su ensayo intenta asegurar el ensayo oportuno de los núcleos cuando la resistencia del hormigón está en duda. Las investigaciones (Bartlett and MacGregor 1994) también han demostrado que los procedimientos para humedecer o secar los núcleos, afectan la resistencia a la compresión medida y tienen como resultado condiciones que no son representativas de estructuras que están secas o húmedas en servicio. Por lo tanto, para proporcionar condiciones de humedad, reproducibles, que sean representativas de las condiciones del lugar, se recomienda un procedimiento estándar de acondicionamiento de la humedad que permita la disipación de los gradientes de humedad en los núcleos. La norma ASTM C42M permite a quien especifica los ensayos modificar la duración especificada para adaptarse a las condiciones de humedad antes de realizar los ensayos.
d) El hormigón de la zona representada por los núcleos se considera estructuralmente adecuado cuando se cumplen 1) y 2): *1)* El promedio de tres núcleos es por lo menos igual al 85 % de f'_c *2)* Ningún núcleo tiene una resistencia menor del 75 % de f'_c .	**R26.12.4.1 d)** Los ensayos de núcleos que tengan un promedio del 85 % de la resistencia especificada son realistas (Bloem 1968). No es realista esperar que los ensayos de núcleos den resistencias iguales a f'_c , ya que las diferencias en el tamaño de las probetas, el grado de consolidación y los procedimientos de curado no permiten que se obtengan valores iguales. Los criterios de aceptación de la resistencia por medio de núcleos se han establecido teniendo en consideración que los núcleos para investigar los resultados de ensayos con baja resistencia usualmente se extraen a edades posteriores a las especificadas para la determinación de f'_c . La Norma no pretende que las resistencias de los núcleos sean ajustadas a las edades de los núcleos con el fin de satisfacer 26.12.4.1 d).
e) Cuando los núcleos den valores erráticos, se debe permitir extraer núcleos adicionales de la misma zona.	
f) Si los criterios no se cumplen, y si la seguridad estructural permanece en duda, la autoridad competente está facultada para ordenar pruebas de carga de acuerdo con el Capítulo 27	

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN | **COMENTARIO**

para la parte dudosa de la estructura, o para tomar otras medidas según las circunstancias.

26.12.5 Aceptación del hormigón armado con fibras de acero.

26.12.5.1 Requisitos de construcción a cumplir:

a) El hormigón armado con fibra de acero utilizado para resistencia a cortante debe cumplir con 1) hasta 3):

1) El criterio de aceptación de resistencia a la compresión del hormigón para probetas curadas en forma estándar.

2) La resistencia residual obtenida en el ensayo a Flexión, realizado de acuerdo con la norma ASTM C1609M cuando se llega a una deflexión en el centro de la luz igual a 1/300 de la luz es por lo menos el mayor de (i) y (ii):

i) 90 % de la resistencia del primer pico de Resistencia, obtenido en el ensayo a flexión y

ii) 90 % de la resistencia correspondiente a $\boldsymbol{0{,}62\sqrt{f'_c}}$.

3) La resistencia residual obtenida en el ensayo a Flexión, realizado de acuerdo con la norma ASTM C1609M cuando se llega a una deflexión en el centro de la luz igual a 1/150 de la luz es por lo menos el mayor entre (i) y (ii)

i) 75 % de la resistencia del primer pico de Resistencia, obtenido en el ensayo a flexión y

ii) 75 % de la resistencia correspondiente a $\boldsymbol{0{,}62\sqrt{f'_c}}$.

R26.12.5 Aceptación del hormigón armado con fibras de acero

R26.12.5.1 Los criterios por desempeño de la norma ASTM C1609M se basan en los resultados de ensayos a flexión (Chen et al. 1995) realizados en hormigones armados con fibra de acero con contenidos y tipos de fibra similares a los usados en los ensayos de vigas que sirvieron de base para 9.6.3.1.

El término "resistencia residual" se define en la norma ASTM C1609M y se relaciona con la capacidad del hormigón armado con fibras para resistir tracción. La resistencia de $\boldsymbol{0{,}62\sqrt{f'_c}}$ es consistente con el módulo de ruptura de diseño del hormigón dado por la ecuación (19.2.3.1).

26.13 INSPECCIÓN

26.13.1 Generalidades

26.13.1.1 Las construcciones de hormigón deben ser inspeccionadas de acuerdo con el reglamento general de construcción.

R26.13 INSPECCIÓN

R26.13 Generalidades

La calidad de las estructuras de hormigón armado depende en gran medida de la mano de obra empleada en la construcción. Los mejores materiales y la mejor práctica de diseño, carecen de efectividad, a menos que la construcción se haya realizado bien. La inspección es necesaria para confirmar que la construcción se ajusta a los documentos de construcción. El comportamiento adecuado de la estructura depende de que la construcción represente correctamente el diseño y cumpla con los requisitos de la Norma dentro de las tolerancias permitidas.

26.13.1.2 En ausencia de un reglamento general de construcción, las construcciones de hormigón

R26.13.1.2 Debe considerarse la posibilidad de que la inspección de la construcción se lleve a

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
deben ser inspeccionadas durante todas las etapas de la obra por, o bajo la supervisión de un profesional facultado para diseñar o por un inspector calificado.	cabo por o bajo la supervisión del profesional facultado para diseñar, ya que la persona a cargo del diseño es la mejor calificada para comprobar si la construcción está de acuerdo con los documentos de construcción. Cuando no se contrate al profesional facultado para diseñar que haya realizado el diseño, puede realizarse la inspección de la construcción a través de otros profesionales facultados para diseñar, o mediante organismos independientes con capacidad demostrada para llevar a cabo la inspección. Los inspectores deben demostrar su competencia certificándose para inspeccionar y registrar los resultados de construcción con hormigón, incluyendo la preparación antes de la colocación, la colocación y las operaciones posteriores a la colocación a través del programa “ACI Inspector Certification Program: Concrete Construction Special Inspector” o equivalente. Cuando la inspección se hace en forma independiente del profesional facultado para diseñar, es recomendable que el profesional facultado para diseñar responsable del diseño sea contratado al menos para supervisar la inspección y para observar el trabajo y determinar si los requisitos de diseño se están ejecutando de manera adecuada. En algunas jurisdicciones, la legislación ha establecido procedimientos especiales de registro o de licencias para personas que desempeñen ciertas funciones de inspección. Debe verificarse en el reglamento de construcción local, o con la autoridad competente, si existe alguno de esos requisitos en una jurisdicción específica. Los registros de inspección deben ser rápidamente remitidos al propietario, al profesional facultado para diseñar responsable del diseño, al constructor y a los contratistas que corresponda, a los proveedores que corresponda, y a la autoridad competente para permitir la identificación oportuna del cumplimiento o de la necesidad de tomar medidas correctivas. La responsabilidad del inspector y el alcance de la inspección requerida debe establecerse en los contratos entre el propietario, el arquitecto, el ingeniero, el constructor y el inspector. Deben disponerse recursos apropiados para realizar y vigilar la inspección adecuadamente.
26.13.1.3 El profesional facultado para diseñar, una persona bajo la supervisión de un profesional facultado para diseñar o un inspector calificado,	**R26.13.1.3** El significado de inspección en la Norma no implica que el inspector deba supervisar las operaciones de construcción. Más bien, quiere decir que el encargado de la inspección

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
debe verificar el cumplimiento de los documentos de construcción.	debe visitar el proyecto con la frecuencia necesaria para observar las diversas etapas de la obra y asegurarse de que se está llevando a cabo de acuerdo con los documentos de construcción. La frecuencia debe ser, al menos, suficiente para proporcionar un conocimiento general de cada operación. La inspección no libera en ninguna forma al constructor de la obligación de seguir los documentos de construcción, y de proporcionar la calidad y cantidad designadas de materiales y mano de obra necesaria para todas las etapas de la obra. La Norma establece los requisitos mínimos para la inspección de todas las estructuras comprendidas dentro de su alcance. No constituye una especificación de construcción, y cualquier usuario de la Norma puede requerir niveles de inspección más estrictos, si son necesarios algunos requisitos adicionales. Los procedimientos recomendados para la organización y desarrollo de la inspección del hormigón se ilustran con detalle en ACI 311.4R “Guide for Concrete Inspection”. Este documento sirve como guía para propietarios, arquitectos e ingenieros acerca de la organización de un programa de inspección. En el “ACI Manual of Concrete Inspection” (SP-2) preparado por el Comité ACI 311, se presentan en detalle los métodos de inspección de construcciones de hormigón que, en términos generales, se aceptan como buena práctica. Está destinado a ser un suplemento de las especificaciones y una guía en aquellos aspectos que no cubren las especificaciones.
26.13.1.4 Para pórticos especiales resistentes a momento, debe hacerse una inspección continua de la colocación de la armadura y del hormigón, realizada por un inspector calificado. El inspector debe estar bajo la supervisión del profesional facultado para diseñar responsable del diseño estructural o bajo la supervisión de un profesional facultado para diseñar que tenga una capacidad demostrada para supervisar la inspección de estos elementos, la colocación de la armadura y del hormigón.	**R26.13.1.4** El propósito de este requisito es verificar que el detallado requerido en pórticos especiales resistentes a momentos sea ejecutado apropiadamente por inspectores calificados para inspeccionar estos elementos. La calificación de los inspectores debe ser aceptable para la autoridad a cargo de vigilar el cumplimiento de reglamento general de construcción.
26.13.2 Registros de inspección	**R26.13.2 Registros de inspección**
26.13.2.1 Los registros de inspección deben documentar los elementos inspeccionados y deben ser desarrollados durante todas las etapas de la construcción por el profesional facultado para diseñar, el personal bajo su supervisión o el inspector cali-	**R26.13.2.1** Se requiere un registro de inspección en caso de que surjan dudas relacionadas con el comportamiento de la estructura o de los elementos. También es deseable contar con registros fotográficos del progreso de la construcción.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
ficado. Los registros de inspección deben conservarse al menos durante dos años después de la terminación del proyecto.	El reglamento general de construcción u otros requisitos legales pueden exigir que los registros se conserven por más de dos años.
26.13.2.2 Los registros de inspección deben incluir de a) hasta d): *a)* Avance general de la obra. *b)* Cualquier carga de construcción significativa aplicada sobre entrepisos, elementos o muros terminados. *c)* Fecha y hora de mezclado, cantidad, dosificación de los materiales usados, localización aproximada en la estructura y resultados de los ensayos de las propiedades del hormigón fresco y endurecido de todas las clases de mezclas de hormigón usadas en la obra. *d)* Cuando la temperatura ambiente sea menor que 4°C o mayor que 35°C, debe llevarse un registro de las temperaturas del hormigón y de la protección dada al hormigón durante su colocación y curado.	**R26.13.2.2 d)** El término “temperatura ambiente” significa la temperatura del medio ambiente al cual está expuesto directamente el hormigón. La temperatura del hormigón, mencionada en este artículo puede considerarse como la temperatura superficial del hormigón. Las temperaturas superficiales pueden ser determinadas colocando sensores de temperatura en contacto con las superficies de hormigón o entre las superficies de hormigón y los cobertores usados para el curado, como las frazadas de aislamiento o láminas plásticas.
26.13.2.3 Los registros de ensayos deben ser revisados para verificar el cumplimiento de 20.2.2.5 cuando se usa la norma ASTM A615M de armadura corrugado para soportar fuerzas axiales y de flexión, o ambas, inducidas por sismo, en elementos de pórticos y muros estructurales especiales y componentes de muros estructurales especiales incluyendo vigas de acople y machones de muros.	
26.13.3 Elementos que requieren inspección	**R26.13.3 Elementos que requieren inspección**
26.13.3.1 A menos que se especifique de otro modo el reglamento general de construcción, los ítems que deben ser verificados e inspeccionados, deben ser inspeccionados permanente o periódicamente, de acuerdo con 26.13.3.2 y 26.13.3.3.	**R26.13.3.1** Se usó la Tabla 1705 del Capítulo 17 del IBC 2012 para determinar aquellos elementos que requieren una inspección permanente o periódica.
26.13.3.2 Los ítems que requieren una inspección continua incluyen: *a)* La colocación del hormigón. *b)* El tesado del acero de pretensado y la colocación del mortero de inyección en cables adheridos.	

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
c) La instalación de anclajes adheridos horizontales o inclinados hacia arriba para soportar cargas permanentes en tracción, de acuerdo con 17.8.2.4 y donde se requiera como una condición de la evaluación de la bondad del anclaje de acuerdo con ACI 355.4.	
d) La armadura para pórticos especiales resistentes a momento.	
26.13.3.3 Los ítems que requieren de una inspección periódica incluyen:	
a) La colocación de la armadura, embebidos y cables de pos-tesado.	
b) El método de curado y duración del curado de cada elemento.	
c) Colocación y remoción de encofrados y re apuntalamientos.	
d) Secuencia de montaje y conexión de elementos prefabricados.	**R26.13.3.3 d)** Algunas jurisdicciones exigen una inspección continua de la secuencia de montaje y conexión de los elementos prefabricados, y además exigen la inspección del apuntalamiento, arriostramiento u otras medidas temporales.
e) La verificación de la resistencia del hormigón en obra antes de tensionar la armadura de pos-tesado y antes de remover los puntales y encofrados de las vigas y losas estructurales.	
f) La instalación de anclajes preinstalados, anclajes de expansión y anclajes con sobre-perforación en su base, de acuerdo con 17.8.2.	
g) La instalación de anclajes adheridos cuando no se requiere inspección continua, de acuerdo con 17.8.2.4 o como una condición de evaluación, de acuerdo con el ACI 355.4.	**R26.13.3.3 g)** Los requisitos para la inspección de los anclajes adheridos provienen de tres fuentes: a) el reglamento general de construcción, que exige inspecciones periódicas para los anclajes en el hormigón; b) la evaluación y calificación del anclaje bajo los requisitos dl ACI 355.4, que pueden requerir inspecciones periódicas o continuas con cargas de prueba dependiendo de los factores de reducción de resistencia asignados al anclaje; y c) los requisitos de 17.8, que exigen la inspección continua de anclajes que resisten cargas sostenidas a tracción en orientaciones específicas

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN **COMENTARIO**

CAPÍTULO 27 — EVALUACIÓN DE LA RESISTENCIA DE ESTRUCTURAS EXISTENTES

27.1 ALCANCE

27.1.1 Los requisitos de este capítulo deben aplicarse a la evaluación de la resistencia de estructuras existentes mediante métodos analíticos o pruebas de carga.

R27.1 ALCANCE

R27.1.1 Los requisitos de este capítulo se pueden usar para evaluar si una estructura o una porción de ella cumplen con los requisitos de seguridad de la Norma. Puede requerirse una evaluación de la resistencia si se considera que la calidad de los materiales es deficiente, si existe evidencia de construcción defectuosa, si la estructura se ha deteriorado, si una edificación será usada para una nueva función, o si, por cualquier razón, una estructura o parte de ella aparentemente no satisface los requisitos de la Norma. En dichos casos, este capítulo proporciona guías para investigar la seguridad de la estructura. Este capítulo no cubre los ensayos de carga para la aprobación de nuevos métodos de diseño o construcción. La aceptación de materiales o sistemas alternativos está cubierta en 1.8.

27.2 GENERALIDADES

27.2.1 Cumplimiento de la Norma

Si existen dudas respecto a que una parte o toda una estructura cumple los requisitos de seguridad de esta Norma y la estructura debe mantenerse en servicio, debe realizarse una evaluación de resistencia de acuerdo con lo requerido por el profesional facultado para diseñar o la autoridad competente.

R27.2 GENERALIDADES

R27.2.1 Cumplimiento de la Norma

Si como parte del proceso de evaluación de la resistencia se recomienda una prueba de carga, es conveniente llegar a un acuerdo entre todas las partes involucradas acerca de la zona a probar, la magnitud de la carga, el procedimiento de la prueba de carga y los criterios de aceptación, antes de realizar pruebas de carga. Si las inquietudes respecto a la seguridad se relacionan con un conjunto de elementos o con una estructura completa, no es factible realizar una prueba de carga de cada elemento y sección del elemento. En dichos casos, es apropiado desarrollar un programa de investigación dirigido hacia las inquietudes específicas relacionadas con seguridad.

27.2.2 Evaluación analítica

Si los efectos de una deficiencia en la resistencia se entienden bien y es posible medir las dimensiones y propiedades de los materiales de los elementos que se requieren para llevar a cabo un análisis, se permite llevar a cabo una evaluación analítica de la resistencia basada en estas mediciones. Los datos necesarios deben determinarse de acuerdo con 27.3.

R27.2.2 Evaluación analítica

Las consideraciones de resistencia relacionadas con carga axial, flexión, y carga axial y flexión combinadas se entienden bien. Existen teorías confiables que relacionan, en términos de datos dimensionales y de propiedades de los materiales de la estructura, la resistencia y las deformaciones a corto plazo asociadas con la carga. Para determinar la resistencia de la estructura por análisis, los cálculos deben estar basados en datos obtenidos de las dimensiones reales de la estructura, de las propiedades de los materiales utilizados y todos los demás detalles pertinentes.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
27.2.3 Prueba de carga	**R27.2.3 Prueba de carga**
En el caso que los efectos de una deficiencia en la resistencia no se entiendan bien o no sea posible establecer las dimensiones y propiedades de los materiales a través de mediciones, se requiere una prueba de carga realizada de acuerdo con 27.4.	Si la resistencia a cortante o a adherencia de un elemento es crítica respecto a la inquietud expresada acerca de la seguridad de la estructura, un ensayo puede ser la solución más eficiente para eliminar o confirmar la duda. Un ensayo también puede ser apropiado si no es posible o práctico determinar las propiedades dimensionales y de los materiales requeridas para el análisis, aún si la causa de la inquietud se refiere a flexión o cargas axiales. Siempre que sea posible y apropiado, es deseable comprobar por medio de análisis los resultados de la prueba de carga.
27.2.4 Continuidad del servicio	**R27.2.4 Continuidad del servicio**
Si la duda respecto a una parte o a toda una estructura involucra deterioro, y si la respuesta observada durante la prueba de carga satisface los criterios de aceptación de 27.4.5, se permite que la estructura o parte de ella se mantenga en servicio por un período de tiempo especificado por el profesional facultado para diseñar. Si el profesional facultado para diseñar lo considera necesario, deben realizarse reevaluaciones periódicas.	En estructuras que se estén deteriorando, la aceptación producto de la prueba de carga no debe suponerse como exenta de limitaciones en términos de su vida de servicio al futuro. En dichos casos, es útil establecer un programa de inspecciones periódicas. Un programa que involucre ensayos físicos e inspecciones periódicas puede justificar un período de servicio más largo. Otra opción para mantener la estructura en servicio, mientras continúa el programa de inspección periódica, es limitar la carga viva a un nivel determinado como apropiado. El período de tiempo especificado entre inspecciones debe basarse en consideraciones acerca de: *a)* la naturaleza del problema, *b)* los efectos ambientales y de carga, *c)* la historia del funcionamiento de la estructura y *d)* el alcance del programa de inspección periódica. Al finalizar el período de tiempo especificado, se requieren evaluaciones adicionales de la resistencia en el caso de que la estructura se vaya a mantener en servicio. Con el consentimiento de todas las partes involucradas, pueden establecerse procedimientos especiales para los ensayos periódicos, que no necesariamente se ajusten a los criterios de carga y aceptación especificados en este capítulo.
27.3 EVALUACIÓN ANALÍTICA DE LA RESISTENCIA	**R27.3 EVALUACIÓN ANALÍTICA DE LA RESISTENCIA**
27.3.1 Verificación de la condición existente	**R27.3.1 Verificación de la condición existente**
27.3.1.1 Deben establecerse las dimensiones de los elementos en las secciones críticas.	**R27.3.1.1** Las secciones críticas para los diferentes efectos de las cargas, tales como momento, fuerza cortante y fuerza axial, son ubicaciones

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
	donde los tensiones provocados por dichos efectos de las cargas alcanzan su máximo valor tal como se encuentran definidas para los diferentes tipos de elementos en la Norma. Las condiciones específicas en la estructura en evaluación pueden requerir secciones críticas adicionales. Por ejemplo, el deterioro podría definir una sección crítica.
27.3.1.2 La localización y dimensiones de la armadura debe determinarse mediante mediciones. Las ubicaciones de la armadura se pueden basar en los planos disponibles, siempre que sean verificadas en la estructura en lugares representativos con el fin de confirmar la información contenida en los planos.	**R27.3.1.2** En elementos individuales, debe determinarse para las secciones críticas la cantidad, tamaño, disposición y ubicación de la armadura diseñado para resistir la carga aplicada. En general son aceptables los métodos de investigación no destructivos. En grandes estructuras, puede ser suficiente determinar estos datos para un 5 % de la armadura localizado en cada región crítica, siempre y cuando las mediciones confirmen la información contenida en los planos disponibles.
27.3.1.3 Si se requiere, un f_c' equivalente estimado debe basarse en resultados de ensayos de cilindros de la construcción original o ensayos de núcleos extraídos en la parte de la estructura cuya resistencia está en duda.	**R27.3.1.3** El Comité 214 del ACI ha desarrollado dos métodos para determinar el f_c' equivalente de los núcleos extraídos de estructuras existentes. Estos métodos están descritos en el ACI 214.4R y se basan en técnicas de análisis estadístico. Los procedimientos descritos son adecuados únicamente donde sea necesaria la determinación de un f_c' equivalente para evaluar la resistencia de una estructura existente y no deben ser usados para investigar resultados bajos de los ensayos de resistencia en construcciones nuevas, lo cual se considera en 26.12.4. El número de núcleos de ensayos puede depender del tamaño de la estructura y de la sensibilidad de la seguridad estructural a la resistencia del hormigón para el problema dado. Para estimar un f_c' equivalente de los datos de cilindros originales de puede consultar Bartlett (2012). En casos donde el problema potencial involucre solamente la flexión, la investigación de la resistencia del hormigón puede ser mínima para una sección armada ligeramente ($\rho\ f_y/f_c' \leq 0{,}15$ para una sección rectangular).
27.3.1.4 El método para obtener y ensayar los núcleos debe cumplir con la norma ASTM C42M.	
27.3.1.5 Las propiedades de la armadura se pueden basar en ensayos a tracción de nuestras representativas del material de la estructura en cuestión.	**R27.3.1.5** El número de ensayos requeridos depende de la uniformidad del material en la estructura y debe ser definido por el profesional facultado para diseñar responsable de la evaluación.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN

27.3.2 Factores de reducción de la resistencia

27.3.2.1 Si las dimensiones, tamaño y ubicación de la armadura, y las propiedades de los materiales se determinan de acuerdo con 27.3.1, se puede incrementar el valor de ϕ con respecto a los valores dados en otras partes de la Norma, pero ϕ no puede ser mayor que los valores de la Tabla 27.3.2.1.

Tabla 27.3.2.1 — Factores de reducción de resistencia máximos permisibles

Resistencia	Clasificación	Armadura transversal	ϕ máximo admisible
Flexión, axial o ambos	Controlados por tracción	Todos los casos	1,0
	Controlados por compresión	Espirales [1]	0,9
		Otros	0,8
Cortante, torsión o ambos			0,8
Aplastamiento			0,8

[1] Las espirales deben cumplir con 10.7.6.3, 20.2.2 y 25.7.3.

27.4 EVALUACIÓN DE LA RESISTENCIA MEDIANTE PRUEBAS DE CARGA

27.4.1 Generalidades

27.4.1.1 Las pruebas de carga deben efectuarse de tal forma que existan condiciones seguras para la vida humana y para la estructura durante la prueba.

27.4.1.2 Las medidas de seguridad no deben interferir con los procedimientos de la prueba de carga ni afectar los resultados.

27.4.1.3 Una prueba de carga no debe realizarse hasta que la porción de la estructura que se someterá a la carga tenga al menos 56 días de edad. Se puede realizar la prueba a una edad menor si el propietario de la estructura, el constructor, el profesional facultado para diseñar y todas las demás partes involucradas están de acuerdo.

27.4.1.4 Se permite que un elemento prefabricado que será parte de un elemento compuesto mediante hormigón colocado en sitio, sea ensayado en flexión como un elemento prefabricado aislado de acuerdo con:

COMENTARIO

R27.3.2 Factores de reducción de la resistencia

R27.3.2.1 Los factores de reducción de la resistencia son mayores que los especificados en Capítulo 21. Estos valores incrementados se justifican debido al uso de propiedades de los materiales obtenidas en el sitio y de las dimensiones reales.

R27.4 EVALUACIÓN DE LA RESISTENCIA MEDIANTE PRUEBAS DE CARGA

(Sin comentarios)

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN

a) Las cargas de ensayo pueden ser aplicadas sólo cuando los cálculos indiquen que el elemento prefabricado aislado no fallará a compresión o por pandeo.

b) La carga de prueba debe ser la carga que, cuando se aplica al elemento prefabricado aislado, induce las mismas fuerzas totales en la armadura de tracción que las que se inducirían al cargar el elemento compuesto con las cargas de ensayo requeridas por 27.4.2.

27.4.2 Disposición de la carga de prueba y factores de carga

27.4.2.1 La disposición de la carga de prueba debe seleccionarse para maximizar las deflexiones, efectos de las cargas y tensiones en las zonas críticas de los elementos estructurales que se evalúan.

27.4.2.2 La carga total de ensayo, T_t , incluyendo la carga muerta ya presente, no debe ser menor que el mayor entre a), b) y c):

a) $T_t = 1{,}15\,D + 1{,}5\,L + 0{,}4(T_t \text{ ó } S \text{ ó } R)$ (27.4.2.2a)

b) $T_t = 1{,}15\,D + 0{,}9\,L + 1{,}5(T_t \text{ ó } S \text{ ó } R)$ (27.4.2.2b)

c) $T_t = 1{,}3\,D$ (27.4.2.2c)

27.4.2.3 Se permite reducir ***L*** en 27.4.2.2 de acuerdo con las disposiciones del reglamento general de construcción.

27.4.2.4 Se puede reducir el factor de carga para carga viva ***L*** de 27.4.2.2(b) a 0,45, excepto en estacionamientos, áreas ocupadas como lugares para reuniones públicas y áreas donde ***L*** sea mayor de 4,8 kN/m^2

COMENTARIO

R27.4.2 Disposición de la carga de prueba y factores de carga

R27.4.2.1 Es importante aplicar la carga en lugares en los cuales el efecto de ella con relación a la deficiencia en duda sea máximo y la posibilidad de que los elementos que no se están cargando tomen parte de la carga aplicada sea mínima. En los casos cuando el análisis muestre que los elementos adyacentes no cargados ayudan a soportar algo de la carga, la carga debe ajustarse para asegurar que fuerzas suficientes actúen en la región crítica de los elementos en evaluación.

R27.4.2.3 La carga viva ***L*** puede reducirse según lo permita el reglamento general de construcción que rija las consideraciones de seguridad de la estructura. La carga de prueba debe incrementarse para compensar la resistencia proporcionada por los sectores no cargados de la estructura en cuestión. El incremento de la carga de ensayo se determina a partir del análisis de las condiciones de carga en relación con los criterios de aceptación o rechazo definidos para la prueba.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO

27.4.3 Aplicación de la carga de prueba

27.4.3.1 La carga de prueba total, T_t , debe aplicarse en no menos de cuatro incrementos aproximadamente iguales.

R27.4.3 Aplicación de la carga de prueba

R27.4.3.1 Es recomendable inspeccionar el área de la estructura a la cual se aplica la carga de prueba después de cada incremento de carga para determinar si hay evidencia de daño. (Véase R27.4.5.1).

27.4.3.2 La carga distribuida de prueba, T_t , debe aplicarse de manera que se asegure su distribución uniforme a la estructura o parte de la estructura que está siendo ensayada. Debe evitarse el efecto arco en la carga aplicada.

R27.4.3.2 El efecto de arco se refiere a la tendencia de la carga a transmitirse no uniformemente a los elementos ensayados a flexión. Por ejemplo, si una losa es cargada con un patrón uniforme de ladrillos en contacto entre ellos, el efecto de arco produce una reducción de la carga sobre la losa cerca del centro del vano, como se observa en la Figura 27.4.3.2.

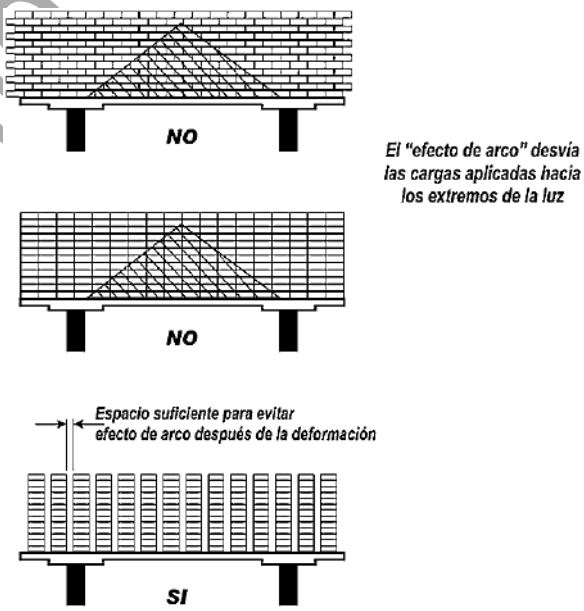


Figura 27.4.3.2 – "Efecto de arco" y forma de evitarlo

27.4.3.3 Después de que se ha aplicado el último incremento de carga, T_t debe permanecer sobre la estructura por al menos 24 horas a menos que aparezcan signos de daño, como se indica en 27.4.5.

27.4.3.4 Debe removerse toda la carga de prueba tan pronto como sea posible después que se hayan realizado todas las mediciones de la respuesta.

27.4.4 Mediciones de la respuesta

27.4.4.1 Debe obtenerse el valor inicial de todas las mediciones de la respuesta, tales como deflexión, rotación, deformación unitaria, deslizamiento,

R27.4.4 Mediciones de la respuesta

(Sin comentarios)

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN

ancho de fisura, en las ubicaciones donde se espere la respuesta máxima. Deben realizarse mediciones adicionales si así se requiere.

27.4.4.2 Debe obtenerse el valor inicial de todas las mediciones de la respuesta que sean pertinentes con antelación no mayor de una hora antes de la aplicación del primer incremento de carga.

27.4.4.3 Debe realizarse un conjunto de mediciones de la respuesta después de que se coloca cada incremento de carga, y después de que la carga total T_t haya permanecido sobre la estructura por al menos 24 horas.

27.4.4.4 Debe realizarse un conjunto final de mediciones de la respuesta 24 horas después que se haya removido T_t .

27.4.5 Criterio de aceptación

27.4.5.1 La porción de la estructura ensayada no debe mostrar descascaramiento o aplastamiento del hormigón ni otras evidencias de falla.

COMENTARIO

R27.4.5 Criterio de aceptación

R27.4.5.1 La evidencia de falla incluye deterioro (fisuración, descascaramiento o deflexión), de tal magnitud y extensión que el resultado observado sea evidentemente excesivo e incompatible con los requisitos de seguridad de la estructura. No existen reglas simples aplicables para todos los tipos de estructura y condiciones. Si se ha producido un daño suficiente como para considerar que la estructura ha fallado la prueba, no se puede volver a realizar la prueba debido a que se considera que los elementos dañados no se deben poner en servicio, ni aún con cargas menores.

Los descascaramientos o escamados locales del hormigón en compresión en elementos a flexión, debidos a imperfecciones del encofrado, no indican necesariamente un deterioro estructural global. Los anchos de fisura son buenos indicadores del estado de la estructura y deben ser observados para ayudar a determinar si el estado de la estructura es satisfactorio. Sin embargo, no es probable que en condiciones de campo se pueda lograr una predicción o medición exacta del ancho de fisura en elementos de hormigón armado. Es aconsejable establecer antes de la prueba los criterios relativos a los tipos de fisuras previstos, en donde se medirán las fisuras, como se medirán las fisuras, y para establecer límites o criterios aproximados para evaluar nuevas fisuras o límites para los cambios en el ancho de las fisuras existentes.

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN	COMENTARIO
27.4.5.2 Los elementos ensayados no deben tener fisuras que indiquen la inminencia de una falla a cortante.	**R27.4.5.2** Las fuerzas se transmiten a través del plano de una fisura de cortante por una combinación de trabazón de los agregados en la interfaz de la fisura, ayudada por la acción de sujeción de los estribos transversales y por la acción de espigo de los estribos que cruzan la fisura. Se supone que el elemento se aproxima a una falla inminente por cortante cuando la longitud de la fisura se alargue hasta aproximarse a una longitud horizontal proyectada igual a la altura del elemento y simultáneamente se ensanche a tal punto que se pierda la trabazón del agregado y los estribos transversales, si existen, comiencen a fluir o presenten una pérdida de anclaje como para amenazar su integridad.
27.4.5.3 En las zonas de elementos estructurales que no cuenten con armadura transversal, la aparición de fisuras estructurales inclinadas respecto al eje longitudinal y que tengan una proyección horizontal mayor que la altura del elemento en el punto medio de la fisura debe ser evaluada. Para elementos de altura variable, la altura debe medirse en la mitad central de la fisura.	**R27.4.5.3** Las fisuras inclinadas pueden llevar a una falla frágil en elementos sin armadura transversal. Cuando no exista armadura transversal, es aconsejable evaluar todas las fisuras inclinadas.
27.4.5.4 En zonas de anclaje o empalmes por traslapo, la aparición a lo largo de la línea de armadura de una serie de fisuras cortas inclinadas o de fisuras horizontales debe ser evaluada.	**R27.4.5.4** La fisuración a lo largo del eje de la armadura en las zonas de anclaje puede estar relacionada con tensiones altos asociados con la transferencia de fuerzas entre la armadura y el hormigón. Estas fisuras pueden ser una indicación de una falla frágil inminente del elemento si se encuentran asociadas al desarrollo de la armadura principal. Es importante evaluar sus causas y consecuencias.
27.4.5.5 Las deflexiones medidas deben cumplir con a) o b): a) $\Delta_1 \leq \frac{l_t^2}{20.000\,h}$ (27.4.5.5a) b) $\Delta_r \leq \frac{\Delta_1}{4}$ (27.4.5.5b)	**R27.4.5.5** Si la estructura no muestra evidencia de falla, se usa la recuperación de la deflexión después de remover la carga de prueba para determinar si la resistencia de la estructura es satisfactoria. En el caso de estructuras muy rígidas, sin embargo, los errores en las mediciones realizadas en campo pueden ser del mismo orden de magnitud de las deflexiones reales y de la recuperación. Para evitar penalizar a una estructura satisfactoria en esos casos, se omiten las mediciones de recuperación si la deflexión máxima es menor que $l_t^2/(20.000\,h)$.
27.4.5.6 Si no se cumple con 27.4.5.5, se puede repetir la prueba de carga siempre y cuando la segunda prueba de carga se inicie después de que hayan transcurrido 72 horas de la remoción de las cargas aplicadas externamente de la primera prueba de carga.	

Documento en estudio

ESPECIFICACIÓN

27.4.5.7 La porción de la estructura ensayada en la repetición de la prueba de carga debe considerarse aceptable si:

$$\Delta_r \leq \frac{\Delta_2}{5} \qquad (27.4.5.7)$$

COMENTARIO

27.5 CARGAS DE SERVICIO REDUCIDAS

27.5.1 Requisitos para cargas de servicio reducidas

Si la estructura no cumple con las condiciones o criterios de 27.3 ó 27.4.5, se puede utilizar la estructura para un nivel menor de carga, con base en los resultados de la prueba de carga o del análisis, siempre y cuando lo apruebe la autoridad competente.

R27.5 CARGAS DE SERVICIO REDUCIDAS

R27.5.1 Requisitos para cargas de servicio reducidas

Excepto en el caso que existan elementos que hayan fallado durante la prueba de carga que (Véase 27.4.5), la autoridad competente puede permitir el uso de una estructura o elemento para un nivel menor de cargas permitidas si juzga, con base en los resultados de la evaluación de resistencia, que es seguro y apropiado.

Documento en estudio

REFERENCIAS DEL COMENTARIO

Documentos de comités del ACI y publicados por otras organizaciones que se citan en el comentario se listan primero por la designación del documento, año de publicación, su título completo, seguidos por documentos provenientes de autores listados en orden alfabético.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS (AASHTO)

LRFDCONS-3-2010—LRFD Bridge Construction Specifications, Third Edition

LRFDUS-6-2012—LRFD Bridge Design Specifications, Sixth Edition

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (ACI)

117-10—Specification for Tolerances for Concrete Construction and Materials

201.2R-08—Guide to Durable Concrete

209R-92(08)—Prediction of Creep, Shrinkage, and Temperature Effects in Concrete Structures

211.1-91(09)—Standard Practice for Selecting Proportions for Normal, Heavyweight, and Mass Concrete

213R-03—Guide for Structural Lightweight-Aggregate Concrete

214R-11—Guide to Evaluation of Strength Test Results of Concrete

214.4R-10—Guide for Obtaining Cores and Interpreting Compressive Strength Results

215R-92(97)—Considerations for Design of Concrete Structures Subjected to Fatigue Loading

216.1-07—Code Requirements for Determining Fire Resistance of Concrete and Masonry Construction Assemblies

222R-01—Protection of Metals in Concrete against Corrosion

223R-10—Guide for the Use of Shrinkage-Compensating Concrete

228.1R-03—In-Place Methods to Estimate Concrete Strength

233R-03—Slag Cement in Concrete and Mortar

234R-06—Guide for the Use of Silica Fume in Concrete

237R-07—Self-Consolidating Concrete

301-10—Specifications for Structural Concrete

304R-00(09)—Guide for Measuring, Mixing, Transporting, and Placing Concrete

305.1-06—Specification for Hot Weather Concreting

305R-10—Guide to Hot Weather Concreting

306R-10—Guide to Cold Weather Concreting

306.1-90(02)—Standard Specification for Cold Weather Concreting

307-08—Code Requirements for Reinforced Concrete Chimneys (ACI 307-08) and Commentary

308R-01(08)—Guide to Curing Concrete

309R-05—Guide for Consolidation of Concrete

311.4R-05—Guide for Concrete Inspection

311.6-09—Specification for Ready Mixed Concrete Testing Services

313-97—Standard Practice for Design and Construction of Concrete Silos and Stacking Tubes for Storing Granular Materials

Documento en estudio

318-63—Commentary on Building Code Requirements for Reinforced Concrete

318-11—Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-11) and Commentary

318.2-14—Building Code Requirements for Concrete Thin Shells (ACI 318.2-14) and Commentary

332-14—Requirements for Residential Concrete Construction (ACI 332-14) and Commentary

334.1R-92(02)—Concrete Shell Structures – Practice and Commentary

334.2R-91—Reinforced Concrete Cooling Tower Shells – Practice and Commentary

336.2R-88—Suggested Analysis and Design Procedures for Combined Footings and Mats

336.3R-93(06)—Design and Construction of Drilled Piers

347-04—Guide to Formwork for Concrete

347.2R-05—Guide for Shoring/Reshoring of Concrete Multistory Buildings

349-06—Code Requirements for Nuclear Safety-Related Concrete Structures (ACI 349-06) and Commentary

350-06—Code Requirements for Environmental Engineering Concrete Structures (ACI 350-06) and Commentary

352R-02—Recommendations for Design of Beam- Column Connections in Monolithic Reinforced Concrete Structures

352.1R-11—Guide for Design of Slab-Column Connections in Monolithic Concrete Structures

355.2-07—Qualifications of Post Installed Mechanical Anchors in Concrete and Commentary

355.4-11—Qualification of Post-Installed Adhesive Anchors in Concrete (ACI 355.4-11) and Commentary

359-13—Code for Concrete Containments

360R-10—Guide to Design of Slabs-on-Ground

362.1R-97(02)—Guide for the Design of Durable Parking Structures

372R-13—Guide to Design and Construction of Circular Wire- and Strand-Wrapped Prestressed Concrete Structures

374 1-05—Acceptance Criteria for Moment Frames Based on Structural Testing and Commentary

408.1R-90—Suggested Development, Splice, and Standard Hook Provisions for Deformed Bars in Tension

408.2R-12—Report on Bond of Steel Reinforcing Bars Under Cyclic Loads

421.1R-08—Guide to Shear Reinforcement for Slabs

423.3R-05—Recommendations for Concrete Members Prestressed with Unbonded Tendons

423.7-14—Specification for Unbonded Single-Strand Tendon Materials

435R-95(00)—Control of Deflection in Concrete Structures

435.5R-73(89)—Deflections of Continuous Concrete Beams

440.1R-06—Guide for the Design and Construction of Structural Concrete Reinforced with FRP Bars

440.2R-08—Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures

445R-99(09)—Recent Approaches to Shear Design of Structural Concrete

543R-00 —Guide to Design, Manufacture, and Installation of Concrete Piles

544.3R-08—Guide for Specifying, Proportioning, and Production of Fiber-Reinforced Concrete

Documento en estudio

550.3-13—Design Specification for Unbonded Post- Tensioned Precast Concrete Special Moment Frames Satisfying ACI 374.1 (ACI 550.3-13) and Commentary

551.2R-10—Design Guide for Tilt-Up Concrete Panels

CT-13—Concrete Terminology

ITG-5.1-07—Acceptance Criteria for Special Unbonded Post-Tensioned Precast Structural Walls Based on Validation Testing and Commentary

ITG-5.2-09—Requirements for Design of a Special Unbonded Post-Tensioned Precast Shear Wall Satisfying ACI

ITG-5.1 (ACI 5.2-09) and Commentary

ITG 7-09—Specification for Tolerances for Precast Concrete

SP-2(07)—Manual of Concrete Inspection, Tenth Edition

SP-4(05)—Formwork for Concrete, Seventh Edition

SP-17(09)—ACI Design Handbook

SP-66(04)—ACI Detailing Manual

AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION (AISC)

341-10—Seismic Provisions for Structural Steel Buildings

360-10—Specification for Structural Steel Buildings *American Iron and Steel Institute (AISI)*

D100-08—Cold-Formed Steel Design Manual

S100-07—North American Specifi cation for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members

AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS (ASCE)

7-10—Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures

AMERICAN SOCIETY OF MECHANICAL ENGINEERS (ASME)

B1.1-03—Unified Inch Screw Threads (UN and UNR Thread Form)

B18.2.1-96—Square and Hex Bolts and Screws, Inch Series

B18.2.6-96—Fasteners for Use in Structural Applications

B31.1-92—Power Piping

B31.3-90—Chemical Plant and Petroleum Refinery Piping

AMERICAN WELDING SOCIETY (AWS)

D1.1/D1.1M:2010—Structural Welding Code – Steel

D1.4/D1.4M:2005—Structural Welding Code – Reinforcing Steel

ASTM INTERNATIONAL

A36/A36M-12—Standard Specification for Carbon Structural Steel

A307-12—Standard Specification for Carbon Steel Bolts, Studs, and Threaded Rod 60000 PSI Tensile Strength

A370-14—Standard Test Methods and Definitions for Mechanical Testing of Steel Products

A416/A416M-12a—Standard Specification for Steel Strand, Uncoated Seven-Wire for Prestressed Concrete

A421/A421M-10—Standard Specification for Uncoated Stress-Relieved Steel Wire for Prestressed Concrete, including Supplementary Requirement SI, Low-Relaxation Wire and Relaxation Testing

Documento en estudio

A615/A615M-14—Standard Specification for Deformed and Plain Carbon-Steel Bars for Concrete Reinforcement

A706/A706M-14—Standard Specification for Deformed and Plain Low-Alloy Steel Bars for Concrete Reinforcement

A767/A767M-09—Standard Specification for Zinc-Coated (Galvanized) Steel Bars for Concrete Reinforcement

A775/A775M-07b(2014)—Standard Specification for Epoxy-Coated Steel Reinforcing Bars

A934/A934M-13—Standard Specification for Epoxy-Coated Prefabricated Steel Reinforcing Bars

A955/A955M-14—Standard Specification for Deformed and Plain Stainless-Steel Bars for Concrete Reinforcement

A970/A970M-13a—Standard Specification for Headed Steel Bars for Concrete Reinforcement, including Annex A1 Requirements for Class HA Head Dimensions

A996/A996M-14—Standard Specification for Rail-Steel and Axle-Steel Deformed Bars for Concrete Reinforcement

A1022/A1022M-14—Standard Specification for Deformed and Plain Stainless-Steel Wire and Welded Wire for Concrete Reinforcement

A1035/A1035M-14—Standard Specification for Deformed and Plain, Low-Carbon, Chromium, Steel Bars for Concrete Reinforcement

A1044/A1044M-05(2010)—Standard Specification for Steel Stud Assemblies for Shear Reinforcement of Concrete

A1055/A1055M-10ε1—Standard Specification for Zinc and Epoxy Dual-Coated Steel Reinforcing Bars

A1064/A1064M-13—Standard Specification for Carbon- Steel Wire and Welded Wire Reinforcement, Plain and Deformed, for Concrete

A1077/A1077M-12—Standard Specification for Structural Steel with Improved Yield Strength at High Temperature for Use in Buildings

C31/C31M-12—Standard Practice for Making and Curing Concrete Test Specimens in the Field

C33/C33M-13—Standard Specification for Concrete Aggregates

C39/C39M-14a—Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens

C42/C42M-13—Standard Test Method for Obtaining and Testing Drilled Cores and Sawed Beams of Concrete

C94/C94M-14—Standard Specification for Ready-Mixed Concrete

C150/C150M-12—Standard Specification for Portland Cement

C172/C172M-14—Standard Practice for Sampling Freshly Mixed Concrete

C173/C173M-14—Standard Test Method for Air Content of Freshly Mixed Concrete by the Volumetric Method

C231/C231M-14—Standard Test Method for Air Content of Freshly Mixed Concrete by the Pressure Method

C330/C330M-14—Standard Specification for Lightweight Aggregates for Structural Concrete

C469/C469M-10—Standard Test Method for Static Modulus of Elasticity and Poisson's Ratio of Concrete in Compression

C494/C494M-13—Standard Specification for Chemical Admixtures for Concrete

C567/567M-14—Standard Test Method for Determining Density of Structural Lightweight Concrete

Documento en estudio

C595/C595M-14—Standard Specification for Blended Hydraulic Cements

C618-12a—Standard Specification for Coal Fly Ash and Raw or Calcined Natural Pozzolan for Use in Concrete

C685/C685M-11—Standard Specification for Concrete Made by Volumetric Batching and Continuous Mixing

C803/803M-03(2010)—Standard Test Method for Penetration Resistance of Hardened Concrete

C805/C805M-08—Standard Test Method for Rebound Number of Hardened Concrete

C845/C845M-12—Standard Specification for Expansive Hydraulic Cement

C873/873CM-10a—Standard Test Method for Compressive Strength of Concrete Cylinders Cast in Place in Cylindrical Molds

C900-06—Standard Test Method for Pullout Strength of Hardened Concrete

C989/C989M-13—Standard Specification for Slag Cement for Use in Concrete and Mortars

C1012/C1012M-13—Standard Test Method for Length Change of Hydraulic-Cement Mortars Exposed to a Sulfate Solution

C1017/C1017M-13—Standard Specification for Chemical Admixtures for Use in Producing Flowing Concrete

C1074-11—Standard Practice for Estimating Concrete Strength by the Maturity Method

C1157/C1157M-11—Standard Performance Specification for Hydraulic Cement

C1202-10—Standard Test Method for Electrical Indication of Concrete's Ability to Resist Chloride Ion Penetration

C1218/C1218M-99(2008)—Standard Test Method for Water-Soluble Chloride in Mortar and Concrete

C1240-14—Standard Specification for Silica Fume Used in Cementitious Mixtures

C1602/C1602M-12—Standard Specification for Mixing Water Used in Production of Hydraulic Cement Concrete

C1609/C1609M-12—Standard Test Method for Flexural Performance of Fiber-Reinforced Concrete (Using Beam With Third-Point Loading)

D3665-07ε1—Standard Practice for Random Sampling of Construction Materials

F1554-07aε1—Standard Specification for Anchor Bolts, Steel, 36, 55, and 105-ksi Yield Strength

FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY (FEMA)

P749-10—Earthquake-Resistant Design Concepts: An Introduction to the NEHRP Recommended Provisions Seismic Provisions

P750-10—NEHRP Recommended Seismic Provisions for New Buildings and Other Structures (2009 edition)

P751-12—NEHRP Recommended Seismic Provisions: Design Examples (2009 edition)

INTERNATIONAL CODE COUNCIL (ICC)

2012 IBC—International Building Code

INSTITURO BOLIVIANO DE NORMALIZACIÓN Y CONTROL DE CALIDAD (IBNORCA)

NB 011 Cemento - Definiciones, clasificación y especificaciones.

NB 586 Hormigones - Fabricación y conservación de probetas

NB 594 Áridos para morteros y hormigones - Definiciones

NB 596 Áridos para morteros y hormigones – Requisitos

Documento en estudio

NB 604 Hormigones – Requisitos generales

NB 634 Hormigón fresco - Toma de muestras

NB 635 Hormigón endurecido - Extracción de muestras

NB 637 Agua para morteros y hormigones – Requisitos

NB 639 Hormigones - Rotura por compresión

NB 640 Hormigones - Rotura por flexo tracción

NB 641 Hormigones - Rotura por tracción indirecta

NB 728 Productos laminados - Barras para hormigón armado - Definiciones y clasificación

NB 729 Productos laminados - Barras para hormigón armado - Requisitos generales

NB 730 Productos laminados - Barras para hormigón armado - Características

NB 731 Productos laminados - Barras corrugadas para hormigón armado - Requisitos generales

NB 732 Productos laminados - Barras corrugadas para hormigón armado - Características

NB 733 Productos laminados - Mallas electrosoldadas de acero para hormigón armado - Requisitos generales

NB 734 Productos laminados - Mallas electrosoldadas de acero para hormigón armado - Características

NB 735 Productos laminados - Barras para hormigón armado - Toma y preparación de muestras para ensayos físico-mecánicos

NB 736 Productos laminados - Barras lisas y corrugadas para hormigón armado - Ensayo de tracción a temperatura de referencia

NB 737 Productos laminados - Barras para hormigón armado - Ensayo de doblado simple

NB 738 Productos laminados - Mallas electrosoldadas de acero para hormigón armado - Método de ensayo de despegue de los nudos en barras de mallas electrosoldadas

NB 739 Productos laminados - Barras lisas y corrugadas para hormigón armado - Condiciones de suministro, inspección y/o recepción

NB 740 Productos laminados - Barras para hormigón armado - Ensayo de adherencia por flexión

NB 741 Productos laminados - Mallas electrosoldadas de acero para hormigón armado - Condiciones de suministro, inspección y/o recepción.

NB 997 Elementos prefabricados de hormigón - Viguetas prefabricadas de hormigón pretensado - Requisitos y métodos de ensayo**.**

NB 1000 Aditivos para la construcción - Definiciones y clasificación

NB 1001 Aditivos para la construcción – Requisitos

NB 1002 Aditivos para la construcción – Muestreo

NB 1004 Aditivos para la construcción – Envasado y etiquetado.

NB 1225002 Acciones sobre las estructuras - Gravitacionales, reológicas y empujes del terreno - Parte 1: Especificaciones

NB 1225003 Acciones sobre las estructuras - Acciones del viento - Parte 1: Especificaciones

NATIONAL FIRE PROTECTION ASSOCIATION (NFPA)

5000-2012—Building Construction Safety Code

PORTLAND CEMENT ASSOCIATION (PCA)

EB001.15-11—Design and Control of Concrete Mixtures, 15th edition

PRECAST/PRESTRESSED CONCRETE INSTITUTE (PCI)

MNL 116-99—Manual for Quality Control for Plants and Production of Structural Precast Concrete Products

Documento en estudio

MNL 117-13—Manual for Quality Control for Plants and Production of Architectural Precast Concrete Products

MNL 120-10—PCI Design Handbook: Precast and Prestressed Concrete, Seventh Edition

MNL 123-88—Design and Typical Details of Connections for Precast and Prestressed Concrete

POST-TENSIONING INSTITUTE (PTI)

DC10.5-12—Standard Requirements for Design and Analysis of Shallow Post-Tensioned Concrete Foundations of Expansive Soils

DC.20.8-04—Design of Post-Tensioned Slabs Using Unbonded Tendons

M50.3-12—Guide Specification for Grouted Post- Tensioning

M55.1-12—Specification for Grouting of Post-Tensioned Structures

TAB.1-06—Post-Tensioning Manual, Sixth Edition

STEEL DECK INSTITUTE (SDI)

C-2011—Standard for Composite Steel Floor Deck – Slabs

NC-2010—Standard for Non-Composite Steel Floor Deck

DOCUMENTOS CORRESPONDIENTES A AUTORES

AC303, 2011, “Acceptance Criteria for Post-Tensioning Anchorages and Couplers of Prestressed Concrete,” Apr. 2011, editorially revised Aug. 2012, ICC-ES Evaluation Service, LLC, Whittier, CA.

ACI Committee 318, 1999, “Closure to Public Comments on ACI 318-99,” *Concrete International*, V. 21, No. 5, May, pp. 318-1 to 318-50.

ACI Committee 408, 1966, “Bond Stress—The State of the Art,” *ACI Journal Proceedings*, V. 63, No. 11, Nov., pp. 1161-1188.

ACI Committee 435, 1966, “Deflections of Reinforced Concrete Flexural Members (ACI 435.2R-66),” *ACI Journal Proceedings*, V. 63, No. 6, June, pp. 637-674.

ACI Committee 435, 1978, “Proposed Revisions by Committee 435 to ACI Building Code and Commentary Provisions on Deflections,” *ACI Journal Proceedings*, V. 75, No. 6, June, pp. 229-238.

ACI Committee 435 Subcommittee 1, 1968, “Allowable Deflections (ACI 435.3R-68),” *ACI Journal Proceedings*, V. 65, No. 6, June, pp. 433-444.

ACI Committee 435 Subcommittee 5, 1963, “Deflections of Prestressed Concrete Members (ACI 435.1R-63),” *ACI Journal Proceedings*, V. 60, No. 12, Dec., pp. 1697-1728.

Adebar, P.; Kuchma, D.; and Collins, M. P., 1990, “Strutand- Tie Models for the Design of Pile Caps: An Experimental Study,” *ACI Structural Journal*, V. 87, No. 1, Jan.-Feb., pp. 81-92.

Anderson, A. R., 1978, “Shear Strength of Hollow Core Members,” *Technical Bulletin* 78-81, Concrete Technology Associates, Tacoma, WA, Apr., 33 pp.

Anderson, N. S., and Meinheit, D. F., 2005, “Pryout Capacity of Cast-In Headed Stud Anchors,” *PCI Journal*, V. 50, No. 2, Mar.-Apr., pp. 90-112.

Anderson, N. S., and Meinheit, D. F., 2007, “A Review of Headed Stud Design Criteria,” *PCI Journal*, V. 52, No. 1, Jan.-Feb., pp. 82-100.

Anderson, N. S., and Ramirez, J. A., 1989, “Detailing of Stirrup Reinforcement,” *ACI Structural Journal*, V. 86, No. 5, Sept.-Oct., pp. 507-515.

Angelakos, D.; Bentz, E. C.; and Collins, M. D., 2001, “Effect of Concrete Strength and Minimum Stirrups on Shear Strength of Large Members,” *ACI Structural Journal*, V. 98, No. 3, May-June, pp. 290-300.

Documento en estudio

ASCE Joint Committee, 1940, “Recommended Practice and Standard Specification for Concrete and Reinforced Concrete,” *Proceedings*, ASCE, V. 66, No. 6, Part 2, June, 81 pp.

Asmus, J., 1999, “Verhalten von Befestigungen bei der Versagensart Spalten des Betons (Behavior of Fastenings with the Failure Mode Splitting of Concrete),” dissertation, Universität Stuttgart, Stuttgart, Germany.

Athey, J. W., ed., 1982, “Test Report on Slender Walls,” Southern California Chapter of the American Concrete Institute and Structural Engineers Association of Southern California, Los Angeles, CA, 129 pp.

Azizinamini, A.; Chisala, M.; and Ghosh, S. K., 1995, “Tension Development Length of Reinforcing Bars Embedded in High-Strength Concrete,” *Engineering Structures*, V. 17, No. 7, pp. 512-522. doi: 10.1016/0141-0296(95)00096-P

Azizinamini, A.; Pavel, R.; Hatfi eld, E.; and Ghosh, S. K., 1999a, “Behavior of Spliced Reinforcing Bars Embedded in High-Strength Concrete,” *ACI Structural Journal*, V. 96, No. 5, Sept.-Oct., pp. 826-835.

Azizinamini, A.; Darwin, D.; Eligehausen, R.; Pavel, R.; and Ghosh, S. K., 1999b, “Proposed Modifications to ACI 318-95 Development and Splice Provisions for High-Strength Concrete,” *ACI Structural Journal*, V. 96, No. 6, Nov.-Dec., pp. 922-926.

Barda, F.; Hanson, J. M.; and Corley, W. G., 1977, “Shear Strength of Low-Rise Walls with Boundary Elements,” *Reinforced Concrete Structures in Seismic Zones*, SP-53, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 149- 202.

Barney, G. B.; Corley, W. G.; Hanson, J. M.; and Parmelee, R. A., 1977, “Behavior and Design of Prestressed Concrete Beams with Large Web Openings,” *PCI Journal*, V. 22, No. 6, Nov.-Dec., pp. 32-61.

Barney, G. B.; Shiu, K. N.; Rabbat, B. G.; Fiorato, A. E.; Russell, H. G.; and Corley, W. G., 1980, “Behavior of Coupling Beams under Load Reversals (RD068.01B),” Portland Cement Association, Skokie, IL.

Bartlett, F. M., 2011, “Using Historical Cylinder Data for Structural Evaluation,” *Andy Scanlon Symposium on Serviceability and Safety of Concrete Structures: From Research to Practice*, SP-284, P. H. Bischoff, E. Musselman, S. Gross, and H. Nassif, eds., American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 12 pp. (CD-ROM)

Bartlett, M. F., and MacGregor, J. G., 1994, “Effect of Moisture Condition on Concrete Core strengths,” *ACI Materials Journal*, V. 91, No. 3, May-June, pp. 227-236.

Bartoletti, S. J., and Jirsa, J. O., 1995, “Effects of Epoxy- Coating on Anchorage and Development of Welded Wire Fabric,” *ACI Structural Journal*, V. 92, No. 6, Nov.-Dec., pp. 757-764.

Base, G. D.; Reed, J. B.; Beeby, A. W.; and Taylor, H. P. J., 1966, “An Investigation of the Crack Control Characteristics of Various Types of Bar in Reinforced Concrete Beams,” *Research Report* No. 18, Cement and Concrete Association, London, UK, Dec., 44 pp.

Becker, R. J., and Buettner, D. R., 1985, “Shear Tests of Extruded Hollow Core Slabs,” *PCI Journal*, V. 30, No. 2, Mar.-Apr., pp. 40-54.

Beeby, A. W., 1979, “The Prediction of Crack Widths in Hardened Concrete,” *The Structural Engineer*, V. 57A, No. 1, Jan., pp. 9-17.

Behera, U., and Rajagopalan, K. S., 1969, “Two-Piece UStirrups in Reinforced Concrete Beams,” *ACI Journal Proceedings*, V. 66, No. 7, July, pp. 522-524.

Bianchini, A. C.; Woods, R. E.; and Kesler, C. E., 1960, “Effect of Floor Concrete Strength on Column Strength,” *ACI Journal Proceedings*, V. 56, No. 11, May, pp. 1149-1169.

Birkeland, P. W., and Birkeland, H. W., 1966, “Connections in Precast Concrete Construction,” *ACI Journal Proceedings*, V. 63, No. 3, Mar., pp. 345-368.

Documento en estudio

Black, W. C., 1973, “Field Corrections to Partially Embedded Reinforcing Bars,” *ACI Journal Proceedings*, V. 70, No. 10, Oct., pp. 690-691.

Bloem, D. L., 1965, “Concrete Strength Measurement— Cores vs. Cylinders,” *Proceedings*, ASTM, V. 65, pp. 668- 696.

Bloem, D. L., 1968, “Concrete Strength in Structures,” *ACI Journal Proceedings*, V. 65, No. 3, Mar., pp. 176-187.

Blume, J. A.; Newmark, N. M.; and Corning, L. H., 1961, *Design of Multistory Reinforced Concrete Buildings for Earthquake Motions*, Portland Cement Association, Skokie, IL, 318 pp.

BOCA, 1999, “BOCA National Building Code,” 13th edition, Building Officials and Code Administration International, Inc., Country Club Hills, IL.

Bondy, K. B., 2003, “Moment Redistribution: Principles and Practice Using ACI 318-02,” *PTI Journal*, V. 1, No. 1, Jan., pp. 3-21.

Branson, D. E., 1965, “Instantaneous and Time- Dependent Deflections on Simple and Continuous Reinforced Concrete Beams,” *HPR Report* No. 7, Part 1, Alabama Highway Department, Bureau of Public Roads, Aug., pp. 1-78.

Branson, D. E., 1970, discussion of “Proposed Revision of ACI 318-63: Building Code Requirements for Reinforced Concrete,” *ACI Journal Proceedings*, V. 67, No. 9, Sept., pp. 692-695.

Branson, D. E., 1971, “Compression Steel Effect on Long-Time Deflections,” *ACI Journal Proceedings*, V. 68, No. 8, Aug., pp. 555-559.

Branson, D. E., 1977, *Deformation of Concrete Structures*, McGraw-Hill Book Co., New York, 546 pp.

Branson, D. E.; Meyers, B. L.; and Kripanarayanan, K. M., 1970, “Time-Dependent Deformation of Noncomposite and Composite Prestressed Concrete Structures,” *Symposium on Concrete Deformation*, Highway Research Record 324, Highway Research Board, pp. 15-43.

Breen, J. E.; Burdet, O.; Roberts, C.; Sanders, D.; Wollmann, G.; and Falconer, B., 1994, “Anchorage Zone Requirements for Post-Tensioned Concrete Girders,” *NCHRP Report* 356, Transportation Research Board, National Academy Press, Washington, DC.

Briss, G. R.; Paulay, T.; and Park, R., 1978, “Elastic Behavior of Earthquake Resistant R. C. Interior Beam-Column Joints,” *Report* 78-13, University of Canterbury, Department of Civil Engineering, Christchurch, New Zealand, Feb.

Broms, C. E., 1990, “Shear Reinforcement for Deflection Ductility of Flat Plates,” *ACI Structural Journal*, V. 87, No. 6, Nov.-Dec., pp. 696-705.

Brown, M. D.; Bayrak, O.; and Jirsa, J. O., 2006, “Design for Shear Based on Loading Conditions,” *ACI Structural Journal*, V. 103, No. 4, July-Aug., pp. 541-550.

Budek, A.; Priestley, M.; and Lee, C., 2002, “Seismic Design of Columns with High-Strength Wire and Strand as Spiral Reinforcement,” *ACI Structural Journal*, V. 99, No. 5, Sept.-Oct., pp. 660-670.

Burns, N. H., and Hemakom, R., 1977, “Test of Scale Model Post-Tensioned Flat Plate,” *Proceedings*, ASCE, V. 103, No. ST6, June, pp. 1237-1255.

Canadian Concrete Design Standard, 2009, “Design of Concrete Structures for Buildings,” CAN3-A23.3-M84, and “Precast Concrete Materials and Construction,” CAN3-A23.4- M84, Canadian Standards Association, Rexdale, ON, Canada.

Carino, N. J.; Guthrie, W. F.; Lagergren, E. S.; and Mullings, G. M., 1994, “Effects of Testing Variables on the Strength of High-Strength (90 MPa) Concrete Cylinders,” *High-Performance Concrete*, SP-149, V. M. Malhotra, ed., American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 589-632.

Carter, J. W. III; Hawkins, N. M.; and Wood, S. L., 1993, “Seismic Response of Tilt-Up Construction,” SRS No. 581, Civil Engineering Series, University of Illinois, Urbana, IL, Dec., 224 pp.

Documento en estudio

Castro, A.; Kreger, M.; Bayrak, O.; Breen, J. E.; and Wood, S. L., 2004, "Allowable Design Release Stresses for Pretensioned Concrete Beams," *Report* No. FHWA/TX-04/0-4086-2, Center for Transportation Research, University of Texas at Austin, Austin, TX, Aug., 127 pp.

CEB, 1994, "Fastenings to Concrete and Masonry Structures, State of the Art Report," Comite Euro-International du Beton (CEB), *Bulletin* No. 216, Thomas Telford Services Ltd., London, UK.

CEB, 1997, *Design of Fastenings in Concrete*, Comite Euro-International du Beton (CEB), Thomas Telford Services Ltd., London, UK, Jan.

Chen, L.; Mindess, S.; Morgan, D. R.; Shah, S. P.; Johnston, C. D.; and Pigeon, M., 1995, "Comparative Toughness Testing of Fiber Reinforced Concrete," *Testing of Fiber Reinforced Concrete*, SP-155, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 41-69.

Chow, L.; Conway, H.; and Winter, G., 1953, "Stresses in Deep Beams," *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, V. 118, pp. 686-708.

Clough, R. W., 1960, "Dynamic Effects of Earthquakes," *Proceedings*, ASCE, V. 86, No. ST4, Apr., pp. 49-65.

Cohn, M. A., 1965, "Rotational Compatibility in the Limit Design of Reinforced Concrete Continuous Beams," *Flexural Mechanics of Reinforced Concrete*, SP-12, American Concrete Institute/American Society of Civil Engineers, Farmington Hills, MI, pp. 35-46.

Collins, M. P., and Lampert, P., 1973, "Redistribution of Moments at Cracking—The Key to Simpler Torsion Design?" *Analysis of Structural Systems for Torsion*, SP-35, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 343-383.

Collins, M. P., and Mitchell, D., 1991, *Prestressed Concrete Structures*, Prentice Hall Inc., Englewood Cliffs, NJ, 766 pp.

Collins, M. P., and Mitchell, D., 1997, *Prestressed Concrete Structures*, Response Publications, Canada, pp. 517-518.

Column Research Council, 1966, "Guide to Design Criteria for Metal Compression Members," second edition, Fritz Engineering Laboratory, Lehigh University, Bethlehem, PA.

Cook, R. A., and Klingner, R. E., 1992a, "Behavior of Ductile Multiple-Anchor Steel-to-Concrete Connections with Surface-Mounted Baseplates," *Anchors in Concrete: Design and Behavior*, SP-130, G. A. Senkiw and H. B. Lancelot III, eds., American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 61-122.

Cook, R. A., and Klingner, R. E., 1992b, "Ductile Multiple-Anchor Steel-to-Concrete Connections," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, V. 118, No. 6, June, pp. 1645-1665. doi: 10.1061/ (ASCE) 0733-9445 (1992)118:6(1645) Cook, R. A.; Kunz, J.; Fuchs, W.; and Konz, R. C., 1998, "Behavior and Design of Single Adhesive Anchors under Tensile Load in Uncracked Concrete," *ACI Structural Journal*, V. 95, No. 1, Jan.-Feb., pp. 9-26.

Corley, W. G., and Hawkins, N. M., 1968, "Shearhead Reinforcement for Slabs," *ACI Journal Proceedings*, V. 65, No. 10, Oct., pp. 811-824.

Corley, W. G., and Jirsa, J. O., 1970, "Equivalent Frame Analysis for Slab Design," *ACI Journal Proceedings*, V. 67, No. 11, Nov., pp. 875-884.

Corley, W. G.; Sozen, M. A.; and Siess, C. P., 1961, "Equivalent-Frame Analysis for Reinforced Concrete Slabs," *Structural Research Series* No. 218, Civil Engineering Studies, University of Illinois, June, 166 pp.

Crist, R. A., 1966, "Shear Behavior of Deep Reinforced Concrete Beams," *Proceedings*, Symposium on the Effects of Repeated Loading of Materials and Structural Elements (Mexico City), V. 4, RILEM, Paris, France, 31 pp.

CRSI Handbook, 1984, sixth edition, Concrete Reinforcing Steel Institute, Schaumburg, IL.

Documento en estudio

CSA, 1984, “Design of Concrete Structures for Buildings,” CAN3-A23.3-M84, and “Precast Concrete Materials and Construction,” CAN3-A23.4-M84, Canadian Standards Association, Rexdale, ON, Canada.

Darwin, D.; Manning, D. G.; and Hognestad, E., 1985, “Debate: Crack Width, Cover, and Corrosion,” *Concrete International*, V. 7, No. 5, May, pp. 20-35.

Darwin, D.; Zuo, J.; Tholen, M. L.; and Idun, E. K., 1996, “Development Length Criteria for Conventional and High Relative Rib Area Reinforcing Bars,” *ACI Structural Journal*, V. 93, No. 3, May-June, pp. 347-359.

Deatherage, J. H.; Burdette, E. G.; and Chew, C. K., 1994, “Development Length and Lateral Spacing Requirements of Prestressing Strand for Prestressed Concrete Bridge Girders,”

PCI Journal, V. 39, No. 1, Jan.-Feb., pp. 70-83.

Design of Fastenings in Concrete, 1997, Comite Euro-International du Beton (CEB), Thomas Telford Services Ltd., London, UK, Jan.

Dolan, C. W., and Krohn, J. J., 2007, “A Case for Increasing the Allowable Compressive Release Stress for Prestressed Concrete,” *PCI Journal*, V. 52, No. 1, Jan.-Feb., pp. 102-105.

Dovich, L. M., and Wight, J. K., 2005, “Effective Slab Width Model for Seismic Analysis of Flat Slab Frames,” *ACI Structural Journal*, V. 102, No. 6, Nov.-Dec., pp. 868-875.

Durrani, A. J., and Wight, J. K., 1982, “Experimental and Analytical Study of Internal Beam to Column Connections Subjected to Reversed Cyclic Loading,” *Report* No. UMEE 82R3, Department of Civil Engineering, University of Michigan, Ann Arbor, MI, July, 275 pp.

Ehsani, M. R., 1982, “Behavior of Exterior Reinforced Concrete Beam to Column Connections Subjected to Earthquake Type Loading,” *Report* No. UMEE 82R5, Department of Civil Engineering, University of Michigan, Ann Arbor, MI, July, 275 pp.

Eligehausen, R., and Balogh, T., 1995, “Behavior of Fasteners Loaded in Tension in Cracked Reinforced Concrete,” *ACI Structural Journal*, V. 92, No. 3, May-June, pp. 365-379.

Eligehausen, R., and Fuchs, W., 1988, “Load Bearing Behavior of Anchor Fastenings under Shear, Combined Tension and Shear or Flexural Loadings,” *Betonwerk + Fertigteiltechnik*, pp. 48-56.

Eligehausen, R.; Cook, R. A.; and Appl, J., 2006a, “Behavior and Design of Adhesive Bonded Anchors,” *ACI Structural Journal*, V. 103, No. 6, Nov.-Dec., pp. 822-831.

Eligehausen, R.; Mallée, R.; and Silva, J., 2006b, *Anchorage in Concrete Construction*, Ernst & Sohn (J. T. Wiley), Berlin, Germany, May, 380 pp.

Eligehausen, R.; Fuchs, W.; and Mayer, B., 1987, “Load Bearing Behavior of Anchor Fastenings in Tension,” *Betonwerk + Fertigteiltechnik*, V. 12, pp. 826-832, and 1988, V. 1, pp. 29-35.

Elwood, K. J.; Maffei, J. M.; Riederer, K. A.; and Telleen, K., 2009, “Improving Column Confinement—Part 2: Proposed New Provisions for the ACI 318 Building Code,” *Concrete International*, V. 31, No. 12, Dec., pp. 41-48.

Elzanaty, A. H.; Nilson, A. H.; and Slate, F. O., 1986, “Shear Capacity of Reinforced Concrete Beams Using High Strength Concrete,” *ACI Journal Proceedings*, V. 83, No. 2, Mar.-Apr., pp. 290-296.

Faradji, M. J., and Diaz de Cossio, R., 1965, “Diagonal Tension in Concrete Members of Circular Section,” (in Spanish) Institut de Ingenieria, Mexico (translation by Portland Cement Association, Foreign Literature Study No. 466), 61 pp.

Farrow, C. B., and Klingner, R. E., 1995, “Tensile Capacity of Anchors with Partial or Overlapping Failure Surfaces: Evaluation of Existing Formulas on an LRFD Basis,” *ACI Structural Journal*, V. 92, No. 6, Nov.-Dec., pp. 698-710.

Documento en estudio

Fennel, A. W.; Line, P.; Mochizuki, G. L.; Moore, K. S.; Van Dorpe, T. D.; and Voss, T. A., 2009, "Report on Laboratory Testing of Anchor Bolts Connecting Wood Sill Plates to Concrete with Minimum Edge Distances," SEAONC, San Francisco, CA, Mar.

Fintel, M.; Ghosh, S. K.; and Iyengar, H., 1986, *Column Shortening in Tall Buildings—Prediction and Compensation*, EB108D, Portland Cement Association, Skokie, IL, 34 pp.

FIP, 1999, *FIP Recommendations, Practical Design of Structural Concrete*, FIP-Commission 3, "Practical Design," Pub.: SETO, London, UK, Sept., 112 pp.

Fling, R. S., 1987, *Practical Design of Reinforced Concrete*, John Wiley & Sons, Inc., New York, 536 pp.

Ford, J. S.; Chang, D. C.; and Breen, J. E., 1981, "Design Indications from Tests of Unbraced Multipanel Concrete Frames," *Concrete International*, V. 3, No. 3, Mar., pp. 37-47.

Foutch, D. A.; Gamble, W. L.; and Sunidja, H., 1990, "Tests of Post-Tensioned Concrete Slab-Edge Column Connections," *ACI Structural Journal*, V. 87, No. 2, Mar.- Apr., pp. 167-179.

Frantz, G. C., and Breen, J. E., 1980, "Cracking on the Side Faces of Large Reinforced Concrete Beams," *ACI Journal Proceedings*, V. 77, No. 5, Sept.-Oct., pp. 307-313.

French, C. W., and Moehle, J. P., 1991, "Effect of Floor Slab on Behavior of Slab-Beam-Column Connections," *Design of Beam-Column Joints for Seismic Resistance*, SP-123, J. O. Jirsa, ed., American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 225-258.

Frosch, R. J., 1999, "Another Look at Cracking and Crack Control in Reinforced Concrete," *ACI Structural Journal*, V. 96, No. 3, May-June, pp. 437-442.

Frosch, R. J., 2002, "Modeling and Control of Side Face Beam Cracking," *ACI Structural Journal*, V. 99, No. 3, May- June, pp. 376-385.

Fuchs, W.; Eligehausen, R.; and Breen, J., 1995, "Concrete Capacity Design (CCD) Approach for Fastening to Concrete," *ACI Structural Journal*, V. 92, No. 1, Jan.-Feb. 1995, pp. 73-93. Also discussion, *ACI Structural Journal*, V. 92, No. 6, Nov.-Dec., pp. 787-802.

Furche, J., and Eligehausen, R., 1991, "Lateral Blowout Failure of Headed Studs Near a Free Edge," *Anchors in Concrete—Design and Behavior*, SP-130, G. A. Senkiw and H. B. Lancelot III, eds., American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 235-252.

Furlong, R. W.; Fenves, G. L.; and Kasl, E. P., 1991, "Welded Structural Wire Reinforcement for Columns," *ACI Structural Journal*, V. 88, No. 5, Sept.-Oct., pp. 585-591.

Furlong, R. W.; Hsu, C.-T. T.; and Mirza, S. A., 2004, "Analysis and Design of Concrete Columns for Biaxial Bending—Overview," *ACI Structural Journal*, V. 101, No. 3, May-June, pp. 413-423.

Gamble, W. L., 1972, "Moments in Beam Supported Slabs," *ACI Journal Proceedings*, V. 69, No. 3, Mar., pp. 149-157.

Gamble, W. L.; Sozen, M. A.; and Siess, C. P., 1969, "Tests of a Two-Way Reinforced Concrete Floor Slab," *Proceedings*, ASCE, V. 95, No. ST6, June, pp. 1073-1096.

Gerber, L. L., and Burns, N. H., 1971, "Ultimate Strength Tests of Post-Tensioned Flat Plates," *PCI Journal*, V. 16, No. 6, Nov.-Dec., pp. 40-58.

Gergely, P., and Lutz, L. A., 1968, "Maximum Crack Width in Reinforced Concrete Flexural Members," *Causes, Mechanism, and Control of Cracking in Concrete*, SP-20, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 87-117.

Gilbert, R. I., 1992, "Shrinkage Cracking in Fully Restrained Concrete Members," *ACI Structural Journal*, V. 89, No. 2, Mar.-Apr., pp. 141-149.

Ghali, A., and Favre, R., 1986, *Concrete Structures: Stresses and Deformations*, Chapman and Hall, New York, 348 pp.

Documento en estudio

Goto, Y., 1971, "Cracks Formed in Concrete around Deformed Tension Bars in Concrete," *ACI Journal Proceedings*, V. 68, No. 4, Apr., pp. 244-251.

Griezic, A.; Cook, W. D.; and Mitchell, D., 1994, "Tests to Determine Performance of Deformed delded-Wire Fabric Stirrups," *ACI Structural Journal*, V. 91, No. 2, Mar.-Apr., pp. 211-220.

Grossfield, B., and Birnstiel, C., 1962, "Tests of T-Beams with Precast Webs and Cast-in-Place Flanges," *ACI Journal Proceedings*, V. 59, No. 6, June, pp. 843-851.

Grossman, J. S., 1987, "Reinforced Concrete Design," *Building Structural Design Handbook*, R. N. White and C. G. Salmon, eds., John Wiley and Sons, Inc., New York.

Grossman, J. S., 1990, "Slender Concrete Structures— The New Edge," *ACI Structural Journal*, V. 87, No. 1, Jan.-Feb., pp. 39-52.

Guimares, G. N.; Kreger, M. E.; and Jirsa, J. O., 1992, "Evaluation of Joint-Shear Provisions for Interior Beam-Column-Slab Connections Using High Strength Materials," *ACI Structural Journal*, V. 89, No. 1, Jan.-Feb., pp. 89-98.

Gulkan, P., and Sozen, M. A., 1974, "Inelastic Response of Reinforced Concrete Structures to Earthquake Motions," *ACI Journal Proceedings*, V. 71, No. 12, Dec., pp. 604-610.

Guralnick, S. A., and LaFraugh, R. W., 1963, "Laboratory Study of a Forty-Five-Foot Square Flat Plate Structure," *ACI Journal Proceedings*, V. 60, No. 9, Sept., pp. 1107-1185.

Gustafson, D. P., and Felder, A. L., 1991, "Questions and Answers on ASTM A706 Reinforcing Bars," *Concrete International*, V. 13, No. 7, July, pp. 54-57.

Hale, W. M., and Russell, B. W., 2006, "Effect of Allowable Compressive Stress at Release on Prestress Losses and on the Performance of Precast, Prestressed ConcreteBridge Girders," *PCI Journal*, V. 51, No. 2, Mar.-Apr., pp. 14-25.

Hamad, B. S.; Jirsa, J. O.; and D'Abreu, N. I., 1993, "Anchorage Strength of Epoxy-Coated Hooked Bars," *ACI Structural Journal*, V. 90, No. 2, Mar.-Apr., pp. 210-217.

Hansell, W., and Winter, G., 1959, "Lateral Stability of Reinforced Concrete Beams," *ACI Journal Proceedings*, V. 56, No. 3, Sept., pp. 193-214.

Hanson, J. A., 1961, "Tensile Strength and Diagonal Tension Resistance of Structural Lightweight Concrete," *ACI Journal Proceedings*, V. 58, No. 1, July, pp. 1-40.

Hanson, N. W., 1960, "Precast-Prestressed Concrete Bridges: Horizontal Shear Connections," *Journal*, PCA Research and Development Laboratories, V. 2, No. 2, May, pp. 38-58.

Hanson, N. W., and Conner, H. W., 1967, "Seismic Resistance of Reinforced Concrete Beam-Column Joints," *Proceedings*, ASCE, V. 93, No. ST5, Oct., pp. 533-560.

Hanson, N. W., and Hanson, J. M., 1968, "Shear and Moment Transfer between Concrete Slabs and Columns," *Journal*, PCA Research and Development Laboratories, V. 10, No. 1, Jan., pp. 2-16.

Hanson, N. W., and Kaar, P. H., 1959, "Flexural Bond Tests Pretensioned Beams," *ACI Journal Proceedings*, V. 55, No. 7, Jan., pp. 783-802.

Hatcher, D. S.; Sozen, M. A.; and Siess, C. P., 1965, "Test of a Reinforced Concrete Flat Plate," *Proceedings*, ASCE, V. 91, No. ST5, May, pp. 205-231.

Hatcher, D. S.; Sozen, M. A.; and Siess, C. P., 1969, "Test of a Reinforced Concrete Flat Slab," *Proceedings*, ASCE, V. 95, No. ST6, June, pp. 1051-1072.

Hawkins, N. M., 1968, "Bearing Strength of Concrete Loaded through Rigid Plates," *Magazine of Concrete Research*, V. 20, No. 62, Mar., pp. 31-40. doi: 10.1680/macr.1968.20.62.31 (London)

Hawkins, N. M., 1974, "Shear Strength of Slabs with Shear Reinforcement," *Shear in Reinforced Concrete*, SP-42, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 785-815.

Documento en estudio

Hawkins, N. M., 1981, "Lateral Load Resistance of Unbonded Post-Tensioned Flat Plate Construction," *PCI Journal*, V. 26, No. 1, Jan.-Feb., pp. 94-116.

Hawkins, N. M., and Corley, W. G., 1974, "Moment Transfer to Columns in Slabs with Shearhead Reinforcement," *Shear in Reinforced Concrete*, SP-42, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 847-879.

Hawkins, N. M.; Mitchell, D.; and Hanna, S. N., 1975, "The Effects of Shear Reinforcement on Reversed Cyclic Loading Behavior of Flat Plate Structures," *Canadian Journal of Civil Engineering*, V. 2, No. 4, pp. 572-582. doi: 10.1139/l75-052 (Ottawa)

Hirosawa, M., 1977, "Strength and Ductility of Reinforced Concrete Members," *Report* No. 76, Building Research Institute, Ministry of Construction, Tokyo, Mar. (in Japanese). Also, data in Civil Engineering Studies, 1978, *Structural Research Series* No. 452, University of Illinois.

Hoehler, M., and Eligehausen, R., 2008, "Behavior and Testing of Anchors in Simulated Seismic Cracks," *ACI Structural Journal*, V. 105, No. 3, May-June, pp. 348-357.

Hsu, T. T. C., 1968, "Torsion of Structural Concrete—Behavior of Reinforced Concrete Rectangular Members," *Torsion of Structural Concrete*, SP-18, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 291-306.

Hsu, T. T. C., 1990, "Shear Flow Zone in Torsion of Reinforced Concrete," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, V. 116, No. 11, Nov., pp. 3206-3226. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(1990)116:11(3206)

Hsu, T. T. C., 1997, "ACI Shear and Torsion Provisions for Prestressed Hollow Girders," ACI Structural Journal, V. 94, No. 6, Nov.-Dec., pp. 787-799.

Hsu, T. T. C., and Burton, K. T., 1974, "Design of Reinforced Concrete Spandrel Beams," *Proceedings*, ASCE, V. 100, No. ST1, Jan., pp. 209-229.

Hwang, S., and Moehle, J. P., 2000, "Models for Laterally Loaded Slab-Column Frames," *ACI Structural Journal*, V. 97, No. 2, Mar.-Apr., pp. 345-353.

ICBO, 1997, "Uniform Building Code," V. 2, Structural Engineering Design Provisions, International Conference of Building Officials, Whittier, CA, 492 pp.

Ishizuka, T., and Hawkins, N. M., 1987, "Effect of Bond Deterioration on the Seismic Response of Reinforced and Partially Prestressed Concrete Ductile Moment Resistant Frames," *Report* SM 87-2, Department of Civil Engineering, University of Washington, Seattle, WA.

Ivey, D. L., and Buth, E., 1967, "Shear Capacity of Lightweight Concrete Beams," *ACI Journal Proceedings*, V. 64, No. 10, Oct., pp. 634-643.

Jeanty, P. R.; Mitchell, D.; and Mirza, M. S., 1988, "Investigation of 'Top Bar' Effects in Beams," *ACI Structural Journal*, V. 85, No. 3, May-June, pp. 251-257.

Jirsa, J. O., and Breen, J. E., 1981, "Influence of Casting Position and Shear on Development and Splice Length—Design Recommendations," *Research Report* 242-3F, Center for Transportation Research, Bureau of Engineering Research, University of Texas at Austin, Austin, TX, Nov.

Jirsa, J. O.; Lutz, L. A.; and Gergely, P., 1979, "Rationale for Suggested Development, Splice, and Standard Hook Provisions for Deformed Bars in Tension," *Concrete International*, V. 1, No. 7, July, pp. 47-61.

Jirsa, J. O., and Marques, J. L. G., 1975, "A Study of Hooked Bar Anchorages in Beam-Column Joints," *ACI Journal Proceedings*, V. 72, No. 5, May, pp. 198-200.

Jirsa, J. O.; Sozen, M. A.; and Siess, C. P., 1963, "Effects of Pattern Loadings on Reinforced Concrete Floor Slabs," *Structural Research Series* No. 269, Civil Engineering Studies, University of Illinois, Urbana, IL, July.

Documento en estudio

Jirsa, J. O.; Sozen, M. A.; and Siess, C. P., 1966, "Test of a Flat Slab Reinforced with Welded Wire Fabric," *Proceedings*, ASCE, V. 92, No. ST6, June, pp. 199-224.

Jirsa, J. O.; Sozen, M. A.; and Siess, C. P., 1969, "Pattern Loadings on Reinforced Concrete Floor Slabs," *Proceedings*, ASCE, V. 95, No. ST6, June, pp. 1117-1137.

Johnson, M. K., and Ramirez, J. A., 1989, "Minimum Amount of Shear Reinforcement in High Strength Concrete Members," *ACI Structural Journal*, V. 86, No. 4, July-Aug., pp. 376-382.

Johnston, D. W., and Zia, P., 1982, "Bond Characteristics of Epoxy-Coated Reinforcing Bars," *Report* No. FHWA/NC/82-002, Department of Civil Engineering, North Carolina State University, Raleigh, NC, Aug.

Joint ACI-ASCE Committee 326, 1962, "Shear and Diagonal Tension," *ACI Journal Proceedings*, V. 59, No. 1, Jan. 1962, pp. 1-30; No. 2, Feb. 1962, pp. 277-334; and No. 3, Mar., pp. 352-396.

Joint ACI-ASCE Committee 423, 1958, "Tentative Recommendations for Prestressed Concrete," *ACI Journal Proceedings*, V. 54, No. 7, Jan., pp. 545-578.

Joint ACI-ASCE Committee 423, 1974, "Tentative Recommendations for Prestressed Concrete Flat Plates," *ACI Journal Proceedings*, V. 71, No. 2, Feb., pp. 67-71.

Joint ACI-ASCE Committee 426, 1973, "Shear Strength of Reinforced Concrete Members (ACI 426R-74)," *Proceedings*, ASCE, V. 99, No. ST6, June, pp. 1148-1157.

Joint ACI-ASCE Committee 426, 1974, "The Shear Strength of Reinforced Concrete Members—Slabs," *Proceedings*, ASCE, V. 100, No. ST8, Aug., pp. 1543-1591.

Joint PCI/WRI Ad Hoc Committee on Welded Wire Fabric for Shear Reinforcement, 1980, "Welded Wire Fabric for Shear Reinforcement," *PCI Journal*, V. 25, No. 4, July- Aug., pp. 32-36.

Kaar, P. H., 1966, "High Strength Bars as Concrete Reinforcement, Part 8: Similitude in Flexural Cracking of TBeam Flanges," *Journal*, PCA Research and Development Laboratories, V. 8, No. 2, May, pp. 2-12.

Kaar, P. H.; Kriz, L. B.; and Hognestad, E., 1960, "Precast-Prestressed Concrete Bridges: (1) Pilot Tests of Continuous Girders," *Journal*, PCA Research and Development Laboratories, V. 2, No. 2, May, pp. 21-37.

Kaar, P. H.; La Fraugh, R. W.; and Mass, M. A., 1963, "Influence of Concrete Strength on Strand Transfer Length," *PCI Journal*, V. 8, No. 5, Oct., pp. 47-67.

Kaar, P., and Magura, D., 1965, "Effect of Strand Blanketing on Performance of Pretensioned Girders," *PCI Journal*, V. 10, No. 6, Dec., pp. 20-34.

Kahn, L. F., and Mitchell, A. D., 2002, "Shear Friction Tests with High-Strength Concrete," *ACI Structural Journal*, V. 99, No. 1, Jan.-Feb., pp. 98-103.

Kang, T. H.-K.; Shin, M.; Mitra, N.; and Bonacci, J. F., 2009, "Seismic Design of Reinforced Concrete Beam-Column Joints with Headed Bars," *ACI Structural Journal*, V. 106, No. 6, Nov.-Dec., pp. 868-877.

Karr, P. H.; Hanson, N. W.; and Capell, H. T., 1978, "Stress-Strain Characteristics of High Strength Concrete," *Douglas McHenry International Symposium on Concrete and Concrete Structures*, SP-55, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 161-185.

Kemp, E. L.; Brezny, F. S.; and Unterspan, J. A., 1968, "Effect of Rust and Scale on the Bond Characteristics of Deformed Reinforcing Bars," *ACI Journal Proceedings*, V. 65, No. 9, Sept., pp. 743-756.

Khalifa, J. U., and Collins, M. P., 1981, "Circular Reinforced Concrete Members Subjected to Shear," *Publications* No. 81-08, Department of Civil Engineering, University of Toronto, Toronto, ON, Canada, Dec.

Khuntia, M., and Ghosh, S. K., 2004a, "Flexural Stiffness of Reinforced Concrete Columns and Beams: Analytical Approach," *ACI Structural Journal*, V. 101, No. 3, May- June, pp. 351-363.

Documento en estudio

Khuntia, M., and Ghosh, S. K., 2004b, "Flexural Stiffness of Reinforced Concrete Columns and Beams: Experimental Verifi cation," *ACI Structural Journal*, V. 101, No. 3, May-June, pp. 364-374.

Klein, G. J., 1986, "Design of Spandrel Beams," *PCI Specially Funded Research Project* No. 5, Precast/Prestressed Concrete Institute, Chicago, IL.

Klein, G. J., and Lindenberg, R. J., 2009, "Volume Change Response of Precast Concrete Buildings," *PCI Journal*, V. 54, No. 4, Fall, pp. 112-131.

Klingner, R.; Mendonca, J.; and Malik, J., 1982, "Effect of Reinforcing Details on the Shear Resistance of Anchor Bolts under Reversed Cyclic Loading," *ACI Journal Proceedings*, V. 79, No. 1, Jan.-Feb., pp. 3-12.

Kramrisch, F., and Rogers, P., 1961, "Simplified Design of Combined Footings," *Proceedings*, ASCE, V. 87, No. SM5, Oct., p. 19.

Kriz, L. B., and Raths, C. H., 1965, "Connections in Precast Concrete Structures—Strength of Corbels," *PCI Journal*, V. 10, No. 1, Feb., pp. 16-47.

Kuhn, D., and Shaikh, F., 1996, "Slip-Pullout Strength of Hooked Anchors," *Research Report*, University of Wisconsin-Milwaukee, submitted to the National Codes and Standards Council.

Kurose, Y.; Nagami, K.; and Saito, Y., 1991, "Beam-Column Joints in Precast Concrete Construction in Japan,"*Design of Beam-Column Joints for Seismic Resistance*, SP- 123, J. O. Jirsa, ed., American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 493-514.

Lai, S. M. A., and MacGregor, J. G., 1983, "Geometric Nonlinearities in Unbraced Multistory Frames," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, V. 109, No. 11, Nov., pp. 2528-2545. doi: 10.1061/(ASCE)0733- 9445(1983)109:11(2528)

Lee, N. H.; Kim, K. S.; Bang, C. J.; and Park, K. R., 2007, "Tensile-Headed Anchors with Large Diameter and Deep Embedment in Concrete," *ACI Structural Journal*, V. 104, No. 4, July-Aug., pp. 479-486.

Lee, N. H.; Park, K. R.; and Suh, Y. P., 2010, "Shear Behavior of Headed Anchors with Large Diameters and Deep Embedments," *ACI Structural Journal*, V. 107, No. 2, Mar.-Apr., pp. 146-156.

Leon, R. T., 1989, "Interior Joints with Variable Anchorage Lengths," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, V. 115, No. 9, Sept., pp. 2261-2275. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(1989)115:9(2261)

Leonhardt, F., and Walther, R., 1964, "The Stuttgart Shear Tests," *C&CA Translation*, No. 111, Cement and Concrete Association, London, UK, 134 pp.

Lepage, A., 1998, "Nonlinear Drift of Multistory RC Structures during Earthquakes," Sixth National Conference on Earthquake Engineering, Seattle, WA.

Leslie, K. E.; Rajagopalan, K. S.; and Everard, N. J., 1976, "Flexural Behavior of High-Strength Concrete Beams," *ACI Journal Proceedings*, V. 73, No. 9, Sept., pp. 517-521.

Li, S., and Roy, D. M., 1986, "Investigation of Relations between Porosity, Pore Structure and CL Diffusion of Fly Ash and Blended Cement Pastes," *Cement and Concrete Research*, V. 16, No. 5, Sept., pp. 749-759. doi: 10.1016/0008-8846(86)90049-9

Lin, T. Y., and Thornton, K., 1972, "Secondary Moment and Moment Redistribution in Continuous Prestressed Beams," *PCI Journal*, V. 17, No. 1, Jan.-Feb., pp. 8-20 and comments by A. H. Mattock and author's closure, *PCI Journal*, V. 17, No. 4, July-Aug., pp. 86-88.

Lloyd, J. P., 1971, "Splice Requirements for One-Way Slabs Reinforced with Smooth Welded Wire Fabric," *Publication* No. R(S)4, Civil Engineering, Oklahoma State University, Stillwater, OK, June, 37 pp.

Lloyd, J. P., and Kesler, C. E., 1969, "Behavior of One- Way Slabs Reinforced with Deformed Wire and Deformed Wire Fabric," *T&AM Report* No. 323, University of Illinois, Urbana, IL, 129 pp.

Logan, D. R., 1997, "Acceptance Criteria for Bond Quality of Strand for Pretensioned Prestressed Concrete Applications," *PCI Journal*, V. 42, No. 2, Mar.-Apr., pp. 52-90.

Documento en estudio

Lotze, D.; Klingner, R. E.; and Graves, H. L. III, 2001, "Static Behavior of Anchors under Combinations of Tension and Shear Loading," *ACI Structural Journal*, V. 98, No. 4, July-Aug., pp. 525-536.

Lubell, A. S.; Sherwood, E. G.; Bentz, E. C.; and Collins, M. P., 2004, "Safe Shear Design of Large Wide Beams," *Concrete International*, V. 26, No. 1, Jan., pp. 66-78.

Lucier, G.; Walter, C.; Rizkalla, S.; Zia, P.; and Klein, G., 2011a, "Development of a Rational Design Methodology for Precast Slender Spandrel Beams, Part 1: Experimental Results," *PCI Journal*, V. 56, No. 2, Spring, pp. 88-112.

Lucier, G.; Walter, C.; Rizkalla, S.; Zia, P.; and Klein, G., 2011b, "Development of a Rational Design Methodology for Precast Slender Spandrel Beams, Part 2: Analysis and Design Guidelines," *PCI Journal*, V. 56, No. 4, Fall, pp. 106-133.

Lutz, L., 1995, discussion to "Concrete Capacity Design (CCD) Approach for Fastening to Concrete," *ACI Structural Journal*, Nov.-Dec., pp. 791-792. Also, authors' closure, pp. 798-799.

MacGregor, J. G., 1976, "Safety and Limit States Design for Reinforced Concrete," *Canadian Journal of Civil Engineering*, V. 3, No. 4, Dec., pp. 484-513. doi: 10.1139/l76- 055

MacGregor, J. G., 1993, "Design of Slender Concrete Columns—Revisited," *ACI Structural Journal*, V. 90, No. 3, May-June, pp. 302-309.

MacGregor, J. G., 1997, *Reinforced Concrete: Mechanics and Design*, third edition, Prentice Hall, Englewood Cliffs, NJ, 939 pp.

MacGregor, J. G., and Ghoneim, M. G., 1995, "Design for Torsion," *ACI Structural Journal*, V. 92, No. 2, Mar.-Apr., pp. 211-218.

MacGregor, J. G., and Hage, S. E., 1977, "Stability Analysis and Design of Concrete Frames," *Proceedings*, ASCE, V. 103, No. ST10, Oct., pp. 1953-1970.

MacGregor, J. G., and Hanson, J. M., 1969, "Proposed Changes in Shear Provisions for Reinforced and Prestressed Concrete Beams," *ACI Journal Proceedings*, V. 66, No. 4, Apr., pp. 276-288.

MacGregor, J. G.; Breen, J. E.; and Pfrang, E. O., 1970, "Design of Slender Concrete Columns," *ACI Journal Proceedings*, V. 67, No. 1, Jan., pp. 6-28.

Malhotra, V. M., 1976, Testing Hardened Concrete: Nondestructive Methods, *ACI Monograph* No. 9, American Concrete Institute/Iowa State University Press, Farmington Hills, MI, 188 pp.

Malhotra, V. M., 1977, "Contract Strength Requirements—Cores Versus In Situ Evaluation," *ACI Journal Proceedings*, V. 74, No. 4, Apr., pp. 163-172.

Marti, P., 1985, "Basic Tools of Reinforced Concrete Beam Design," *ACI Journal Proceedings*, V. 82, No. 1, Jan.- Feb., pp. 46-56.

Martin, L., and Korkosz, W., 1995, "Strength of Prestressed Members at Sections Where Strands Are Not Fully Developed," *PCI Journal*, V. 40, No. 5, Sept.-Oct., pp. 58-66.

Mast, R. F., 1968, "Auxiliary Reinforcement in Concrete Connections," *Proceedings*, ASCE, V. 94, No. ST6, June, pp. 1485-1504.

Mast, R. F., 1992, "Unified Design Provision for Reinforced and Prestressed Concrete Flexural and Compression Members," ACI Structural Journal, V. 89, No. 2, Mar.-Apr., pp. 185-199.

Mast, R. F., 1998, "Analysis of Cracked Prestressed Concrete Sections: A Practical Approach," *PCI Journal*, V. 43, No. 4, July-Aug., pp. 80-91.

Mathey, R. G., and Clifton, J. R., 1976, "Bond of Coated Reinforcing Bars in Concrete," *Journal of the Structural Division*, ASCE, V. 102, Jan., pp. 215-228.

Mattock, A. H., 1959, "Redistribution of Design Bending Moments in Reinforced Concrete Continuous Beams," *Proceedings*, Institution of Civil Engineers, London, UK, V. 13, No. 1, pp. 35-46. doi: 10.1680/iicep.1959.12087

Documento en estudio

Mattock, A. H., 1974, "Shear Transfer in Concrete Having Reinforcement at an Angle to the Shear Plane," *Shear in Reinforced Concrete*, SP-42, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 17-42.

Mattock, A. H., 1977, discussion of "Considerations for the Design of Precast Concrete Bearing Wall Buildings to Withstand Abnormal Loads," by PCI Committee on Precast Concrete Bearing Wall Buildings, *PCI Journal*, V. 22, No. 3, May-June, pp. 105-106.

Mattock, A. H., 2001, "Shear Friction and High-Strength Concrete," *ACI Structural Journal*, V. 98, No. 1, Jan.-Feb., pp. 50-59.

Mattock, A. H., and Hawkins, N. M., 1972, "Shear Transfer in Reinforced Concrete—Recent Research," *PCI Journal*, V. 17, No. 2, Mar.-Apr., pp. 55-75.

Mattock, A. H.; Chen, K. C.; and Soongswang, K., 1976a, "The Behavior of Reinforced Concrete Corbels," *PCI Journal*, V. 21, No. 2, Mar.-Apr., pp. 52-77.

Mattock, A. H.; Li, W. K.; and Want, T. C., 1976b, "Shear Transfer in Lightweight Reinforced Concrete," *PCI Journal*, V. 21, No. 1, Jan.-Feb., pp. 20-39.

Mattock, A. H.; Johal, L.; and Chow, H. C., 1975, "Shear Transfer in Reinforced Concrete with Moment or Tension Acting Across the Shear Plane," *PCI Journal*, V. 20, No. 4, July-Aug., pp. 76-93.

Mattock, A. H.; Kriz, L. B.; and Hognestad, E., 1961, "Rectangular Concrete Stress Distribution in Ultimate Strength Design," *ACI Journal Proceedings*, V. 57, No. 8, Feb., pp. 875-928.

Mattock, A. H.; Yamazaki, J.; and Kattula, B. T., 1971, "Comparative Study of Prestressed Concrete Beams, with and without Bond," *ACI Journal Proceedings*, V. 68, No. 2, Feb., pp. 116-125.

Megally, S., and Ghali, A., 2002, "Punching Shear Design of Earthquake-Resistant Slab-Column Connections," *ACI Structural Journal*, V. 97, No. 5, Sept.-Oct., pp. 720-730.

Meinheit, D. F., and Jirsa, J. O., 1977, "Shear Strength of Reinforced Concrete Beam-Column Joints," *Report* No. 77-1, Department of Civil Engineering, Structures Research Laboratory, University of Texas at Austin, Austin, TX, Jan.

Meinheit, D. F., and Jirsa, J. O., 1981, "Shear Strength of R/C Beam-Column Connections," *Journal of the Structural Division*, ASCE, V. 107, Nov., pp. 2227-2244.

Menn, C., 1986, *Prestressed Concrete Bridges*, Birkhäuser, Basle, ed., 535 pp.

Mirza, S. A., 1990, "Flexural Stiffness of Rectangular Reinforced Concrete Columns," *ACI Structural Journal*, V. 87, No. 4, July-Aug., pp. 425-435.

Mirza, S. A.; Lee, P. M.; and Morgan, D. L., 1987, "ACI Stability Resistance Factor for RC Columns," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, V. 113, No. 9, Sept., pp. 1963-1976. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(1987)113:9(1963)

Moehle, J. P., 1996, "Seismic Design Considerations for Flat Plate Construction," *Mete A. Sozen Symposium: A Tribute from his Students*, SP-162, J. K. Wight and M. E. Kreger, eds., American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 1-35.

Moehle, J. P., 1988, "Strength of Slab-Column Edge Connections," *ACI Structural Journal*, V. 85, No. 1, Jan.- Feb., pp. 89-98.

Moehle, J. P., 1992, "Displacement-Based Design of RC Structures Subjected to Earthquakes," *Earthquake Spectra*, V. 8, No. 3, Aug., pp. 403-428. doi: 10.1193/1.1585688

Moehle, J. P.; Ghodsi, T.; Hooper, J. D.; Fields, D. C.; and Gedhada, R., 2011, "Seismic Design of Cast-in-Place Concrete Special Structural Walls and Coupling Beams: A Guide for Practicing Engineers," *NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 6*, National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, MD.

Documento en estudio

Moehle, J. P., Hooper, J. D.; Kelly, D. J.; and Meyer, T. R., 2010, "Seismic Design of Cast-in-Place Concrete Diaphragms, Chords, and Collectors: A Guide for Practicing Engineers," *NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 3*, National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, MD, NIST GCR 10-917-4.

Mitchell, D., and Collins, M. P., 1976, "Detailing for Torsion," *ACI Journal Proceedings*, V. 73, No. 9, Sept., pp. 506-511.

Mitchell, D., and Cook, W. D., 1984, "Preventing Progressive Collapse of Slab Structures," *Journal of Structural Engineering, ASCE*, V. 110, No. 7, July, pp. 1513-1532. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(1984)110:7(1513)

Mojtahedi, S., and Gamble, W. L., 1978, "Ultimate Steel Stresses in Unbonded Prestressed Concrete," *Proceedings*, ASCE, V. 104, No. ST7, July, pp. 1159-1165.

Mphonde, A. G., and Frantz, G. C., 1984, "Shear Tests of High- and Low-Strength Concrete Beams without Stirrups," *ACI Journal Proceedings*, V. 81, No. 4, July-Aug., pp. 350-357.

Muguruma, H., and Watanabe, F., 1990, "Ductility Improvement of High-Strength Concrete Columns with Lateral Confinement," *Proceedings, Second International Symposium on High-Strength Concrete*, SP-121, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 47-60.

Muttoni, A.; Schwartz, J.; and Thürlimann, B., 1997, *Design of Concrete Structures with Stress Fields*, Birkhauser, Boston, MA, 143 pp.

Nakaki, S. D.; Stanton, J. F.; and Sritharan, S., 1995, "An Overview of the PRESSS Five-Story Precast Test Building," *PCI Journal*, V. 44, No. 2, Apr., pp. 26-39.

NEHRP, 1994, "The NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings," Building Seismic Safety Council, Washington, DC.

Nichols, J. R., 1914, "Statical Limitations upon the Steel Requirement in Reinforced Concrete Flat Slab Floors," *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, V. 77, pp. 1670-1736.

Nilsson, I. H. E., and Losberg, A., 1976, "Reinforced Concrete Corners and Joints Subjected to Bending Moment," *Journal of the Structural Division*, ASCE, V. 102, June, pp. 1229-1254.

Odello, R. J., and Mehta, B. M., 1967, "Behavior of a Continuous Prestressed Concrete Slab with Drop Panels," *Report*, Division of Structural Engineering and Structural Mechanics, University of California, Berkeley, Berkeley, CA.

Oesterle, R. G., 1997, "The Role of Concrete Cover in Crack Control Criteria and Corrosion Protection," RD Serial No. 2054, Portland Cement Association, Skokie, IL.

Olesen, S. E.; Sozen, M. A.; and Siess, C. P., 1967, "Investigation of Prestressed Reinforced Concrete for Highway Bridges, Part IV: Strength in Shear of Beams with Web Reinforcement," *Bulletin* No. 493, Engineering Experiment Station, University of Illinois, Urbana, IL.

Orangun, C. O.; Jirsa, J. O.; and Breen, J. E., 1977, "A Reevaluation of Test Data on Development Length and Splices," *ACI Journal Proceedings*, V. 74, No. 3, Mar., pp. 114-122.

Ospina, C. E., and Alexander, S. D. B., 1998, "Transmission of Interior Concrete Column Loads through Floors," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, V. 124, No. 6, June, pp. 602-610. doi: 10.1061/(ASCE)0733- 9445(1998)124:6(602)

Ožbolt, J.; Eligehausen, R.; Periškić, G.; and Mayer, U., 2007, "3D FE Analysis of Anchor Bolts with Large Embedments," *Engineering Fracture Mechanics*, V. 74, No. 1-2, Jan., pp. 168-178. doi: 10.1016/j.engfracmech.2006.01.019

Ozcebe, G.; Ersoy, U.; and Tankut, T., 1999, "Evaluation of Minimum Shear Reinforcement for Higher Strength Concrete," *ACI Structural Journal*, V. 96, No. 3, May-June, pp. 361-368.

Documento en estudio

Ozyildirim, C., and Halstead, W., 1988, “Resistance to Chloride Ion Penetration of Concretes Containing Fly Ash, Silica Fume, or Slag,” *Permeability of Concrete*, SP-108, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 35-61.

Palmieri, L.; Saqan, E.; French, C.; and Kreger, M., 1996, “Ductile Connections for Precast Concrete Frame Systems,” *Mete A. Sozen Symposium: A Tribute from his Students*, SP- 162, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 315-335.

Pan, A., and Moehle, J. P., 1989, “Lateral Displacement Ductility of Reinforced Concrete Flat Plates,” *ACI Structural Journal*, V. 86, No. 3, May-June, pp. 250-258.

Park, R., and Paulay, T., 1975, *Reinforced Concrete Structures*, Wiley-Interscience, New York, 769 pp.

Park, R., and Thompson, K. J., 1977, “Cyclic Load Tests on Prestressed and Partially Prestressed Beam-Column Joints,” *PCI Journal*, V. 22, No. 3, pp. 84-110.

Parra-Montesinos, G. J., 2006, “Shear Strength of Beams with Deformed Steel Fibers,” *Concrete International*, V. 28, No. 11, Nov., pp. 57-66.

Paulay, T., and Binney, J. R., 1974, “Diagonally Reinforced Coupling Beams of Shear Walls,” Shear in Reinforced Concrete, SP-42, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 579-598.

Paulson, C.; Graham, S. K.; and Rautenberg, J. M., 2013, “Determination of Yield Strength for Nonprestressed Steel Reinforcement,” Charles Pankow Foundation RGA #04-13, WJE No. 2013.4171, Wiss, Janney, Elstner Associates, Inc., Pasadena, CA, Dec. 31, 100 pp.

Paultre, P., and Légeron, F., 2008, “Confi nement Reinforcement Design for Reinforced Concrete Columns,” *Journal of Structural Engineering*, ASCE, V. 134, No. 5, pp. 738-749. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2008)134:5(738)

Pauw, A., 1960, “Static Modulus of Elasticity of Concrete as Affected by Density,” *ACI Journal Proceedings*, V. 57, No. 6, Dec., pp. 679-687.

PCI, 1993, “Recommended Practice for Design, Manufacture, and Installation of Prestressed Concrete Piling,” *PCI Journal*, V. 38, No. 2, Mar.-Apr., pp. 14-41.

PCI Building Code Committee, 1986, “Proposed Design Requirements for Precast Concrete,” *PCI Journal*, V. 31, No. 6, Nov.-Dec., pp. 32-47.

PCI Committee on Precast Concrete Bearing Wall Buildings, 1976, “Considerations for the Design of Precast Concrete Bearing Wall Buildings to Withstand Abnormal Loads,” *PCI Journal*, V. 21, No. 2, Mar.-Apr., pp. 18-51.

PCI Committee on Prestress Losses, 1975, “Recommendations for Estimating Prestress Losses,” *PCI Journal*, V. 20, No. 4, July-Aug., pp. 43-75.

Perez, F. J.; Pessiki, S.; Sause, R.; and Lu, L.-W., 2003, “Lateral Load Tests of Unbonded Post-Tensioned Precast Concrete Walls,” *Large Scale Structural Testing*, SP-211, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 161-182.

Pessiki, S.; Graybeal, B.; and Mudlock, M., 2001, “Proposed Design of High-Strength Spiral Reinforcement in Compression Members,” *ACI Structural Journal*, V. 98, No. 6, Nov.-Dec., pp. 799-810.

Pfister, J. F., 1964, “Infl uence of Ties on the Behavior of Reinforced Concrete Columns,” *ACI Journal Proceedings*, V. 61, No. 5, May, pp. 521-537.

Pfister, J. F., and Mattock, A. H., 1963, “High Strength Bars as Concrete Reinforcement, Part 5: Lapped Splices in Concentrically Loaded Columns,” *Journal*, PCA Research and Development Laboratories, V. 5, No. 2, May, pp. 27-40.

Popov, E. P.; Bertero, V. V.; and Krawinkler, H., 1972, “Cyclic Behavior of Three R/C Flexural Members with High Shear,” *EERC Report* No. 72-5, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, Berkeley, CA, Oct.

Documento en estudio

Portland Cement Association (PCA), 1946, “Design of Deep Girders,” IS079D, Portland Cement Association, Skokie, IL, 10 pp.

Portland Cement Association (PCA), 1972, *Handbook of Frame Constants*, Skokie, IL, 1972, 34 pp.

Portland Cement Association (PCA), 1980, “Design and Construction of Large-Panel Concrete Structures,” six reports, 762 pp., EB 100D; three studies, 300 pp., 1980, EB 102D, 1976-1980, Portland Cement Association, Skokie, IL.

Portland Cement Association (PCA), 2011, “Design and Control of Concrete Mixtures,” 15th edition, Portland Cement Association, Skokie, IL, 444 pp.

Primavera, E. J.; Pinelli, J.-P.; and Kalajian, E. H., 1997, “Tensile Behavior of Cast-in-Place and Undercut Anchors in High-Strength Concrete,” *ACI Structural Journal*, V. 94, No. 5, Sept.-Oct., pp. 583-594.

Powers, T. C., 1975, “Freezing Effects in Concrete,” Durability of Concrete, SP-47, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 1-11.

Priestley, M. J. N.; Sritharan, S.; Conley, J.; and Pampanin, S., 1999, “Preliminary Results and Conclusions from the PRESSS Five-Story Precast Concrete Test Building,” *PCI Journal*, V. 44, No. 6, Nov.-Dec., pp. 42-67.

Rabbat, B. G.; Kaar, P. H.; Russell, H. G.; and Bruce, R. N. Jr., 1979, “Fatigue Tests of Pretensioned Girders with Blanketed and Draped Strands,” *PCI Journal*, V. 24, No. 4, July-Aug., pp. 88-114.

Reineck, K.-H., ed., 2002, *Strut-and-Tie Models*, SP-208, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 250 pp. Reineck, K.-H., and Novak, L., C., eds., 2010, *Further Examples for the Design of Structural Concrete with Strutand-Tie Models*, SP-273, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 288 pp.

Restrepo, J. I., 2002, “New Generation of Earthquake Resisting Systems,” *Proceedings*, First fib Congress, Session 6, Osaka, Japan, Oct., pp. 41-60.

Restrepo, J. I.; Park, R.; and Buchanan, A. H., 1995a, “Tests on Connections of Earthquake Resisting Precast Reinforced Concrete Perimeter Frames of Buildings,” *PCI Journal*, V. 40, No. 4, July-Aug., pp. 44-61.

Restrepo, J.; Park, R.; and Buchanan, A. H., 1995b, “Design of Connections of Earthquake Resisting Precast Reinforced Concrete Perimeter Frames,” *PCI Journal*, V. 40, No. 5, pp. 68-80.

Richart, F. E., 1933, “Reinforced Concrete Column Investigation—Tentative Final Report of Committee 105,” *ACI Journal Proceedings*, V. 29, No. 5, Feb., pp. 275-282.

Richart, F. E.; Brandzaeg, A.; and Brown, R. L., 1929, “The Failure of Plain and Spirally Reinforced Concrete in Compression,” *Bulletin* No. 190, University of Illinois Engineering Experiment Station, Urbana, IL, Apr., 74 pp.

Rogowsky, D. M., and MacGregor, J. G., 1986, “Design of Reinforced Concrete Deep Beams,” *Concrete International*, V. 8, No. 8, Aug., pp. 46-58.

Roller, J. J., and Russell, H. G., 1990, “Shear Strength of High-Strength Concrete Beams with Web Reinforcement,” *ACI Structural Journal*, V. 87, No. 2, Mar.-Apr., pp. 191-198.

Rose, D. R., and Russell, B. W., 1997, “Investigation of Standardized Tests to Measure the Bond Performance of Prestressing Strand,” *PCI Journal*, V. 42, No. 4, July-Aug., pp. 56-80.

Russell, B. W., and Burns, N. H., 1996, “Measured Transfer Lengths of 0.5 and 0.6 in. Strands in Pretensioned Concrete,” *PCI Journal*, V. 41, No. 5, Sept.-Oct., pp. 44-65.

Rutledge, S., and DeVries, R. A., 2002, “Development of D45 Wire in Concrete,” *Report*, School of Civil and Environmental Engineering, Oklahoma State University, Stillwater, OK, Jan., 28 pp.

Saatcioglu, M., and Razvi, S. R., 2002, “Displacement- Based Design of Reinforced Concrete Columns for Confinement,” *ACI Structural Journal*, V. 99, No. 1, Jan.-Feb., pp. 3-11.

Documento en estudio

Sabnis, G. M., Meyers; B. L.; and Roll, F., eds., 1974, *Deflections of Concrete Structures*, SP-43, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 637 pp.

Saemann, J. C., and Washa, G. W., 1964, "Horizontal Shear Connections between Precast Beams and Cast-in-Place Slabs," *ACI Journal Proceedings*, V. 61, No. 11, Nov., pp. 1383-1409. Also see discussion, *ACI Journal Proceedings*, V. 62, June 1965.

Sakai, K., and Sheikh, S. A., 1989, "What Do We Know about Confi nement in Reinforced Concrete Columns? (A Critical Review of Previous Work and Code Provisions)," *ACI Structural Journal*, V. 86, No. 2, Mar.-Apr., pp. 192-207.

Salmons, J. R., and McCrate, T. E., 1977, "Bond Characteristics of Untensioned Prestressing Strand," *PCI Journal*, V. 22, No. 1, Jan.-Feb., pp. 52-65.

Sant, J. K., and Bletzacker, R. W., 1961, "Experimental Study of Lateral Stability of Reinforced Concrete Beams," *ACI Journal Proceedings*, V. 58, No. 6, Dec., pp. 713-736.

Sason, A. S., 1992, "Evaluation of Degree of Rusting on Prestressed Concrete Strand," *PCI Journal*, V. 37, No. 3, May-June, pp. 25-30.

SBC, 1999, "Standard Building Code," Southern Building Code Congress International, Inc., Birmingham, AL. Schlaich, J.; Schafer, K.; and Jennewein, M., 1987, "Toward a Consistent Design of Structural Concrete," *PCI Journal*, V. 32, No. 3, May-June, pp. 74-150.

Scordelis, A. C., 1990, "Non-Linear Material, Geometric, and Time Dependent Analysis of Reinforced and Prestressed Concrete Shells," *Bulletin*, International Association for Shells and Spatial Structures, Madrid, Spain, No. 102, Apr., pp. 57-90.

Scordelis, A. C.; Lin, T. Y.; and Itaya, R., 1959, "Behavior of a Continuous Slab Prestressed in Two Directions," *ACI Journal Proceedings*, V. 56, No. 6, Dec., pp. 441-459.

Seismology Committee of the Structural Engineers Association of California (SEAOC), 1996, "Recommended Lateral Force Requirements and Commentary," sixth edition, Seismology Committee of the Structural Engineers Association of California, Sacramento, CA, 504 pp.

Shaikh, A. F., and Branson, D. E., 1970, "Non-Tensioned Steel in Prestressed Concrete Beams," *PCI Journal*, V. 15, No. 1, Feb., pp. 14-36.

Shaikh, A. F., and Yi, W., 1985, "In-Place Strength of Welded Headed Studs," *PCI Journal*, V. 30, No. 2, Mar.- Apr., pp. 56-81.

Sivakumar, B.; Gergely, P.; and White, R. N., 1983, "Suggestions for the Design of R/C Lapped Splices for Seismic Loading," *Concrete International*, V. 5, No. 2, Feb., pp. 46-50.

Smith, S. W., and Burns, N. H., 1974, "Post-Tensioned Flat Plate to Column Connection Behavior," *PCI Journal*, V. 19, No. 3, May-June, pp. 74-91.

Spragg, R.; Castro, J.; Li, W.; Pour-Ghaz, M.; Huang, P.; and Weiss, W. J., 2011, "Wetting and Drying of Concrete in the Presence of Deicing Salt Solutions," *Cement and Concrete Composites*, V. 33, No. 5, May, pp. 535-542.

Stecich, J.; Hanson, J. M.; and Rice, P. F., 1984, "Bending and Straightening of Grade 60 Reinforcing Bars," *Concrete International*, V. 6, No. 8, Aug., pp. 14-23.

Stone, W.; Cheok, G.; and Stanton, J., 1995, "Performance of Hybrid Moment-Resisting Precast Beam-Column Concrete Connections Subjected to Cyclic Loading," *ACI Structural Journal*, V. 92, No. 2, Mar.-Apr., pp. 229-249.

Sugano, S.; Nagashima, T.; Kimura, H.; Tamura, A.; and Ichikawa, A., 1990, "Experimental Studies on Seismic Behavior of Reinforced Concrete Members of High Strength Concrete," Proceedings, *Second International Symposium on High-Strength Concrete*, SP-121, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 61-87.

Documento en estudio

Taylor, C. P.; Cote, P. A.; and Wallace, J. W., 1998, "Design of Slender RC Walls with Openings," *ACI Structural Journal*, V. 95, No. 4, July-Aug., pp. 420-433.

Thompson, K. J., and Park, R., 1980, "Seismic Response of Partially Prestressed Concrete," *Journal of the Structural Division*, ASCE, V. 106, pp. 1755-1775.

Thompson, M. K.; Jirsa, J. O.; and Breen, J. E., 2006a, "CCT Nodes Anchored by Headed Bars—Part 2: Capacity of Nodes," *ACI Structural Journal*, V. 103, No. 1, Jan.-Feb., pp. 65-73.

Thompson, M. K.; Ledesma, A.; Jirsa, J. O.; and Breen, J. E., 2006b, "Lap Splices Anchored by Headed Bars," *ACI Structural Journal*, V. 103, No. 2, Mar.-Apr., pp. 271-279.

Thompson, M. K.; Ziehl, M. J.; Jirsa, J. O.; and Breen, J. E., 2005, "CCT Nodes Anchored by Headed Bars—Part 1: Behavior of Nodes," *ACI Structural Journal*, V. 102, No. 6, Nov.-Dec., pp. 808-815.

Thomsen, J. H. IV, and Wallace, J. W., 2004, "Displacement-Based Design of Slender Reinforced Concrete Structural Walls—Experimental Verification," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, V. 130, No. 4, pp. 618-630. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2004)130:4(618)

Tikka, T. K., and Mirza, S. A., 2006, "Nonlinear Equation for Flexural Stiffness of Slender Composite Columns in Major Axis Bending," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, V. 132, No. 3, Mar., pp. 387-399. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2006)132:3(387)

Treece, R. A., and Jirsa, J. O., 1989, "Bond Strength of Epoxy-Coated Reinforcing Bars," *ACI Materials Journal*, V. 86, No. 2, Mar.-Apr., pp. 167-174.

Vanderbilt, M. D., 1972, "Shear Strength of Continuous Plates," *Journal of the Structural Division*, ASCE, V. 98, May, pp. 961-973.

Vanderbilt, M. D.; Sozen, M. A.; and Siess, C. P., 1969, "Test of a Modified Reinforced Concrete Two-Way Slab," *Proceedings*, ASCE, V. 95, No. ST6, June, pp. 1097-1116.

Vanderbilt, M. D., and Corley, W. G., 1983, "Frame Analysis of Concrete Buildings," *Concrete International*, V. 5, No. 12, Dec., pp. 33-43.

Vintzileou, E., and Eligehausen, R., 1992, "Behavior of Fasteners under Monotonic or Cyclic Shear Displacements," *Anchors in Concrete: Design and Behavior*, SP-130, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 181-203.

Wallace, J. W., 1996, "Evaluation of UBC-94 Provisions for Seismic Design of RC Structural Walls," *Earthquake Spectra*, V. 12, No. 2, May, pp. 327-348. doi: 10.1193/1.1585883

Wallace, J. W., 2012, "Behavior, Design, and Modeling of Structural Walls and Coupling Beams—Lessons from Recent Laboratory Tests and Earthquakes," *International Journal of Concrete Structures and Materials*, V. 6, No. 1, pp. 3-18. doi: 10.1007/s40069-012-0001-4

Wallace, J. W., and Orakcal, K., 2002, "ACI 318-99 Provisions for Seismic Design of Structural Walls," *ACI Structural Journal*, V. 99, No. 4, July-Aug., pp. 499-508.

Wallace, J. W.; Massone, L. M.; Bonelli, P.; Dragovich, J.; Lagos, R.; Lüder, C.; and Moehle, J. P., 2012, "Damage and Implications for Seismic Design of RC Structural Wall Buildings," *Earthquake Spectra*, V. 28, No. S1, June, pp. 281-299. doi: 10.1193/1.4000047

Watson, S.; Zahn, F. A.; and Park, R., 1994, "Confining Reinforcement for Concrete Columns," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, V. 120, No. 6, June, pp. 1798-1824. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(1994)120:6(1798)

Wilson, E. L., 1997, "Three-Dimensional Dynamic Analysis of Structures—With Emphasis on Earthquake Engineering," Computers and Structures, Inc., Berkeley, CA.

Winter, G., 1979, "Safety and Serviceability Provisions in the ACI Building Code," *Concrete Design: U.S. and European Practices*, SP-59, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 35-49.

Wire Reinforcement Institute, 2001, "Structural Welded Wire Reinforcement Manual of Standard Practice," sixth edition, Hartford, CT, Apr., 38 pp.

Documento en estudio

Wood, S. L.; Stanton, J. F.; and Hawkins, N. M., 2000, "Development of New Seismic Design Provisions for Diaphragms Based on the Observed Behavior of Precast Concrete Parking Garages during the 1994 Northridge Earthquake," *PCI Journal*, V. 45, No. 1, Jan.-Feb., pp. 50-65.

Wyllie, L. A. Jr., 1987, "Structural Walls and Diaphragms— How They Function," *Building Structural Design Handbook*, R. N. White and C. G. Salmon, eds., John Wiley & Sons, Inc., New York, pp. 188-215.

Xanthakis, M., and Sozen, M. A., 1963, "An Experimental Study of Limit Design in Reinforced Concrete Flat Slabs," *Structural Research Series* No. 277, Civil Engineering Studies, University of Illinois, Urbana, IL, Dec., 159 pp.

Yamada, T.; Nanni, A.; and Endo, K., 1991, "Punching Shear Resistance of Flat Slabs: Influence of Reinforcement Type and Ratio," *ACI Structural Journal*, V. 88, No. 4, July-Aug., pp. 555-563.

Yoshioka, K., and Sekine, M., 1991, "Experimental Study of Prefabricated Beam-Column Subassemblages," *Design of Beam-Column Joints for Seismic Resistance*, SP-123, J. O. Jirsa, ed., American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 465-492.

Zhang, Y.; Klingner, R. E.; and Graves, H. L. III, 2001, "Seismic Response of Multiple-Anchor Connections to Concrete," *ACI Structural Journal*, V. 98, No. 6, Nov.-Dec., pp. 811-822.

Zhu, S., and Jirsa, J. O., 1983, "Study of Bond Deterioration in Reinforced Concrete Beam-Column Joints," PMFSEL *Report* No. 83-1, Department of Civil Engineering, University of Texas at Austin, Austin, TX, July.

Zia, P.; Preston, H. K.; Scott, N. L.; and Workman, E. B., 1979, "Estimating Prestress Losses," *Concrete International*, V. 1, No. 6, June, pp. 32-38.

Zia, P., and Hsu, T. T. C., 2004, "Design for Torsion and Shear in Prestressed Concrete Flexural Members," *PCI Journal*, V. 49, No. 3, May-June, pp. 34-38.

Documento en estudio

ANEXO A — INFORMACIÓN SOBRE LOS ACEROS DE LAS ARMADURAS

A.1 BARRAS DE ARMADURAS ESTÁNDAR DE LA ASTM

BARRA Nº DESIGNACIÓN ASTM	DIÁMETRO NOMINAL d_b		DIÁMETRO REAL mm	ÁREA NOMINAL mm²	MASA NOMINAL, kg/m
	pulg.	mm			
3	⅜"	10	9,5	71	0,560
4	½"	12	12,7	129	0,994
5	⅝"	16	15,9	199	1,552
6	¾"	20	19,1	284	2,235
7	⅞"	22	22,2	387	3,042
8	1"	25	25,4	510	3,973
9	1" ⅛	29	28,7	645	5,060
10	1" ¼	32	32,3	819	6,404
11	1" ⅜	36	35,8	1.006	7,907
14	1" ¾	43	43,0	1.452	11,38
18	2" ¼	57	57,3	2.581	20,24

A.2 BARRAS DE ARMADURAS COMERCIALES EN BOLIVIA

DIÁMETRO NOMINAL d_b mm	DIÁMETRO REAL mm	ÁREA NOMINAL mm²	MASA NOMINAL, kg/m
4,2	4,2	14,0	0,111
6	6,0	28,0	0,222
8	8,0	50,0	0,395
10	10,0	78,5	0,616
12	12,0	113,0	0,888
16	16,0	201,0	1,578
20	20,0	314,0	2,466
25	25,0	491,0	3,853
32	32,0	804,0	6,313

A.3 CABLES DE PRETENSADO ESTÁNDAR DE LA ASTM

TIPO	DIÁMETRO NOMINAL mm	ÁREA NOMINAL mm^2	MASA NOMINAL kg/m
Torón siete alambres (Grado250)	6,35	23,22	0,182
	7,94	37,42	0,294
	9,53	51,61	0,405
	11,11	69,68	0,548
	12,70	92,90	0,730
	15,24	139,35	1,094
Torón de siete alambres (Grado270)	9,53	54,84	0,432
	11,11	74,19	0,582
	12,70	98,71	0,775
	15,24	140,00	1,102
Alambre de pretensado	4,88	18,70	0,146
	4,98	19,40	0,149
	6,35	32,00	0,253
	7,01	39,00	0,298
Barras de pretensado (lisas)	19,00	284,00	2,230
	22,00	387,00	3,040
	25,00	503,00	3,970
	29,00	639,00	5,030
	32,00	794,00	6,210
	35,00	955,00	7,520
Barras de pretensado (corrugadas)	15,00	181,00	1,460
	20,00	271,00	2,220
	26,00	548,00	4,480
	32,00	806,00	6,540
	36,00	1.019,00	8,280

A.4 CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS DE LOS CABLES DE PRETENSADO

MATERIAL	GRADO O TIPO	DIÁMETRO (mm)	f_{pu} (MPa)	f_{py} (MPa)
Cables	Grado 250	6,35 a 15,24	1.725	0,85 · f_{pu} 0,90 · f_{pu} , para cables de baja relajación
	Grado 270	9,53 a 15,24	1.860	
Barras	Tipo 1, Lisas	19 a 35	1.035	0,85 · f_{pu}
	Tipo 2, conformadas	16 a 35	1.035	0,85 · f_{pu}

A.5 MALLAS ELECTROSOLDADAS DE ALAMBRE ESTÁNDAR DE LA ASTM

TAMAÑO ALAMBRE LISO	NÚMERO CORRUGADO	DIÁMETRO NOMINAL mm	MASA NOMINAL kg/m	A_s mm² por metro Espaciamiento centro a centro, mm						
				50	76	100	150	200	250	300
MW290	MD290	19,23	2,280	5.686	3.816	2.843	1.908	1.429	1.142	951
MW200	MD200	15,96	1,570	3.922	2.632	1.961	1.316	985	787	656
MW129	MD129	12,83	1,010	2.540	1.693	1.270	847	635	508	423
MW116	MD116	12,17	0,911	2.286	1.524	1.143	762	572	457	381
MW103	MD103	11,46	0,809	2.032	1.355	1.016	677	508	406	339
MW90	MD90	10,72	0,708	1.778	1.185	889	593	445	356	296
MW77	MD77	9,93	0,607	1.524	1.016	762	508	381	305	254
MW71	MD71	9,50	0,556	1.397	931	699	466	349	279	233
MW68		9,30	0,531	1.334	889	667	445	332	267	222
MW65	MD65	9,07	0,506	1.270	847	635	423	318	254	212
MW61		8,84	0,481	1.207	804	603	402	301	241	201
MW58	MD58	8,59	0,456	1.143	762	572	381	286	229	191
MW55		8,36	0,430	1.080	720	540	360	269	216	180
MW52	MD52	8,10	0,405	1.016	677	508	339	254	203	169
MW48		7,85	0,379	953	635	476	318	237	191	159
MW45	MD45	7,60	0,354	889	593	445	296	222	178	148
MW42		7,32	0,329	826	550	413	275	205	165	138
MW39	MD39	7,01	0,304	762	508	381	254	191	152	127
MW36		6,73	0,278	699	466	349	233	174	140	116
MW32	MD32	6,40	0,253	635	423	318	212	159	127	106
MW29		6,07	0,228	572	381	286	191	142	114	95,3
MW26	MD26	5,74	0,202	508	339	254	169	127	102	84,7
MW23		5,36	0,177	445	296	222	148	110	88,9	74,1
MW19		4,95	0,152	381	254	191	127	95,3	76,2	63,5
MW16		4,52	0,126	317	212	159	106	78,3	63,5	52,9
MW14		4,11	0,106	267	178	133	88,9	65,6	52,9	44,5
MW13		4,06	0,101	254	169	127	84,7	63,5	50,8	42,3
MW10		3,51	0,076	191	127	95,3	63,5	48,4	38,1	31,8
MW9		3,40	0,071	178	119	88,9	59,3	44,5	36,0	29,6

A.6 MALLAS ELECTROSOLDADAS DE ALAMBRE DE ACUERDO A LA NORMA NB 734

TIPO DE MALLA	Distancia entre barras, (cm)		Diámetro de las barras, (mm)		Sección de acero (cm^2/m)		Masa por m^2 (kg)
	Longitud transversal		Longitud transversal		Longitud transversal		
	S_1	S_t	d_1	d_t	S_1	S_t	
Mallas cuadradas $S_1 = S_t$							
ME 10 x 10 ϕ L 3 – 3	10	10	3	3	0,707	0,707	1,11
ME 15 x 15 ϕ L 3 – 3	15	15	3	3	0,471	0,471	0,74
ME 10 x 10 ϕ 4,2 – 4,2	10	10	4,2	4,2	1,385	1,385	2,17
ME 15 x 15 ϕ 4,2 – 4,2	15	15	4,2	4,2	0,924	0,924	1,45
ME 10 x 10 ϕ 5,3 – 5,3	10	10	5,3	5,3	2,206	2,206	3,46
ME 15 x 15 ϕ 5,3 – 5,3	15	15	5,3	5,3	1,471	1,471	2,31
ME 20 x 20 ϕ 5,3 – 5,3	20	20	5,3	5,3	1,103	1,103	1,73
ME 25 x 25 ϕ 5,3 – 5,3	25	25	5,3	5,3	0,882	0,882	1,38
ME 15 x 15 A ϕ 6 – 6	15	15	6	6	1,885	1,885	2,96
ME 10 x 10 ϕ 7,2 – 7,2	10	10	7,2	7,2	4,072	4,072	6,39
ME 15 x 15 ϕ 7,2 – 7,2	15	15	7,2	7,2	2,714	2,714	4,26
ME 20 x 20 ϕ 7,2 – 7,2	20	20	7,2	7,2	2,036	2,036	3,20
ME 25 x 25 ϕ 7,2 – 7,2	25	25	7,2	7,2	1,629	1,629	2,56
ME 15 x 15 A ϕ 8 – 8	15	15	8	8	3,351	3,351	5,26
ME 15 x 15 ϕ 8,9 – 8,9	15	15	8,9	8,9	4,147	4,147	6,51
ME 20 x 20 ϕ 8,9 – 8,9	20	20	8,9	8,9	3,111	3,111	4,88
ME 25 x 25 ϕ 8,9 – 8,9	25	25	8,9	8,9	2,488	2,488	3,91
ME 15 x 15 A ϕ 10 – 10	15	15	10	10	5,236	5,236	8,22
ME 20 x 20 ϕ 15,5 – 15,5	20	20	15,5	15,5	9,435	9,435	14,81
ME 25 x 25 ϕ 15,5 – 15,5	25	25	15,5	15,5	7,548	7,548	11,85
ME 15 x 15 A ϕ 12 – 12	15	15	12	12	7,540	7,540	11,84
Mallas rectangulares $S_1 < S_t$							
ME 15 x 30 ϕ L 3 – 3	15	30	3	3	0,471	0,236	0,55
ME 15 x 20 ϕ 4,2 – 4,2	15	20	4,2	4,2	0,924	0,693	1,27
ME 15 x 25 ϕ 5,3 – 4,2	15	25	5,3	4,2	1,471	0,554	1,59
ME 10 x 20 ϕ 5,3 – 4,2	10	20	5,3	4,2	2,206	0,693	2,28
ME 15 x 30 A ϕ 6 – 6	15	30	6	6	1,885	0,942	2,22
ME 15 x 25 ϕ 7,2 – 4,2	15	25	7,2	4,2	2,714	0,554	2,57
ME 10 x 20 ϕ 7,2 – 5,3	10	20	7,2	5,3	4,072	1,103	4,06
ME 15 x 30 A ϕ 8 – 8	15	30	8	8	3,351	1,676	3,95
ME 15 x 30 A ϕ 8 – 6	15	30	8	6	3,351	0,942	3,37
ME 15 x 30 ϕ 12 – 8,5	15	30	12	8,5	7,540	1,892	7,40
ME 15 x 30 ϕ 10 – 10	15	30	10	10	5,236	2,618	6,17
ME 10 x 30 ϕ 12 – 10	10	30	12	10	11,310	2,618	10,93
ME 10 x 30 ϕ 12 – 12	10	30	12	12	11,310	3,770	11,84
Mallas rectangulares $S_1 > S_t$							
ME 25 x 15 ϕ 4,2 – 5,3	25	15	4,2	5,3	0,554	1,471	1,59
ME 25 x 15 ϕ 4,2 – 7,2	25	15	4,2	7,2	0,554	2,714	2,57
ME 20 x 15 ϕ 4,2 – 4,2	20	15	4,2	4,2	0,693	0,924	1,27
ME 20 x 10 ϕ 4,2 – 5,3	20	10	4,2	5,3	0,693	2,206	2,28
ME 20 x 10 ϕ 5,3 – 7,2	20	10	5,3	7,2	1,103	4,072	4,06

ANEXO B — PÉRDIDAS DE PRETENSADO

B.1 ALCANCE

B.1.1 Generalidades

Las pérdidas de pretensado establecidas en 20.3.2.6 pueden ser calculadas de acuerdo a las disposiciones del presente anexo.

Para el caso de los valores de retracción y fluencia lenta especificados aquí y en los Artículos B.4 y B.5 se deberán utilizar para determinar los efectos de la retracción y la fluencia lenta sobre la pérdida de fuerza de pretensado en las estructuras de hormigón pretensado. Estos valores juntamente con el momento de inercia, según lo especificado en el Artículo 9.5, de la presente Norma, se pueden utilizar para determinar los efectos de la retracción y la fluencia lenta sobre las deflexiones. Si no hay datos disponibles específicos para la mezcla, la retracción y la fluencia lenta se pueden estimar utilizando los requisitos de:

- Los Artículos A.6 y A.7, de la presente Norma
- El código PCI
- El Código Modelo CEB-FIP, o
- ACI 209.

B.1.2 Aplicación a los tipos estructurales

La aplicación del presenta capítulo puede realizarse a elementos estructurales compuestas, como se describe en B.1.3, a elementos prefabricados, pre-tesados, no compuestos como se describe en B.1.4 y a elementos estructurales no compuestos o simples, pos-tesados, como se describe en B.1.5.

La aplicación de las pérdidas instantáneas de pretensado, descritas en B.3 son aplicables a todos los casos. Las pérdidas dependientes del tiempo, descritas en B.6 y B.7dependen si la aplicación del pretensado se ejecuta con solo el peso propio de una viga o vigueta y posteriormente se vaciará una losa en la parte superior, completando el elemento estructural compuesto o que esta estructura no contemple esa segunda fase y la viga sea la que resise todas las cargas permanentes y variables.

B.1.3 Elementos pretensados, compuestos, con losa superior

Este tipo de elementos compuestos por vigas o viguetas fabricadas previamente, y una losa superior vaciada en el sitio después que transcurrió un

RB.1 ALCANCE

RB.1.2 Generalidades

Para preparar este anexo se tomó las prescripciones del Reglamento AASHTO de diseño de puentes por el método LRFD de 2017, 8ª edición, debido a que es un reglamento con la misma filosofía de la seguridad de ACI 318 y de la presente Norma Boliviana del Hormigón Estructural NB 1225001.

Las referencias establecidas para ACI 318, respecto a las pérdidas de pretensado, se encuentran en los comités ACI-209 y el ACI-423, pero no son de la precisión y claridad de los desarrollos de AASHTO.

RB.1.3

Aplicación a los tipos estructurales

(*SIN COMENTARIOS*)

RB.1.3 Elementos pretensados, compuestos, con losa superior

Son típicas en el caso de construcciones con viguetas Te invertidas (véase figura *R.B.1.3-1*) y

Documento en estudio

periodo de tiempo, por lo tanto, las pérdidas dependientes se encuentran afectadas por una cara de pretensado, en presencia del peso propio de la viga, únicamente y, después de transcurrido un tiempo, en obra, se vacía una losa superior, de hormigón, que modifica las características de la sección y el comportamiento de las pérdidas dependientes del tiempo. Para el cálculo de las pérdidas dependientes del tiempo, en estas estructuras se aplica las disposiciones descritas en B.6 y B.7

con vigas I, prefabricadas, pos-tesadas, con losa superior, (véase figura *R.B.1.3-2*)

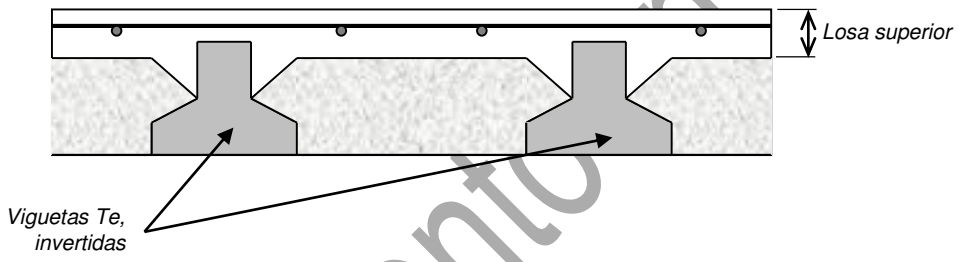


Figura R.B.1.3-1.- Losa construida con viguetas pretensadas y posterior vaciado de una losa superior.

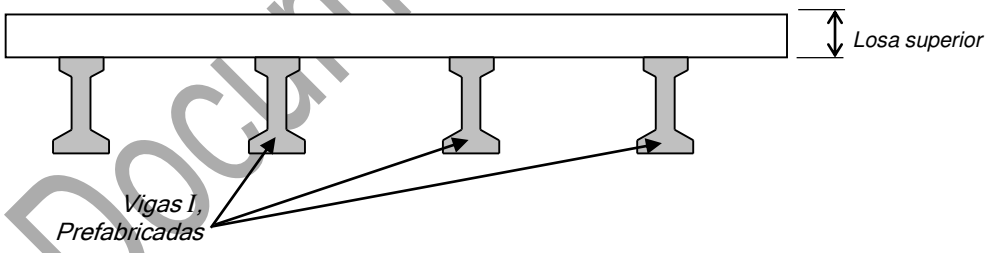


Figura R.B.1.3-2.- Losa construida con vigas prefabricadas, pre-tesadas o pos tesadas, y posterior vaciado de una losa superior.

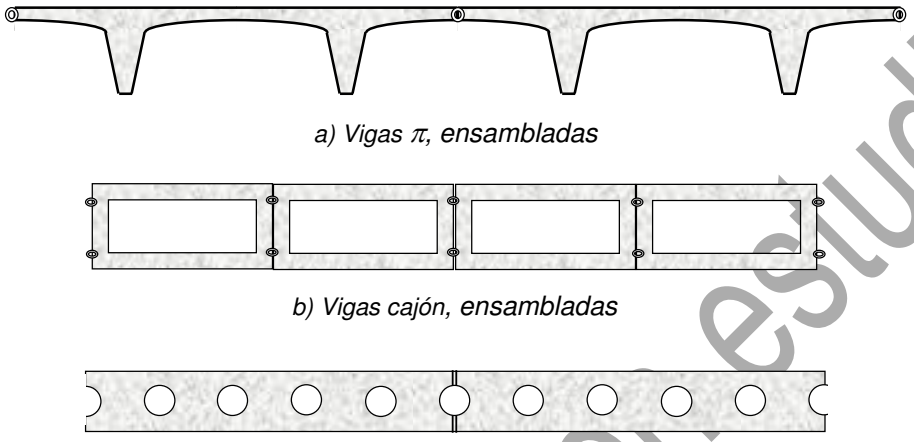
B.1.4 Elementos prefabricados pre-tesados sin losa superior

Para los elementos prefabricados, pre-tesados, sin losa superior se aplicarán las ecuaciones presentadas en el artículo B.6 deben ser tomados para el cálculo de los elementos estructurales simples y los valores del periodo de tiempo hasta el vaciado de la losa superior (que ahora no existe) en las ecuaciones de B.7, pueden ser tomados como el tiempo entre el pre-tesado y su instalación en obra. El área de la sección transversal de la losa superior, A_d, para esta aplicación, será tomada como; $A_d = 0$

RB.1.4 Elementos prefabricados pre-tesados sin losa superior

Estas estructuras pueden ser de diversas formas, como ejemplos se pueden tener como los que se muestran en la figura RB-1-4.

Documento en estudio



a) Vigas π, ensambladas

b) Vigas cajón, ensambladas

c) Losa multicelular

Figura RB.1.4.- Losas prefabricadas, pre-tesadas sin losa superior.

Documento en estudio

B.1.5 Elementos pos-tesados sin losa superior

Para estructuras pos-tesadas, sin losa superior y con cables adheridos por inyección de lechada de cemento, se calculará de acuerdo a las instrucciones de B.6 y B.7, solamente que haciendo que en el primer paréntesis de la acusación A-6 sea tomada como:

$$(\Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR1})_{id} = 0$$

RB. Elementos pos-tesados sin losa superior

Los casos de elementos pos-tesados son frecuentes en edificios, con losas llenas o casetonadas, donde se da espacio para el recorrido de cables y se obtienen superficies grandes y por tanto, espesores mayores, que en el caso anterior, de unos 300 mm o más.

B.2 PÉRDIDAS DE PRETENSADO

En lugar de un análisis más detallado, las pérdidas de pretensado en elementos construidos y pretensados en una sola etapa, respecto de la tensión inmediatamente antes de la transferencia, se pueden tomar como:

• En elementos pre-tesados

$$\Delta f_{pT} = \Delta f_{pES} + \Delta f_{pLT}$$

• En elementos pos-tesados

$$\Delta f_{pT} = \Delta f_{pES} + \Delta f_{pF} + \Delta f_{pA} + \Delta f_{pLT}$$

donde:

Δf_{pT} = pérdida total (MPa)

Δf_{pES} = pérdida por acortamiento elástico (MPa)

Δf_{pF} = pérdida por fricción (MPa)

Δf_{pA} = pérdida por hundimiento de los anclajes (MPa)

Δf_{pLT} = pérdida total, dependiente del tiempo, en el acero de pretensado (MPa), (A.6 y A.7)

RB.2 PÉRDIDAS DE PRETENSADO

Para estimar con precisión la pérdida de pretensado total es necesario reconocer que las pérdidas dependientes del tiempo debidas a la retracción y la fluencia lenta del hormigón y la relajación del acero, son interdependientes entre sí. Si fuera necesario, las pérdidas de pretensado se deberían calcular rigurosamente de acuerdo con un método avalado por datos de ensayos. Sin embargo, durante la etapa de diseño pocas veces se requiere un gran refinamiento y algunas veces ni siquiera es posible realizar un análisis preciso, ya que muchos de los factores determinantes aún no son conocidos o escapa al control del Diseñador.

Las pérdidas por hundimiento de los anclajes, fricción y acortamiento elástico son instantáneas, mientras que las pérdidas por fluencia lenta, retracción y relajación dependen del tiempo.

Este artículo ha sido revisado en base a los resultados de nuevas investigaciones analíticas. El uso del pretensado parcial exige modificar los enfoques existentes. Estimar las pérdidas para hor-

$\Delta f_{pLT} = \Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR}$

Δf_{pSR} = pérdida por retracción del hormigón (MPa)

Δf_{pCR} = pérdida por fluencia lenta del hormigón (MPa)

Δf_{pR} = pérdida por relajación del acero, (MPa)

Para los elementos pos-tesados se debería considerar una pérdida de fuerza en los cables dentro de los equipos de pretensado, de acuerdo con lo indicado por las tensiones leídas en los instrumentos de medición.

migón parcialmente pretensado es análogo a estimar las pérdidas para hormigón totalmente pretensado en que:

- Las pérdidas de pretensado, instantáneas, tales como las debidas a fricción, hundimiento de los anclajes y acortamiento elástico, se pueden calcular exactamente como si se tratara de elementos totalmente pretensados.
- La tensión media en el hormigón de un elemento parcialmente pretensado generalmente es menor que en un elemento totalmente pretensado. Por lo tanto, la pérdida de pretensado debida a fluencia lenta también será menor.
- Si el acero de pretensado estuviera tesado a la misma tensión de tracción inicial que en el caso del hormigón totalmente pretensado, la pérdida por relajación sería la misma. Sin embargo, debido a que la pérdida por fluencia lenta es menor en los elementos parcialmente pretensados y debido a que la pérdida por fluencia lenta afecta la pérdida por relajación, en los elementos de hormigón parcialmente pretensados la pérdida por relajación es ligeramente mayor que en los elementos de hormigón totalmente pretensado.
- A igualdad de todos los demás factores, la pérdida de pretensado debida a la retracción del hormigón debería ser igual para ambos casos.
- La presencia de una importante cantidad de armadura no pretensada, afecta la redistribución de tensiones en la sección provocada por la fluencia lenta del hormigón, y generalmente las pérdidas de pretensado, resultantes, son menores.
- Debido a que un elemento de hormigón parcialmente pretensado se puede fisurar bajo carga permanente, la pérdida de pretensado del acero se puede equilibrar en gran medida por el aumento de tensión en el acero en el momento de la fisuración.

B.3 PÉRDIDAS INSTANTÁNEAS

B.3.1 Generalidades

Las pérdidas instantáneas que se producen al aplicar la carga de pretensado son:

$$\Delta f_{pIN} = \Delta f_{pES} + \Delta f_{pF} + \Delta f_{pA}$$

donde:

Δf_{pF} = pérdida por fricción (MPa), (B.3.2)

Δf_{pA} = pérdida por hundimiento de los anclajes (MPa), (B.3.3)

RB.3 PÉRDIDAS INSTANTÁNEAS

RB.3.1 Generalidades

(*SIN COMENTARIOS*)

Documento en estudio

Δf_{pES} = pérdida por acortamiento elástico (MPa) (B.3.4)

B.3.2 Fricción

B.3.2.1 Elementos Pre-tesados

Para los cables de pretensado deformados se deberán considerar las pérdidas que pueden ocurrir en los dispositivos de fijación.

B.3.2.2 Elementos Pos-tesados

Las pérdidas por fricción, Δf_{pF}, entre los cables de pretensado, internos y la pared de la vaina se pueden tomar como:

$$\Delta f_{pF} = f_{pi}\left[1 - e^{-(Kx + \mu_p \alpha_{px})}\right] \qquad \text{(B.3.2.2-1)}$$

Cuando: $\left(K\ell_{px} + \mu_p \alpha_{px}\right) \leq 0{,}3$

puede calcularse por medio de:

$$\Delta f_{pF} = f_{pi}\left(1 + Kx + \mu_p \alpha_{px}\right)^{-1} \qquad \text{(B.3.2.2-2)}$$

donde:

f_{pi} = tensión en el acero de pretensado en el momento del tesado (MPa)

x = longitud de un cable de pretensado desde el extremo del gato de tesado hasta cualquier punto considerado (mm)

K = coeficiente de fricción por desviación de la vaina de pretensado (por mm de cable)

μ_p = coeficiente de fricción

α_{px} = sumatoria de los valores absolutos de la variación angular del trazado del acero de pretensado entre el extremo del gato de tesado, o entre el extremo del gato de tesado más próximo si el tesado se realiza igualmente en ambos extremos, y el punto investigado (radianes)

e = base de los logaritmos neperianos

Los valores de K y μ se deberían basar en datos experimentales correspondientes a los materiales especificados, y deberán ser incluidos en la documentación técnica. En ausencia de estos datos, se puede utilizar un valor comprendido dentro de los rangos de K y μ_p especificados en la Tabla B.3.2.2.

RB.3.2 Fricción

RB.3.2.1 Elementos Pre-tesados

(*SIN COMENTARIOS*)

RB.3.2.2 Elementos Pos-tesados

Si hay grandes discrepancias entre los alargamientos medidos y los alargamientos calculados será necesario realizar ensayos de fricción in situ.

Para los elementos esbeltos el valor de x se puede tomar como la proyección del cable sobre el eje longitudinal del elemento. Para los cables de 12 torones se puede utilizar un coeficiente de fricción de 0,25. Para cables y vainas de mayor tamaño se puede utilizar un coeficiente menor.

α_v y α_h se pueden tomar como la sumatoria de los valores absolutos de las variaciones angulares en la longitud x de la proyección del cable en los planos vertical y horizontal, respectivamente. Como una primera aproximación, α se puede tomar como la suma escalar de α_v y α_h. Pero si los desarrollos del cable en elevación y planta son parabólicos o circulares, α se puede calcular como:

$$\alpha = \sqrt{\alpha_v^2 + \alpha_h^2} \qquad \text{(RB.3.2.2-1)}$$

Si los desarrollos del cable en elevación y planta son curvas generalizadas, el cable se puede dividir en pequeños intervalos para luego aplicar la expresión anterior a cada tramo de manera que:

$$\alpha = \sum \Delta\alpha = \sum \sqrt{\Delta\alpha_v^2 + \Delta\alpha_h^2} \qquad \text{(RB.3.2.2-2)}$$

A modo de aproximación, el cable se puede reemplazar por una serie de cuerdas que conectan puntos nodales. Las variaciones angulares, $\Delta\alpha_v$ y $\Delta\alpha_h$, de cada cuerda se pueden obtener en base a la pendiente en su desarrollo en planta y elevación.

Documento en estudio

Para cables confinados a un plano vertical, α se deberá tomar como la sumatoria de los valores absolutos de las variaciones angulares en la longitud *x*.

Para los cables curvados en tres dimensiones, la variación angular tridimensional total α se deberá obtener sumando vectorialmente la variación angular vertical total, α_v, más la variación angular horizontal total, α_h.

Tabla B.3.2.2– Coeficientes de fricción para cables de pos-tesado

TIPO DE ACERO	TIPO DE VAINA	K por mm	μ_p por radián
Alambres o cables	Vaina rígida y semirrígida de metal galvanizado	$6{,}6 \cdot 10^{-7}$	0,15 – 0,25
	Polietileno	$6{,}6 \cdot 10^{-7}$	0.23
	Desviadores de tubería de acero rígida para cables externos	$6{,}6 \cdot 10^{-7}$	0.25
Cables no adherentes	Vaina de metal galvanizado	$6{,}6 \cdot 10^{-7}$	0.30

B.3.3 Hundimiento de los anclajes

La magnitud del hundimiento de los anclajes será el valor mayor entre la requerida para controlar la tensión en el acero de pretensado en el momento de la transferencia o la recomendada por el fabricante de los anclajes. La magnitud del hundimiento supuesta para el diseño y utilizada para calcular la pérdida deberá ser indicada en la documentación técnica y verificada durante la construcción.

Para el cálculo de la pérdida por hundimiento de anclaje $\Delta \boldsymbol{f_{pA}}$, en elementos pos-tesados, el profesional responsable del diseño estructural deberá tomar en cuenta los mismos parámetros que usó en el cálculo de la pérdida por fricción.

RB.3.3 Hundimiento de los anclajes

La pérdida por hundimiento de los anclajes es provocada por el movimiento del cable antes del asiento de las cuñas o el dispositivo de agarre del anclaje. La magnitud del hundimiento de anclaje mínimo depende del sistema de pretensado utilizado. Esta pérdida ocurre antes de la transferencia, y es responsable de la mayor parte de la diferencia entre la tensión de tesado y la tensión en el momento de la transferencia. Debido a la fricción, la pérdida debida al hundimiento de los anclajes puede afectar sólo una parte del elemento pretensado.

B.3.4 Acortamiento Elástico

RB.3.4

B.3.4.1 Elementos Pre-tesados

RB.3.4.1 Elementos Pre-tesados

En los elementos pretensados la pérdida por acortamiento elástico, $\Delta \boldsymbol{f_{pES}}$ se tomará como:

$$\Delta f_{pES} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cgp} \qquad \text{(B.3.4-1)}$$

donde:

f_{cgp} = sumatoria de las tensiones del hormigón en el centro de gravedad de los cables de pretensado debidas a la fuerza de pretensado en el momento de la transferencia y al peso propio del elemento en las secciones de máximo momento (MPa)

E_p = módulo de elasticidad del acero de pretensado (MPa)

En el cálculo de $\boldsymbol{f_{cgp}}$, utilizando propiedades de la sección bruta (o neta), puede ser necesario realizar un cálculo separado para cada deformación elástica diferentes a ser incluidos. Para los efectos combinados de pretensado inicial y el peso del elemento, se utiliza una estimación inicial de pretensado después de la transferencia. El valor del pretensado podrá ser asumido como el 90%, del pretensado inicial, antes de la transferencia y realizar un análisis iterativo hasta lograr una exactitud aceptable. Para evitar la iteración en conjunto, la ecuación (B.3.4-1) puede utilizarse para la sección inicial.

Cuando se usa la sección homogeneizada los cables de pretensado y el hormigón, se tratan en conjunto como una sección compuesta en la que

Documento en estudio

E_{ci} = módulo de elasticidad del hormigón en el momento de la transferencia (MPa)

Para los elementos pretensados de diseño habitual, $\boldsymbol{f_{cgp}}$ se puede calcular suponiendo en el acero de pretensado una tensión igual a **0,65** $\boldsymbol{f_{pu}}$ para cables aliviados de tensiones y barras de alta resistencia o igual a **0,70** $\boldsymbol{f_{pu}}$ para cables de baja relajación.

Para los elementos de diseño no habitual se deberían utilizar métodos más precisos avalados por la experiencia o investigaciones teóricas.

B.3.4.2 Elementos Pos-tesados

En los elementos pos-tesados, a excepción de los sistemas de losa, la pérdida por acortamiento elástico, $\Delta\boldsymbol{f_{pES}}$ se puede tomar como:

$$\Delta f_{pES} = \frac{N - 1}{2\,N}\,\frac{E_p}{E_{ci}}\,f_{cgp} \qquad \text{(B.3.4-2)}$$

donde:

N = número de cables de pos-tesado, idénticos.

f_{cgp} = sumatoria de las tensiones del hormigón en el centro de gravedad de los cables de pretensado debidas a la fuerza de pretensado en el momento de la transferencia y al peso propio del elemento en las secciones de máximo momento (MPa)

tanto el hormigón y el cable pretensado son igualmente comprimidas por una fuerza de pretensado concebida como una carga ficticia externa aplicada en el nivel del baricentro de los cables.

En los elementos pre-tesados la pérdida por acortamiento elástico se puede determinar utilizando la siguiente expresión alternativa:

$$\Delta f_{pES} = \frac{A_{ps}\,f_{pbt}\left(I_g + e_m^2\,A_g\right) - e_m\,M_g\,A_g}{A_{ps}\left(I_g + e_m^2\,A_g\right) + \dfrac{A_g\,I_g\,E_{ci}}{E_p}} \qquad \text{(RB.3.4-1)}$$

donde:

A_{ps} = área del acero de pretensado (mm^2)

A_g = área bruta de la sección (mm^2)

E_{ci} = módulo de elasticidad del hormigón en el momento de la transferencia (MPa)

E_p = módulo de elasticidad de los cables de pretensado (MPa)

e_m = excentricidad promedio en la mitad del tramo (mm)

f_{pbt} = tensión en el acero de pretensado inmediatamente antes de la transferencia como se especifica en el artículo 18.5 (MPa)

I_g = momento de inercia de la sección bruta de hormigón (mm^4)

M_g = momento en la mitad del tramo debido al peso propio del elemento (N·mm)

Para los elementos de diseño no habitual se deberían utilizar métodos más precisos avalados por la experiencia o investigaciones teóricas.

RB.3.4.2 Elementos Pos-tesados

En los elementos pos-tesados, a excepción de los sistemas de losa, la pérdida por acortamiento elástico se puede determinar utilizando la siguiente expresión alternativa:

$$\Delta f_{pES} = \frac{N-1}{2\,N}\,\frac{A_{ps}\,f_{pbt}\left(I_g + e_m^2\,A_g\right) - e_m\,M_g\,A_g}{A_{ps}\left(I_g + e_m^2\,A_g\right) + \dfrac{A_g\,I_g\,E_{ci}}{E_p}} \qquad \text{(RB.3.4-2)}$$

donde:

N = número de cables de pretensado idénticos

Para las estructuras pos-tesadas con cables adherentes, Δf_{pES} se puede calcular en la sección

Documento en estudio

Los valores de f_{cgp} se pueden calcular usando una tensión del acero reducida por debajo del valor inicial en un margen que depende de los efectos del acortamiento elástico, la relajación y la fricción.

Para las estructuras pos-tesadas con cables adherentes, f_{cgp} se puede tomar en la sección central del tramo o, en el caso de construcciones continuas, en la sección de máximo momento.

Para las estructuras pos-tesadas con cables no adherentes, f_{cgp} se puede calcular como la tensión en el baricentro del acero de pretensado promediada sobre la longitud del elemento.

Para los sistemas de losa, el valor de Δf_{pES} se puede tomar como 25 % del valor obtenido de la ecuación (B.3.4-2).

B.4 ESTIMACIÓN APROXIMADA DE LAS PÉRDIDAS DEPENDIENTES DEL TIEMPO

B.4.1 Requisitos Generales

Para estructuras prefabricadas normales, elementos pre-tesados sujetos a carga y condiciones ambientales normales, donde:

- Elementos estructúrale fabricados con hormigón de peso normal,
- El hormigón es curado a vapor o en ambiente húmedo.
- El pre-tesado ejecutado con barras o alambres de baja relajación o normal relajación,
- Las condiciones de exposición y de temperaturas del lugar son intermedias.

La pérdida de pretensado a largo plazo, Δf_{pLT}, debido a la fluencia y a la retracción del hormigón y la relajación del acero deberá calcularse utilizando la siguiente fórmula:

$$\Delta f_{pLT} = 10{,}0 \frac{f_{pi} A_{ps}}{A_g} k_h \; k_f + 82{,}7 \, k_h \, k_f + \Delta f_{pR} \qquad \text{(B.4.1-1)}$$

central del tramo o, en el caso de construcciones continuas, en la sección de máximo momento.

Para las estructuras pos-tesadas con cables no adherentes, Δf_{pES} se puede calcular utilizando la excentricidad del acero de pretensado promediada sobre la longitud del elemento.

Para los sistemas de losa, el valor de Δf_{pES} se puede tomar como 25 por ciento del valor obtenido de la ecuación (RB.3.4-2).

Para las construcciones pos-tesadas, las pérdidas Δf_{pES} se pueden reducir por debajo de lo indicado por la ecuación (B.3.4-2) aplicando procedimientos de tesado adecuados, tales como tesado por etapas y retesado.

Si se utilizan cables con diferente número de cables por cable, N se puede calcular como:

$$N = N_1 + N_2 \frac{A_{sp2}}{A_{sp1}} \qquad \text{(RB.3.4-3)}$$

donde:

N_1 = número de cables en el grupo mayor

N_2 = número de cables en el grupo menor

A_{sp1} = área transversal de un cable en el grupo mayor (mm²)

A_{sp2} = área transversal de un cable en el grupo menor (mm²)

RB.4 ESTIMACIÓN APROXIMADA DE LAS PÉRDIDAS DEPENDIENTES DEL TIEMPO

Las estimaciones aproximadas de pérdidas de pretensado dependiente del tiempo en la ecuación (B.4.1-1) sirven para secciones compuestos, con losa superior solamente. Las pérdidas en la ecuación A-5 se derivaron como aproximaciones de los términos en el método refinado para una amplia gama de elementos estándar prefabricados pretensados de hormigón vigas I y vigas invertidas T. Los elementos utilizados, el nivel de pretensado era tal que la tensión de servició de tracción del hormigón, se encontraban cerca del límite máximo. Además, se asume, en el desarrollo del método aproximado, que los momentos por carga viva son alrededor de un tercio de los momentos de carga total, lo que es razonable para vigas I y vigas invertidas T y conservadoras para cajones no compuestos y losas celulares.

El método aproximado no puede usarse para los elementos de formas poco comunes, es decir, tener relaciones de V/S muy diferentes de 90 mm, nivel de pretensado, o vaciado en sitio.

Documento en estudio

Donde:

Δf_{pLT} =pérdida total, dependiente del tiempo, en el acero de pretensado (MPa)

f_{pi} = tensión en el acero de pretensado en el momento del tesado (MPa)

A_{ps}= área de acero pretensado en la zona de tracción por flexión, (mm^2)

A_g = Área bruta de la sección de hormigón, (mm^2)

Δf_{pR} =pérdida debida a la relajación del acero se pueden tomar los valores siguientes:

Δf_{pR}= *16,5* (MPa) para cables de baja relajación,

Δf_{pR}= *68,9* (MPa) para cables aliviados de tensiones,

k_h = factor de corrección debido a la humedad relativa del ambiente (%)

$$k_h = 1{,}7 - 0{,}01\,H$$

k_f = factor de corrección debido al valor de la resistencia especificada del hormigón, al momento de la transferencia del pretensado al elemento estructural,

$$k_f = \frac{34{,}5}{6{,}9 + f'_{ci}}$$

H = Humedad relativa (%) ambiente, media anual, expresada en porcentaje de la zona donde se encuentre la estructura

Para vigas y otras estructuras fabricadas compuestas con losas, las pérdidas dependientes del tiempo resultado de la fluencia y a la retracción del hormigón y la relajación del acero serán determinadas mediante los métodos descritos en B.5 lo mismo que para elementos estructurales de dimensiones inusuales.

Las pérdidas, debidas a acortamiento elástico, que se produzcan al momento de la transferencia serán sumadas a las pérdidas dependientes del tiempo.

B.5 ESTIMACIONES REFINADAS DE LAS PÉRDIDAS DEPENDIENTES DEL TIEMPO

B.5.1 Requisitos Generales

Se pueden obtener valores más precisos de las pérdidas por fluencia lenta, retracción y relajación que las especificadas en el artículo B-4, de acuerdo con los requisitos del presente artículo para el caso de elementos pretensados con:

El primer término en la ecuación (B.4.1-1) corresponde a las pérdidas por fluencia lenta, el segundo término a las pérdidas de la retracción y el tercero a las pérdidas de la relajación.

El comentario del artículo 5.9.3.4.2, también da una alternativa para la predicción de la pérdida por relajación

RB.5 ESTIMACIONES REFINADAS DE LAS PÉRDIDAS DEPENDIENTES DEL TIEMPO

RB.5.1 Requisitos Generales

La retracción y la fluencia lenta del hormigón son propiedades variables que dependen de diversos factores, algunos de los cuales pueden ser desconocidos en el momento del diseño.

Estimando las pérdidas provocadas por cada uno de los efectos dependientes del tiempo, tales

Documento en estudio

- Elementos estructúrales fabricados con hormigón de peso normal,
- El hormigón es curado a vapor o en ambiente húmedo.
- El pretensado ejecutado con barras o alambres de baja relajación o normal relajación,
- Las condiciones de exposición y de temperaturas del lugar son intermedias.

B.5.2 Pérdidas dependientes del tiempo

Las pérdidas de pretensado, Δf_{pLT} dependientes del tiempo, se expresan de acuerdo a la ecuación A-6, que contiene 2 términos compuestos, para cada una de las 2 fases descritas más arriba:

$$\Delta f_{pLT} = (\Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR1})_{id} + (\Delta f_{pSD} + \Delta f_{pCD} + \Delta f_{pR2} - \Delta f_{pSS})_{df} \quad \text{(B.5.2-1)}$$

donde:

Δf_{pLT} = pérdida total, dependiente del tiempo, en el acero de pretensado (MPa)

Δf_{pSR} = pérdida por retracción del hormigón (MPa)

Δf_{pCR} = pérdida por fluencia lenta del hormigón (MPa)

Δf_{pR1} = pérdida por relajación del acero, de la viga entre la transferencia y el vaciado de la losa superior (MPa)

Δf_{pSD} = pérdida por retracción del hormigón, de la viga después del vaciado de la losa superior, hasta el final (MPa)

Δf_{pCD} = pérdida por fluencia lenta del hormigón, de la viga después del vaciado de la losa superior, hasta el final (MPa)

Δf_{Pr2} = pérdida por relajación del acero, de la viga después del vaciado de la losa superior, hasta el final (MPa)

Δf_{pSS} = ganancia de tensión por retracción del hormigón de la losa superior en la sección compuesta, (MPa)

El primer término de la ecuación representa las pérdidas que se producen desde el momento del tesado hasta el vaciado de la losa superior, por lo que los tiempos se toman de esa manera, hasta el momento del vaciado del complemento estructural superior.

El segundo término representa las pérdidas que se producen desde el momento del vaciado de la losa superior hasta el infinito, en el cual se incluyen las 3 pérdidas y se incluye un cuarto término, que es el efecto favorable que produce la retracción de la losa.

como fluencia lenta, retracción o relajación, se puede obtener una mejor estimación de las pérdidas totales que los valores dados en B.4

RB.5.2 Pérdidas dependientes del tiempo

(SIN COMENTARIO)

Documento en estudio

B.5.3 Coeficiente para la Fluencia Lenta y la Retracción del hormigón

B.5.3.1 Coeficiente para la Retracción

Para los hormigones curados en ambiente húmedo, libres de agregados con tendencia a la retracción, la deformación específica debida a la retracción, ε_{sh}, en el tiempo *t* se puede tomar como:

$$\varepsilon_{sh} = 0{,}00048\, k_s\, k_{hs}\, k_f\, k_{td} \qquad \text{(B.5.3-1)}$$

donde:

k_s = factor de tamaño especificado en la figura B.5.3.1-1 o la ecuación (B.5.3-2)

k_{hs} = factor de humedad, ecuación (B.5.3-3)

k_f = factor del efecto de la calidad del hormigón, ecuación (B.5.3-4)

k_{td} = factor del efecto de desarrollo en el tiempo, ecuaciones (B.5.3-5)

$$k_s = \frac{\frac{t}{26\, e^{0{,}0142\,(V/S)} + t}}{\frac{t}{45{,}0 + t}} \left[\frac{1.064{,}0 - 3{,}7\,(V/S)}{923{,}0}\right] \qquad \text{(B.5.3-2)}$$

$$k_{hs} = 2{,}0 - 0{,}014\, H \qquad \text{(B.5.3-3)}$$

$$k_f = \frac{34{,}5}{6{,}9 + f'_{ci}} \qquad \text{(B.5.3-4)}$$

$$k_{td} = \frac{t}{61{,}0 - 5{,}8\, f'_{ci} + t} \qquad \text{(B.5.3-5)}$$

Donde,

V/S = Relación entre el volumen de la viga y la superficie expuesta a la intemperie, en mm.

t = Madurez del hormigón (días), definida como la edad del hormigón entre el final del curado y el tiempo que se considera para el análisis de los efectos de la retracción.

H = Humedad relativa (%) ambiente, media anual, expresada en porcentaje de la zona donde se encuentre la estructura, (Véase la figura B.5.3.2-2 o la tabla 5.3)

f'_{ci} = Resistencia del hormigón al momento de la aplicación de la carga (MPa)

Si el hormigón curado en húmedo se expone a secado antes de transcurridos cinco días de curado, la retracción determinada mediante la ecuación (B.5.3-1) se debería incrementar un 20%.

RB.3 Coeficiente para la Fluencia Lenta y la Retracción del hormigón

RB.3.1 Coeficiente para la Retracción

La retracción del hormigón puede variar considerablemente, desde retracción nula si el hormigón está continuamente inmerso en agua hasta retracción de más de 0,0008 en el caso de secciones delgadas construidas con agregados de alta retracción y secciones que no se curan adecuadamente.

La retracción se ve afectada por:

- Las características y proporciones los agregados,
- La humedad media en el sitio de emplazamiento del puente,
- La relación agua-cemento,
- El tipo de curado,
- La relación volumen-área superficial del elemento, y
- La duración del período de curado.

La retracción en los elementos de hormigón de grandes dimensiones puede ser considerablemente menor que la determinada en laboratorio ensayando pequeñas probetas preparadas con el mismo hormigón. Los efectos restrictivos de las armaduras y la acción compuesta con otros elementos del puente tienden a reducir las variaciones dimensionales en algunos componentes.

Documento en estudio

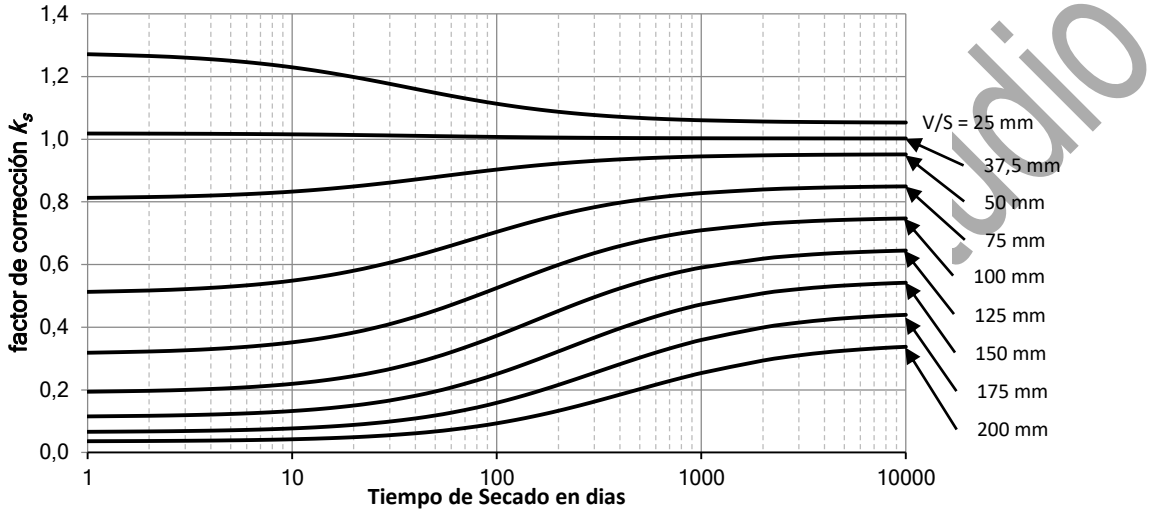


Figura B.5.3.1-1.- Factor k_s para diferentes relaciones volumen-superficie

B.5.3.2 Coeficiente para la Fluencia Lenta

El coeficiente de fluencia lenta se puede tomar como:

$$\psi_b\,(t\,,t_i)\;=\;1{,}9\,k_c\,k_{hc}\,k_f\,k_{td}\,t_i^{\,-0{,}118} \qquad \text{(B.5.3-6)}$$

donde:

k_c = factor de tamaño especificado en la Figura B.5.3.2-1 o la ecuación (B.5.3-7)

k_{hc} = factor de humedad, ecuación (B.5.3-8)

k_f = factor del efecto de la calidad del hormigón, ecuación (B.5.3-9)

k_{td} = factor del efecto de desarrollo en el tiempo, ecuaciones (B.5.3-10)

t_i = edad del hormigón cuando se aplica inicialmente la carga (días)

$$k_c\;=\;\frac{\dfrac{t}{26\,e^{0{,}0142\,(V/S)}+t}}{\dfrac{t}{45{,}0+t}}\left[\frac{1{,}801{,}77\,e^{-0{,}0213\,(V/S)}}{2{,}587}\right] \qquad \text{(B.5.3-7)}$$

$$k_{hc}\;=\;1{,}56\;-\;0{,}008\,H \qquad \text{(B.5.3-8)}$$

$$k_f\;=\;\frac{34{,}5}{6{,}9\;+\;f'_{ci}} \qquad \text{(B.5.3-9)}$$

$$k_{td}\;=\;\frac{t}{61{,}0\;-\;5{,}8\,f'_{ci}\;+\;t} \qquad \text{(B.5.3-10)}$$

En las expresiones anteriores se usan los factores siguientes:

V/S = Relación entre el volumen de la viga y la superficie expuesta a la intemperie, en mm.

t = madurez del hormigón (días), definida como el tiempo entre la aplicación de la carga para

RB.5.3.2 Coeficiente para la Fluencia Lenta

Estos métodos se basan en la recomendación del Comité ACI 209, modificada para reflejar datos adicionales recientemente publicados. Otras referencias aplicables incluyen los trabajos de Rusch et al. (1983), Bazant y Wittman (1982), y Ghali y Favre (1986).

El coeficiente de fluencia lenta se aplica a la deformación por compresión provocada por cargas permanentes con el objetivo de obtener la deformación debida a la fluencia lenta.

La fluencia lenta se ve afectada por los mismos factores que afectan la retracción, y además por:

- La magnitud y duración de las cargas,
- La madurez del hormigón en el momento de aplicación de las cargas, y
- La temperatura del hormigón.

Generalmente el acortamiento del hormigón por fluencia lenta bajo cargas permanentes está comprendido entre 1,5 y 4,0 veces el acortamiento elástico inicial, dependiendo fundamentalmente de la madurez del hormigón en el momento de aplicación de las cargas.

El desarrollo del tiempo de retracción, dado en la ecuación A-16, se puede utilizar para elementos prefabricados o vaciados en sitio y también para elementos estructurales con curado acelerado y condiciones de curado húmedas.

Todo el desarrollo de estas expresiones, tanto las de fluencia lenta, como las de retracción del hormigón, fueron obtenidas en innumerables ensayos y mediciones. El desarrollo de ambos fenómenos tiene un relativo desarrollo rápido inicial

Documento .udio

el cálculo de la fluencia lenta y el tiempo que se está considerando para este cálculo.

H = es la humedad relativa (%) ambiente, media anual, expresada en porcentaje de la zona donde se encuentre la estructura. (Véase la figura B.5.3.2-2 o la tabla B5.3)

f'_{ci} = Resistencia del hormigón al momento de la aplicación de la carga (MPa)

en las primeras semanas y luego va disminuyendo en su desarrollo.

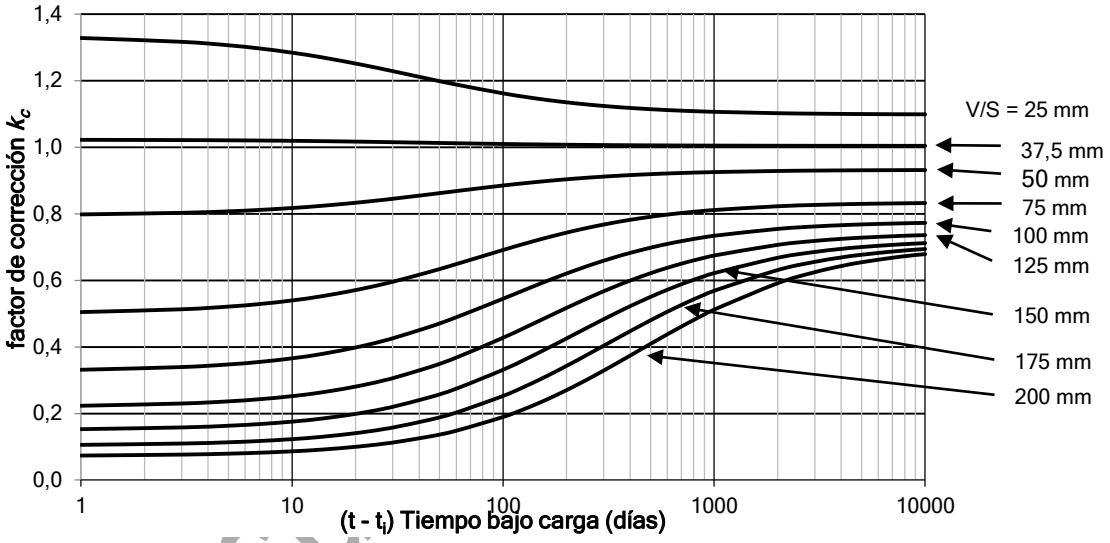


Figura B.5.3.2-1.- Factor k_c para diferentes relaciones volumen-superficie

Para determinar la madurez del hormigón en el momento de aplicación inicial de las cargas, t_i, un día de curado acelerado al vapor o calor radiante se puede tomar igual a siete días de curado normal.

El área superficial, *S,* utilizada para determinar la relación volumen-superficie, *V/S,* sólo debería incluir el área expuesta a secado atmosférico. En el caso de células con ventilación pobre, para calcular el área superficial sólo se debería usar el 50 % del perímetro interior.

Tabla B.5.3− Humedades medias anuales por población

ESTACIÓN	MEDIA ANUAL	ESTACIÓN	MEDIA ANUAL	ESTACIÓN	MEDIA ANUAL
Apolo	74	Oruro	46	San Ramón	74
Camiri	64	Potosí	52	Santa Cruz de la Sierra	67
Charaña	46	Puerto Suárez	69	Sucre	59
Cobija	77	Riberalta	75	Tarija	58
Cochabamba	50	Roboré	70	Trinidad	72
El Alto	53	Rurrenabaque	80	Vallegrande	72
Guayaramerín	75	San Borja	73	Villa Montes	69
La Paz	50	San Joaquín	73	Yacuiba	71
Magdalena	73	San Matías	70		

Fuente: INSTITUTO NACIONAL DE ESTADÍSTICA

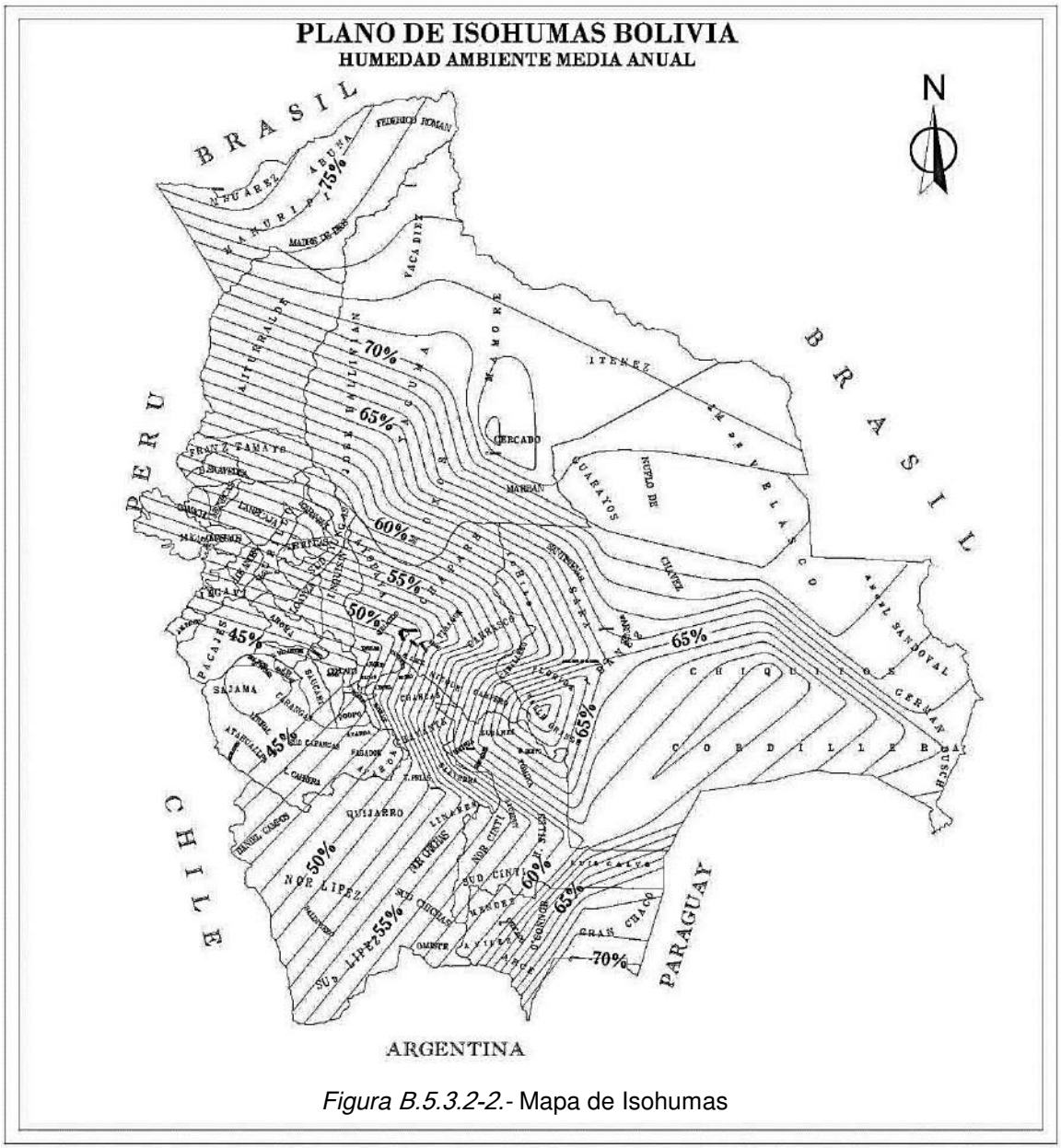


Figura B.5.3.2-2.- Mapa de Isohumas

B.6 CÁLCULO DE LAS PÉRDIDAS EN LA PRIMERA FASE

B.6.1 Parámetros de cálculo

En B.6.2 hasta B.6.4, se calculan los 3 términos del primer paréntesis de la ecuación (B.5.2-1):

$$(\Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR1})_{id}$$

Donde:

Δf_{pSR} = pérdida por retracción del hormigón (MPa), ecuación (B.6.2-1)

Δf_{pCR} = pérdida por fluencia lenta del hormigón (MPa), ecuación (B.6.2-3)

Δf_{pR1} = pérdida por relajación del acero, de la viga entre la transferencia y el vaciado

RB.6 CÁLCULO DE LAS PÉRDIDAS EN LA PRIMERA FASE

RB.6.1 Parámetros de cálculo

(SIN COMENTARIO)

de la losa superior (MPa), ecuación (B.6.2-4)

B.6.2 Pérdida por Retracción del hormigón,

RB.6.2 Pérdida por Retracción del hormigón

(SIN COMENTARIO)

La pérdida de pretensado debida a la retracción, Δf_{pSR}, en MPa, se puede tomar como:

$$\Delta f_{pSR} = \varepsilon_{bid}\, E_p\, K_{id} \qquad \text{(B.6.2-1)}$$

donde:

ε_{bid} = es la deformación unitaria del hormigón debido a la retracción entre el momento de la aplicación del pretensado hasta el vaciado de la losa, en elementos compuestos, para elementos simples.

E_p = módulo de elasticidad del acero de pretensado (MPa)

K_{id} = Coeficiente de la sección transformada que considera para la dependencia del tiempo, la interacción entre hormigón y la adherencia del acero, tomada para el periodo de tiempo entre el momento de la aplicación del pretensado hasta el vaciado de la losa, en elementos compuestos, para elementos simples.

$$K_{id} = \frac{1}{1 + \frac{E_p}{E_{ci}}\frac{A_{ps}}{A_g}\left(1 + \frac{A_g\, e_{pg}^2}{I_g}\right)\left[1 + 0{,}7\ \psi_b\left(t_f, t_i\right)\right]} \qquad \text{(B.6.2-2)}$$

donde:

e_{pg} = es la excentricidad de la fuerza de pretensado respecto al baricentro del elemento estructural (mm), positivo en el común de las obras donde, la fuerza, está debajo del baricentro.

$\psi_b\left(t_f, t_i\right)$ = Coeficiente de fluencia lenta hasta el final del tiempo, debido a la carga introducida por la carga de pretensado, de acuerdo a la ecuación (B.5.3-6), además se toma en cuenta que:

t_f = Edad final del hormigón (días), es suficiente tomar 10.000 días.

t_i = Edad del hormigón al momento de la aplicación del pretensado (días).

B.6.3 Pérdida por Fluencia Lenta del hormigón

RB.6.3 Pérdida por Fluencia Lenta del hormigón

(SIN COMENTARIO)

La pérdida de pretensado debida a la fluencia lenta del hormigón, Δf_{pCR}, se puede calcular como:

$$\Delta f_{pCR} = \frac{E_p}{E_{ci}}\, f_{cgp}\, \psi_b\left(t_d, t_i\right) K_{id} \qquad \text{(B.6.2-3)}$$

Documento en estudio

donde:

f_{cgp} = tensión del hormigón en el centro de gravedad del acero de pretensado, resultado de la carga de pretensado en el momento de la transferencia y la acción del peso propio del elemento, en la sección de máximo momento (MPa)

$\psi_b\,(t_d\,,t_i)$ = Coeficiente de fluencia lenta al momento del vaciado de la losa superior debido a las cargas introducidas al momento de la transferencia del pretensado, de acuerdo a la ecuación (B.5.3-6),

t_d = Edad del hormigón al momento del vaciado de la losa superior, (días).

K_{id} = Coeficiente de la sección transformada, de acuerdo a la ecuación (B.6.2-2).

B.6.4 Relajación

En los elementos pretensados la pérdida por relajación del acero de pretensado, Δf_{pR1} , entre el momento de la transferencia y el vaciado de la losa superior, se puede tomar como:

$$\Delta f_{pR1} = \frac{f_{pt}}{K_L}\left(\frac{f_{pt}}{f_{py}} - 0{,}55\right) \qquad \text{(B.6.2-4)}$$

donde:

f_{pt} = Tensión de los cables de pretensado inmediatamente después de la transferencia tomando un valor no menor a $0{,}55\,f_{py}$

K_L = 30 para aceros de baja relajación

K_L = 7 para otros aceros

f_{py} = resistencia a la fluencia especificada del acero de pretensado (MPa) Si no hay información específica del proyecto disponible, a los fines de este cálculo el valor de f_{py} se puede tomar como $0{,}80 f_{pu}$.

La pérdida por relajación del acero de pretensado, Δf_{pR1} , para torones de baja relajación, se puede tomar igual a 8,0 MPa.

RB.6.4 Relajación

La ecuación (B.6.2-4), está dada para pérdidas por relajación del acero son apropiadas para rangos de temperatura ambiental, normales. Los valores dela relajación se incrementan con el incremento de las temperaturas.

Una ecuación más precisa para la predicción de la pérdida de por relajación del acero entre la aplicación de la carga de pretensado y el vaciado de la losa superior, es la ecuación (RB.6.2-1), de Tadros (2003):

$$\Delta f_{pR1} = \left[\frac{f_{pt}\,log(24\,t)}{K_L'\;log(24\,\mathrm{t}_i)}\left(\frac{f_{pt}}{f_{py}} - 0{,}55\right)\right]\left[1 - \frac{3\left(\Delta f_{pSR} - \Delta f_{pCR}\right)}{f_{pt}}\right]K_{id} \qquad \text{(RB.6.2-1)}$$

donde:

K_L' = factor que toma en cuenta el tipo de acero;

K_L' = 45 para aceros de baja relajación

K_L' = 10 para otros aceros

Documento en estudio

t = es el tiempo que transcurre entre la puesta en tensión de los cables y el vaciado de la losa superior, (días)

t_i = Edad del hormigón al momento de la aplicación del pretensado (días).

El factor en el primer corchete, es la relajación intrínseca sin tomar en cuenta los acortamientos del cable, debidos a la acción de la fluencia lenta y la retracción del hormigón.

El factor en el segundo corchete, toma en cuenta la reducción de la relajación del acero debida a la acción de la fluencia lenta y la retracción del hormigón.

El factor K_{id} es el ccoeficiente de la sección transformada que considera para la dependencia del tiempo la interacción entre hormigón y la adherencia del acero; es el mismo factor usado para el cálculo de las pérdidas de pretensado de la fluencia lenta y la retracción del hormigón.

La ecuación (B.6.2-4), es una es una aproximación a la ecuación (RB.6.2-1), dada con los siguientes datos:

t_i = 0,75 días

t = 120 días

$$\left[1 - \frac{3\left(\Delta f_{pSR} - \Delta f_{pCR}\right)}{f_{pt}}\right] = 0{,}67$$

K_{id} = 0,8

B.7 CÁLCULO DE LAS PÉRDIDAS EN LA SEGUNDA FASE DE CONSTRUCCIÓN

B.7.1 Parámetros de cálculo

En B.7.2 hasta B.7.4, se calculan los 3 términos del 2º paréntesis de la ecuación (B.5.2-1)

$$(\Delta f_{pSD} + \Delta f_{pCD} + \Delta f_{pR2} - \Delta f_{pSS})_{df}$$

donde:

Δf_{pSD} = pérdida por retracción del hormigón, de la viga después del vaciado de la losa superior, hasta el final (MPa)

Δf_{pCD} = pérdida por fluencia lenta del hormigón, de la viga después del vaciado de la losa superior, hasta el final (MPa)

Δf_{Pr2} = pérdida por relajación del acero, de la viga después del vaciado de la losa superior, hasta el final (MPa)

Δf_{pSS} = ganancia de tensión por retracción del hormigón de la losa superior en la sección compuesta, (MPa)

RB.7 CÁLCULO DE LAS PÉRDIDAS EN LA SEGUNDA FASE DE CONSTRUCCIÓN

(SIN COMENTARIO)

Documento en estudio

B.7.2 Pérdida por Retracción del hormigón,

La pérdida de pretensado debida a la retracción, Δf_{pSD}, en MPa, en la segunda fase, después del vaciado de la losa superior y el tiempo final, se puede tomar como:

$$\Delta f_{pSD} = \varepsilon_{bdf} E_p K_{df} \qquad \text{(B.7.2-1)}$$

donde:

ε_{bdf} = es la deformación unitaria del hormigón debido a la retracción entre el momento del vaciado de la losa y el tiempo final.

E_p = módulo de elasticidad del acero de pretensado (MPa)

K_{df} = Coeficiente de la sección transformada que considera para la dependencia del tiempo la interacción entre hormigón y la adherencia del acero, tomada para el periodo de tiempo entre el momento del vaciado de la losa y el tiempo final.

$$K_{df} = \frac{1}{1 + \frac{E_p}{E_c}\frac{A_{ps}}{A_c}\left(1 + \frac{A_c e_{pc}^2}{I_c}\right)\left[1 + 0{,}7\,\psi_b\left(t_f, t_i\right)\right]} \qquad \text{(B.7.2-1)}$$

donde:

e_{pg} = Excentricidad de la fuerza de pretensado respecto al baricentro del elemento estructural compuesto (mm), positivo en el común de las obras donde, la fuerza, está debajo del baricentro.

A_c = Área de la sección transversal, calculada usando el área bruta de la sección compuesta de la viga o vigueta y la losa superior, (mm^2)

I_c = Momento de inercia de la sección transversal, calculado usando el área bruta de la sección compuesta de la viga o vigueta y la losa superior, (mm^4)

$\psi_b\left(t_f, t_i\right)$ = Coeficiente de fluencia lenta hasta el final del tiempo, debido a la carga introducida por la carga de pretensado, de acuerdo a la ecuación (B.5.3-6), además se toma en cuenta que:

t_f = Edad final del hormigón (días), es suficiente tomar 10.000 días.

t_i = Edad del hormigón al momento de la aplicación del pretensado (días).

B.7.3 Pérdida por Fluencia Lenta del hormigón

La pérdida de pretensado debida a la fluencia lenta del hormigón, Δf_{pCD}, después del vaciado de la

RB.7.2 Pérdida por Retracción del hormigón,

(SIN COMENTARIO)

RB.7.3 Pérdida por Fluencia Lenta del hormigón

(SIN COMENTARIO)

Documento en estudio

losa superior y el tiempo final, se puede calcular como:

$$\Delta f_{pCD} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cgp} \left[\psi_b\left(t_f, t_i\right) - \psi_b\left(t_d, t_i\right)\right] K_{if} + \frac{E_p}{E_{ci}} \Delta f_{cd}\, \psi_b\left(t_f, t_d\right) K_{df} \qquad \text{(B.7.3-1)}$$

donde:

Δf_{cd} = Cambio en la tensión del hormigón en el centro de gravedad del acero de pretensado, debido a las pérdidas a largo plazo entre la aplicación de la carga de pretensado y el vaciado de la losa superior, combinado con el peso de la losa superior y otras cargas permanentes que se introduzcan posteriormente, (MPa)

$\psi_b\left(t_f, t_d\right)$ = Coeficiente de fluencia lenta desde el momento del vaciado de la losa superior hasta el tiempo final debido a la carga de esta losa superior, de acuerdo a la ecuación (B.5.3-6),

t_d = Edad del hormigón al momento del vaciado de la losa superior, (días).

K_{df} = Coeficiente de la sección transformada, de acuerdo a la ecuación (B.7.2-1).

B.7.4 Relajación

La pérdida por relajación del acero de pretensado, Δf_{pR2}, después del vaciado de la losa superior y el tiempo final, se puede tomar igual al de la primera fase:

$$\Delta f_{pR1} = \Delta f_{pR2} \qquad \text{(B.7.4-1)}$$

RB.7.4 Relajación

Las investigaciones indican que aproximadamente la mitad de las pérdidas por relajación se producen antes de la colocación de la losa superior; por lo tanto, las pérdidas después de la colocación de la losa superior son iguales a las pérdidas anteriores.

B.7.5 Influencia de la retracción de la losa superior

La ganancia o recuperación de la tensión en el pretensado, debido a la retracción del hormigón del tablero en la sección compuesta, Δf_{pSS}, en la segunda fase, se puede tomar como:

$$\Delta f_{pSS} = \frac{E_p}{E_c} \Delta f_{cdf} K_{df} \left[1 + 0{,}7\, \psi_b\left(t_f, t_d\right)\right] \qquad \text{(B.7.5-1)}$$

Donde:

$$\Delta f_{cdf} = \frac{\varepsilon_{ddf} A_d E_{cd}}{\left[1 + 0{,}7\, \psi_b\left(t_f, t_d\right)\right]} \left(\frac{1}{A_c} - \frac{e_{pc}\, e_d}{I_c}\right) \qquad \text{(B.7.5-2)}$$

Y además:

Δf_{cdf} = Cambio en la tensión del hormigón en el centro de gravedad del acero de pretensado, debido a la retracción de la losa superior de hormigón, (MPa)

ε_{ddf} = es la deformación unitaria del hormigón debido a la retracción entre el momento del vaciado de la losa y el tiempo final, calculada con la ecuación (B.5.3-1).

RB.7.5 Influencia de la retracción de la losa superior

(SIN COMENTARIO)

Documento en estudio

A_d = Área de la sección transversal de la losa superior, (mm^2).

E_{cd} = módulo de elasticidad del hormigón de la losa superior, (MPa)

e_{pc} = Excentricidad de la fuerza de pretensado respecto al baricentro del elemento estructural compuesto (mm), positivo en el común de las obras donde, la fuerza, está debajo del baricentro.

e_d = Excentricidad de la losa superior respecto al baricentro del elemento estructural compuesto (mm), positivo en el común de las obras donde, la losa superior, está encima de la viga o vigueta.

$\psi_b\left(t_f, t_d\right)$ = Coeficiente de fluencia lenta del hormigón de la losa superior hasta el tiempo final debido a las cargas introducidas poco después del vaciado de esta losa superior, de acuerdo a la ecuación (B.5.3-6),

B.8 PÉRDIDAS PARA EL CÁLCULO DE LAS FLECHAS

Para el cálculo de las flechas y contra-flechas de elementos no construidos por segmentos, pretensados, construidos de hormigón de densidad normal con una resistencia superior a 24 MPa en el momento del pretensado, f_{cgp} y Δf_{cdp} se pueden calcular como la tensión en el centro de gravedad del acero de pretensado promediada en la longitud del elemento.

RB.8 PÉRDIDAS PARA EL CÁLCULO DE LAS FLECHAS

(SIN COMENTARIO)

Documento en estudio

ANEXO C — EQUIVALENCIA ENTRE EL SISTEMA MÉTRICO SI Y EL SISTEMA MÉTRICO MKS, DE LAS ECUACIONES NO HOMOGÉNEAS DE LA NORMA

C.1 VALORES DE LAS TENSIONES MÁS FRECUENTES

SISTEMA SI Tensiones en MPa	***SISTEMA MKS Tensiones en kg/cm²***	***SISTEMA INGLES Tensiones en libras por pulgada cuadrada (psi)***
0,0981	1,00	14,22
1,00	10,2	145,0
9,81	100,0	1.422,8
20,00	203,9	2.900,8
20,59	210,0	2.986,3
21,00	214,1	3.045,8
25,00	254,9	3.625,9
30,00	305,9	4.351,1
34,33	350,0	4.978,7
35,00	356,9	5.076,3
39,23	400,0	5.689,8
40,00	407,9	5.801,5
215,00	2.192,4	31.183,1
235,36	2.400,0	34.136,1
280,00	2.855,2	40.610,6
411,88	4.200,0	59.738,1
413,69	4.218,4	60.000,0
420,00	4.282,8	60.915,8
482,63	4.921,5	70.000,0
490,33	5.000,0	71.116,3
500,00	5.098,6	72.518,9
1.725,00	17.590,0	250.000,0
1.860,00	18.983,0	270.000,0

Documento en estudio

C.2 EXPRESIONES DE LA NORMA

ECUACIÓN o ARTÍCULO	***SISTEMA SI Tensiones en MPa***	***SISTEMA MKS Tensiones en kg/cm²***
EN GENERAL	$\sqrt{f'_c}$	$3{,}18\sqrt{f'_c}$
	$0{,}083\sqrt{f'_c} = \frac{\sqrt{f'_c}}{12}$	$0{,}265\sqrt{f'_c}$
	$0{,}166\sqrt{f'_c} = \frac{\sqrt{f'_c}}{6}$	$0{,}53\sqrt{f'_c}$
6.6.4.5.4	$M_2 \geq M_{2,min} = P_u\,(15 + 0{,}03\,h)$	$M_2 \geq M_{2,min} = P_u\,(1{,}5 + 0{,}03\,h)$
7.3.1.1.1	$0{,}4 + \frac{f_y}{700}$	$0{,}4 + \frac{f_y}{7\,000}$
7.3.1.1.2	$(1{,}65 - 0{,}0318\,w_c) \geq 1{,}09$	$(1{,}65 - 0{,}0003\,w_c) \geq 1{,}09$
7.6.1.1	$\frac{0{,}0018 \cdot 420}{f_y} A_g$	$\frac{0{,}0018 \cdot 4.200}{f_y} A_g$
7.7.3.5 *c)*	$0{,}41\,\frac{b_w\,s}{f_{yt}}$	$4{,}21\,\frac{b_w\,s}{f_{yt}}$
8.3.1.2 *b)*	$h \geq \frac{l_n\left(0{,}8 + \frac{f_y}{1380}\right)}{36 + 5\,\beta\,(\alpha_{fm} - 0{,}20)}$	$h \geq \frac{l_n\left(0{,}8 + \frac{f_y}{14.060}\right)}{36 + 5\,\beta\,(\alpha_{fm} - 0{,}20)}$
8.3.1.2 *d)*	$h \geq \frac{l_n\left(0{,}8 + \frac{f_y}{1380}\right)}{36 + 9\,\beta} \geq 90\ mm$	$h \geq \frac{l_n\left(0{,}8 + \frac{f_y}{14.060}\right)}{36 + 9\,\beta} \geq 9\ cm$
8.6.1.1	$\frac{0{,}0018 \cdot 420}{f_y} A_g$	$\frac{0{,}0018 \cdot 4.200}{f_y} A_g$
8.6.2.3	$\frac{\sqrt{f'_c}}{6}$	$0{,}53\sqrt{f'_c}$
	$\frac{\sqrt{f'_c}}{2}$	$1{,}59\sqrt{f'_c}$
8.7.5.6.3.1 *a)* y *b)*	$A_{s,min} = \frac{0{,}37\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w\,d$	$A_{s,min} = \frac{0.37\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w\,d$
8.7.7.1.2	$\phi\,0{,}5\sqrt{f'_c}$	$\phi\,1{,}59\sqrt{f'_c}$
9.3.1.1.1	$0{,}4 + \frac{f_y}{700}$	$0{,}4 + \frac{f_y}{7\,000}$
9.3.1.1.2	$(1{,}65 - 0{,}0318\,w_c) \geq 1{,}09$	$(1{,}65 - 0{,}0003\,w_c) \geq 1{,}09$
9.6.1.2 *a)* y *b)*	$\frac{\sqrt{f'_c}}{4\,f_y} b_w d$	$\frac{0{,}795\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d$

Documento en estudio

ECUACIÓN o ARTÍCULO	SISTEMA SI Tensiones en MPa	SISTEMA MKS Tensiones en kg/cm²
9.6.3.1	$V_u \leq \phi \frac{\sqrt{f'_c}}{6} b_w d$	$V_u \leq \phi\, 0{,}53 \sqrt{f'_c}\, b_w d$
9.6.3.3	$\frac{\sqrt{f'_c}}{16} \frac{b_w}{f_{yt}}$	$0{,}2 \sqrt{f'_c} \frac{b_w}{f_{yt}}$
	$0{,}35 \frac{b_w}{f_{yt}}$	$3{,}5 \frac{b_w}{f_{yt}}$
9.6.4.2 *a)* y *b)*	$\frac{A_v + 2A_t}{s} \geq \frac{\sqrt{f'_c}}{16} \frac{b_w s}{f_{yt}}$	$\frac{A_v + 2A_t}{s} \geq 0{,}2 \sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{yt}}$
	$\frac{A_v + 2A_t}{s} \geq 0{,}35 \frac{b_w s}{f_{yt}}$	$\frac{A_v + 2A_t}{s} \geq 3{,}5 \frac{b_w s}{f_{yt}}$
9.6.4.3 *a)* y *b)*	$\frac{0{,}415 \sqrt{f'_c} A_{cp}}{f_y} - \frac{A_t}{s} p_h \frac{f_{yt}}{f_y}$	$\frac{1{,}33 \sqrt{f'_c} A_{cp}}{f_y} - \frac{A_t}{s} p_h \frac{f_{yt}}{f_y}$
	$\frac{0{,}415 \sqrt{f'_c} A_{cp}}{f_y} - \frac{0{,}175 b_w}{s} p_h \frac{f_{yt}}{f_y}$	$\frac{1{,}33 \sqrt{f'_c} A_{cp}}{f_y} - \frac{1{,}75 b_w}{s} p_h \frac{f_{yt}}{f_y}$
9.7.3.5 *c)*	$0{,}41 \frac{b_w s}{f_{yt}}$	$4{,}21 \frac{b_w s}{f_{yt}}$
9.7.6.2.2	$\frac{\sqrt{f'_c} b_w d}{3}$	$1{,}06 \sqrt{f'_c} b_w d$
9.9.2.1	$V_n = \phi \frac{5}{6} \sqrt{f'_c} b_w d$	$V_n = \phi\, 2{,}65 \sqrt{f'_c} b_w d$
10.6.2.2	$A_{v,min} \geq \frac{\sqrt{f'_c}}{16} \frac{b_w s}{f_{yt}}$	$A_{v,min} \geq 0{,}2 \sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{yt}}$
	$A_{v,min} \geq 0{,}35 \sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{yt}}$	$A_{v,min} \geq 3{,}5 \sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{yt}}$
10.7.6.5.2	$\frac{\sqrt{f'_c} b_w d}{3}$	$1{,}06 \sqrt{f'_c} b_w d$
11.5.4.3	$0{,}83 \sqrt{f'_c} h d$	$2{,}65 \sqrt{f'_c} h d$
11.5.4.5 y 11.5.4.6 *a)*	$\frac{\lambda \sqrt{f'_c}}{6} h d$	$0{,}53 \lambda \sqrt{f'_c} h d$
11.5.4.6 *b)*	$\frac{\lambda \sqrt{f'_c}}{6} \left(1 + \frac{0{,}29 N_u}{A_g}\right) h d$	$0{,}53 \lambda \sqrt{f'_c} \left(1 + \frac{0{,}29 N_u}{A_g}\right) h d$
11.5.4.6 *d)*	$0{,}274 \lambda \sqrt{f'_c} h d + \frac{N_u}{4 l_w}$	$0{,}875 \lambda \sqrt{f'_c} h d + \frac{N_u}{4 l_w}$
11.5.4.6 *e)*	$\left[\frac{\lambda \sqrt{f'_c}}{20} + \frac{l_w \left(0{,}10 \lambda \sqrt{f'_c} + 0{,}2 \frac{N_u}{l_w h}\right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}}\right] h d$	$\left[0{,}16 \lambda \sqrt{f'_c} + \frac{l_w \left(0{,}33 \lambda \sqrt{f'_c} + 0{,}2 \frac{N_u}{l_w h}\right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}}\right] h d$

Documento en estudio

ECUACIÓN o ARTÍCULO	SISTEMA SI Tensiones en MPa	SISTEMA MKS Tensiones en kg/cm²
12.5.3.3	$V_n = A_{cv}\left(\frac{\lambda\sqrt{f_c'}}{6} + \rho_t f_y\right)$ $\sqrt{f_c'} \le 8{,}3\ MPa$	$V_n = A_{cv}\left(0{,}53\,\lambda\sqrt{f_c'} + \rho_t f_y\right)$ $\sqrt{f_c'} \le 26{,}5\ kg/cm^2$
12.5.3.4	$V_u \le \frac{\phi\, 2\sqrt{f_c'}}{3} A_{cv}$ $\sqrt{f_c'} \le 8{,}3\ MPa$	$V_u \le \phi\, 2{,}12\sqrt{f_c'}\, A_{cv}$ $\sqrt{f_c'} \le 26{,}5\ kg/cm^2$
14.5.2.1 *a)*	$M_n = 0{,}415\,\lambda\sqrt{f_c'}\, S_m$	$M_n = 1{,}33\,\lambda\sqrt{f_c'}\, S_m$
14.5.4.1 *a)*	$\frac{M_u}{S_m} - \frac{P_u}{A_g} \le \phi\, 0{,}415\,\lambda\sqrt{f_c'}$	$\frac{M_u}{S_m} - \frac{P_u}{A_g} \le \phi\, 1{,}33\,\lambda\sqrt{f_c'}$
14.5.5.1 *a)*	$0{,}11\,\lambda\sqrt{f_c'}\, b_w\, h$	$0{,}35\,\lambda\sqrt{f_c'}\, b_w\, h$
14.5.5.1 *b)*	$\left(1+\frac{2}{\beta}\right)\left(0{,}11\,\lambda\sqrt{f_c'}\, b_0\, h\right)$ [1]	$\left(1+\frac{2}{\beta}\right)\left(0{,}35\,\lambda\sqrt{f_c'}\, b_0\, h\right)$ [1]
14.5.5.1 *c)*	$2\left(0{,}11\,\lambda\sqrt{f_c'}\, b_0\, h\right)$	$2\left(0{,}35\,\lambda\sqrt{f_c'}\, b_0\, h\right)$
15.4.2 *a)*	$A_{v,min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{16\, f_{yt}}\, b\, s$	$A_{v,min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{5\, f_{yt}}\, b\, s$
15.4.2 *b)*	$0{,}35\,\frac{b\, s}{f_{yt}}$	$3{,}5\,\frac{b\, s}{f_{yt}}$
16.4.4.1	$\phi\ (3{,}45\, b_v\, d)$	$\phi\ (35\, b_v\, d)$
16.4.4.2 *a)*	$\lambda\left(1{,}8 + 0{,}6\,\frac{A_s f_{yt}}{b_v\, s}\right) b_v\, d$	$\lambda\left(18 + 0{,}6\,\frac{A_s f_{yt}}{b_v\, s}\right) b_v d$
16.4.4.2 *b)*	$3{,}45\, b_v\, d$	$35\, b_v\, d$
16.4.4.2 *c)*	$0{,}55\, b_v\, d$	$5{,}6\, b_v\, d$
16.4.6.1	$A_{v,min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{16\, f_{yt}}\, b_w\, s$	$A_{v,min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{5\, f_{yt}}\, b_w\, s$
16.5.2.4 *b)*	$\left(3{,}3 + 0{,}08\, f_c'\right) b_w\, d$	$\left(33{,}7 + 0{,}08\, f_c'\right) b_w\, d$
16.5.2.4 *c)*	$11\, b_w\, d$	
16.5.2.5 *b)*	$\left(5{,}5 - 1{,}9\,\frac{a_v}{d}\right) b_w\, d$	$\left(56 - 19{,}7\,\frac{a_v}{d}\right) b_w\, d$
17.4.2.2 a	$N_b \le k_c \lambda_a \sqrt{f_c'}\, h_{ef}^{1,5}$ $k_c = 10$ ó $k_c = 7$	$N_b \le k_c \lambda_a \sqrt{f_c'}\, h_{ef}^{1,5}$ $k_c = 10$ ó $k_c = 7$
17.4.2.2 b	$N_b \le 3{,}9\sqrt{f_c'}\, h_{ef}^{5/3}$	$N_b \le 5{,}8\sqrt{f_c'}\, h_{ef}^{5/3}$
17.4.4.1	$N_{sb} = 13{,}3\, c_{a1}\sqrt{A_{brg}}\ \lambda_a \sqrt{f_c'}$	$N_{sb} = 42{,}4\, c_{a1}\sqrt{A_{brg}}\ \lambda_a \sqrt{f_c'}$
17.4.5.1 d	$c_{Na} = 10\, d_a \sqrt{\frac{\tau_{uncr}}{7{,}6}}$	$c_{Na} = 10\, d_a \sqrt{\frac{\tau_{uncr}}{77{,}3}}$

Documento en estudio

ECUACIÓN o ARTÍCULO	SISTEMA SI Tensiones en MPa	SISTEMA MKS Tensiones en kg/cm²
17.5.2.2 a	$V_b = 0{,}6\left(\frac{l_e}{d_a}\right)^{0,2}\sqrt{d_a}\,\lambda_a\sqrt{f'_c}\,(c_{a1})^{1,5}$	$V_b = 1{,}9\left(\frac{l_e}{d_a}\right)^{0,2}\sqrt{d_a}\,\lambda_a\sqrt{f'_c}\,(c_{a1})^{1,5}$
17.5.2.2 b	$V_b = 3{,}7\,\lambda_a\sqrt{f'_c}\,(c_{a1})^{1,5}$	$V_b = 3{,}8\,\lambda_a\sqrt{f'_c}\,(c_{a1})^{1,5}$
17.5.2.3	$V_b = 0.66\left(\frac{l_e}{d_a}\right)^{0,2}\sqrt{d_a}\,\lambda_a\sqrt{f'_c}\,(c_{a1})^{1,5}$	$V_b = 2{,}1\left(\frac{l_e}{d_a}\right)^{0,2}\sqrt{d_a}\,\lambda_a\sqrt{f'_c}\,(c_{a1})^{1,5}$
18.7.5.2	$f'_c > 70$ MPa	$f'_c > 700$ kg/cm²
18.7.5.3	$s_0 = 100 + \frac{350 - h_x}{3}$	$s_0 = 10 + \frac{35 - h_x}{3}$
18.7.5.4 *a)*	$k_f = \frac{f'_c}{172} + 0{,}6 \geq 1{,}0$	$k_f = \frac{f'_c}{1758} + 0{,}6 \geq 1{,}0$
18.8.4.1	$1{,}7\,\lambda\sqrt{f'_c}\,A_j$ $1{,}2\,\lambda\sqrt{f'_c}\,A_j$ $1{,}0\,\lambda\sqrt{f'_c}\,A_j$	$5{,}3\,\lambda\sqrt{f'_c}\,A_j$ $4{,}0\,\lambda\sqrt{f'_c}\,A_j$ $3{,}2\,\lambda\sqrt{f'_c}\,A_j$
18.8.5.1	$l_{dh} = \frac{f_y\,d_b}{5{,}4\,\lambda\sqrt{f'_c}}$	$l_{dh} = \frac{f_y\,d_b}{17{,}2\,\lambda\sqrt{f'_c}}$
18.10.2.1	$V_u \leq 0{,}083\,A_{cv}\,\lambda\sqrt{f'_c}$	$V_u \leq 0{,}265\,A_{cv}\,\lambda\sqrt{f'_c}$
18.10.2.2	$V_u > 0{,}17\,A_j\,\lambda\sqrt{f'_c}$	$V_u > 0{,}53\,A_j\,\lambda\sqrt{f'_c}$
18.10.4.1	$V_n = A_{cv}(\alpha_c\,\lambda\sqrt{f'_c} + \rho_t\,f_y)$ $\alpha_c = 0{,}25$ para $\frac{h_w}{l_w} \leq 1{,}5$ $\alpha_c = 0{,}17$ para $\frac{h_w}{l_w} \leq 2{,}0$	$V_n = A_{cv}(\alpha_c\,\lambda\sqrt{f'_c} + \rho_t\,f_y)$ $\alpha_c = 0{,}80$ para $\frac{h_w}{l_w} \leq 1{,}5$ $\alpha_c = 0{,}53$ para $\frac{h_w}{l_w} \leq 2{,}0$
18.10.4.4	$0{,}66\,A_{cv}\sqrt{f'_c}$	$2{,}12\,A_{cv}\sqrt{f'_c}$
	$0{,}83\,A_{cw}\sqrt{f'_c}$	$2{,}65\,A_{cw}\sqrt{f'_c}$
18.10.4.5	$0{,}83\,A_{cw}\sqrt{f'_c}$	$2{,}65\,A_{cw}\sqrt{f'_c}$
18.10.6.5 *a)*	$\frac{2{,}76}{f_y}$	$\frac{28}{f_y}$
18.10.6.5 *b)*	$V_u \leq 0{,}083\,A_{cv}\,\lambda\sqrt{f'_c}$	$V_u \leq 0{,}265\,A_{cv}\,\lambda\sqrt{f'_c}$
18.10.7.2	$V_u \geq 0{,}33\,A_{cw}\,\lambda\sqrt{f'_c}$	$V_u \geq 1{,}1\,A_{cw}\,\lambda\sqrt{f'_c}$
18.10.7.4	$V_n = 2\,A_{vd}f_y\,\sin\alpha \leq 0{,}83\sqrt{f'_c}\,A_{cw}$	$V_n = 2\,A_{vd}f_y\,\sin\alpha \leq 2{,}65\sqrt{f'_c}\,A_{cw}$
18.12.7.6 *b)*	$A_{v,min} \geq 0{,}062\sqrt{f'_c}\,\frac{b_w\,s}{f_{yt}}$	$A_{v,min} \geq 0{,}20\sqrt{f'_c}\,\frac{b_w\,s}{f_{yt}}$
	$A_{v,min} \geq 0{,}35\,\frac{b_w\,s}{f_{yt}}$	$A_{v,min} \geq 3{,}5\,\frac{b_w\,s}{f_{yt}}$

Documento en estudio

ECUACIÓN o ARTÍCULO	SISTEMA SI Tensiones en MPa	SISTEMA MKS Tensiones en kg/cm²
18.12.9.1	$V_n \leq A_{cv}\left(\frac{\lambda\sqrt{f'_c}}{6} + \rho_t f_y\right)$	$V_n \leq A_{cv}\left(0{,}53\,\lambda\sqrt{f'_c} + \rho_t f_y\right)$
18.12.9.2	$0{,}66\,A_{cv}\sqrt{f'_c}$	$2{,}12\,A_{cv}\sqrt{f'_c}$
18.14.5.1	$0{,}29\sqrt{f'_c}$	$0{,}93\sqrt{f'_c}$
19.2.2.1 *a)*	$\boldsymbol{E_c} = w_c^{1{,}5}\,0{,}043\sqrt{f'_c}$	$E_c = w_c^{1{,}5}\,0{,}14\sqrt{f'_c}$
19.2.2.1 *b)*	$E_c = 4.700\sqrt{f'_c}$	$E_c = 15.100\sqrt{f'_c}$
19.2.3.1	$f_r = 0{,}62\,\lambda\sqrt{f'_c}$	$f_r = 2{,}0\,\lambda\sqrt{f'_c}$
19.2.4.3	$\lambda = \frac{f_{ct}}{0{,}56\sqrt{f_{cm}}} \leq 1{,}0$	$\lambda = \frac{f_{ct}}{1{,}78\sqrt{f_{cm}}} \leq 1{,}0$
20.3.2.4.1	$f_{se} + 70 + \frac{f'_c}{100\,\rho_p}$	$f_{se} + 703 + \frac{f'_c}{100\,\rho_p}$
	$f_{se} + 420$	$f_{se} + 4200$
	$f_{se} + 70 + \frac{f'_c}{300\,\rho_p}$	$f_{se} + 703 + \frac{f'_c}{300\,\rho_p}$
	$f_{se} + 210$	$f_{se} + 2100$
21.2.3	$\ell_{tr} = \frac{f_{se}}{21}\,d_b$	$\ell_{tr} = \frac{f_{se}}{210}\,d_b$
22.2.2.4.3	$0{,}85 - 0{,}05\,\frac{f_c' - 28}{7}$	$0{,}85 - 0{,}05\,\frac{f_c' - 280}{70}$
22.5.5.1	$V_c = \frac{\lambda\sqrt{f'_c}}{6}\,b_w\,d$	$V_c = 0{,}53\,\lambda\sqrt{f'_c}\,b_w\,d$
	$\left(\frac{\lambda\sqrt{f'_c}}{6} + 17\,\rho_w\frac{V_u\,d}{M_u}\right) b_w\,d$	$\left(0{,}53\,\lambda\sqrt{f'_c} + 176\,\rho_w\frac{V_u\,d}{M_u}\right) b_w\,d$
	$\left(\frac{\lambda\sqrt{f'_c}}{6} + 17\,\rho_w\right) b_w\,d$	$\left(0{,}53\,\lambda\sqrt{f'_c} + 176\,\rho_w\right) b_w\,d$
	$0{,}29\,\lambda\sqrt{f'_c}\,b_w\,d$	$0{,}93\,\lambda\sqrt{f'_c}\,b_w\,d$
22.5.6.1	$V_c = \frac{\lambda\sqrt{f'_c}}{6}\left(1 + \frac{N_u}{14\,A_g}\right) b_w\,d$	$V_c = 0{,}53\,\lambda\sqrt{f'_c}\left(1 + \frac{N_u}{140\,A_g}\right) b_w\,d$
22.5.6.1 *a)*	$\left(\frac{\lambda\sqrt{f'_c}}{6} + 17\,\rho_w\,\frac{V_u\,d}{M_u - N_u\,\frac{4\,h - d}{8}}\right) b_w\,d$	$\left(0{,}53\lambda\sqrt{f'_c} + 176\rho_w\,\frac{V_u\,d}{M_u - N_u\,\frac{4\,h - d}{8}}\right) b_w\,d$
22.5.6.1 *b)*	$0{,}29\,\lambda\sqrt{f'_c}\,b_w\,d\sqrt{1 + \frac{0{,}29\,N_u}{A_g}}$	$0{,}93\,\lambda\sqrt{f'_c}\,b_w\,d\sqrt{1 + \frac{0{,}29\,N_u}{A_g}}$
22.5.7.1	$V_c = \frac{\lambda\sqrt{f'_c}}{6}\left(1 + \frac{N_u}{3{,}5\,A_g}\right) b_w\,d$	$V_c = 0{,}53\,\lambda\sqrt{f'_c}\left(1 + \frac{N_u}{35\,A_g}\right) b_w\,d$

Documento en estudio

ECUACIÓN o ARTÍCULO	SISTEMA SI Tensiones en MPa	SISTEMA MKS Tensiones en kg/cm²
22.5.8.2	$V_c \le \left(\frac{\lambda\sqrt{f'_c}}{20} + 4{,}8\ \frac{V_u\, d_p}{M_u}\right) b_w\, d$	$V_c \le \left(0{,}16\,\lambda\sqrt{f'_c} + 49\,\frac{V_u\, d_p}{M_u}\right) b_w\, d$
	$V_c \le \left(\frac{\lambda\sqrt{f'_c}}{20} + 4{,}8\right) b_w\, d$	$V_c \le \left(0{,}16\,\lambda\sqrt{f'_c} + 49\right) b_w\, d$
	$V_c \le 0{,}42\,\lambda\sqrt{f'_c}\, b_w\, d$	$V_c \le 1{,}33\,\lambda\sqrt{f'_c}\, b_w\, d$
22.5.8.3.1*a)*	$V_{ci} \le \frac{\lambda\sqrt{f'_c}}{20} b_w\, d_p + V_d + \frac{V_i\, M_{cre}}{M_{max}}$	$V_{ci} \le 0{,}16\,\lambda\sqrt{f'_c}\, b_w\, d_p + V_d + \frac{V_i\, M_{cre}}{M_{max}}$
22.5.8.3.1*b)*	$V_{ci} \le \frac{\lambda\sqrt{f'_c}}{7} b_w\, d$	$V_{ci} \le 0{,}45\,\lambda\sqrt{f'_c}\, b_w\, d$
22.5.8.3.1*c)*	$M_{cre} = \frac{I}{y_t}\left(\frac{\lambda\sqrt{f'_c}}{2} + f_{pe} - f_d\right)$	$M_{cre} = \frac{I}{y_t}\left(1{,}6\,\lambda\sqrt{f'_c} + f_{pe} - f_d\right)$
22.5.8.3.2	$V_{cw} = \left(0{,}29\,\lambda\sqrt{f'_c} + 0{,}3\, f_{pc}\right) b_w d_p + V_p$	$V_{cw} = \left(0{,}93\,\lambda\sqrt{f'_c} + 0{,}3\, f_{pc}\right) b_w d_p + V_p$
22.5.8.3.3	$0{,}33\,\lambda\sqrt{f'_c}$	$1{,}1\,\lambda\sqrt{f'_c}$
22.5.10.6.2	$V_s = \frac{\sqrt{f'_c}}{4} b_w\, d$	$V_s = 0{,}8\,\lambda\sqrt{f'_c}\, b_w\, d$
22.6.3.1	$\sqrt{f'_c} \le 8{,}3$ MPa	$\sqrt{f'_c} \le 26{,}5$ kg/cm²
22.6.5.2 *a)*	$\frac{\lambda\sqrt{f'_c}}{3}$	$1{,}06\,\lambda\sqrt{f'_c}$
22.6.5.2 *b)*	$\frac{\lambda\sqrt{f'_c}}{6}\left(1 + \frac{2}{\beta}\right)$	$0{,}53\,\lambda\sqrt{f'_c}\left(1 + \frac{2}{\beta}\right)$
22.6.5.2 *c)*	$\frac{\lambda\sqrt{f'_c}}{12}\left(2 + \frac{\alpha_s\, d}{b_0}\right)$	$0{,}265\,\lambda\sqrt{f'_c}\left(2 + \frac{\alpha_s\, d}{b_0}\right)$
22.6.5.5	$\sqrt{f'_c} \le 5{,}8$ MPa	$\sqrt{f'_c} \le 18{,}6$ kg/cm²
22.6.5.5 *a)*	$0{,}29\,\lambda\sqrt{f'_c} + 0{,}30\, f_{pc} + \frac{V_p}{b_0\, d}$	$0{,}93\,\lambda\sqrt{f'_c} + 0{,}30\, f_{pc} + \frac{V_p}{b_w\, d}$
22.6.5.5 *b)*	$\frac{\lambda\sqrt{f'_c}}{6}\left(1{,}5 + \frac{\alpha_s\, d}{b_0}\right) + 0{,}30\, f_{pc} + \frac{V_p}{b_0\, d}$	$0{,}53\,\lambda\sqrt{f'_c}\left(1{,}5 + \frac{\alpha_s\, d}{b_0}\right) + 0{,}30\, f_{pc} + \frac{V_p}{b_w\, d}$
22.6.6.1 *a), b) y d)*	$\frac{\lambda\sqrt{f'_c}}{6}$	$0{,}53\,\lambda\sqrt{f'_c}$
22.6.6.1 *c)*	$\frac{\lambda\sqrt{f'_c}}{4}$	$0{,}80\,\lambda\sqrt{f'_c}$
22.6.6.2 *a)*	$\frac{\phi\sqrt{f'_c}}{2}$	$1{,}6\,\phi\sqrt{f'_c}$
22.6.6.2 *b)*	$\frac{2\,\phi\sqrt{f'_c}}{3}$	$2{,}12\,\phi\sqrt{f'_c}$

Documento en estudio

ECUACIÓN o ARTÍCULO	SISTEMA SI Tensiones en MPa	SISTEMA MKS Tensiones en kg/cm²
22.6.8.3	$\frac{A_v}{s} \geq \frac{\sqrt{f'_c}}{6} \frac{b_o}{f_{yt}}$	$\frac{A_v}{s} \geq 0{,}53 \sqrt{f'_c} \frac{b_o}{f_{yt}}$
22.6.9.10	$\frac{\phi \sqrt{f'_c}}{3}$	$1{,}1\ \phi \sqrt{f'_c}$
	$0{,}58\ \phi \sqrt{f'_c}$	$1{,}85\ \phi \sqrt{f'_c}$
22.6.9.12	$\frac{\phi\ \lambda \sqrt{f'_c}}{3}$	$1{,}1\ \phi\ \lambda \sqrt{f'_c}$
22.7.4.1 *a)* *a)*	$\frac{\lambda \sqrt{f'_c}}{12} \frac{A_{cp}^2}{p_{cp}}$	$0{,}265\ \lambda \sqrt{f'_c} \frac{A_{cp}^2}{p_{cp}}$
22.7.4.1 *a)* *b)*	$\frac{\lambda \sqrt{f'_c}}{12} \frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \sqrt{1 + \frac{3{,}0\ f_{pc}}{\lambda \sqrt{f'_c}}}$	$0{,}265\ \lambda \sqrt{f'_c} \frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \sqrt{1 + \frac{f_{pc}}{1{,}1\ \lambda \sqrt{f'_c}}}$
22.7.4.1 *a)* *c)*	$\frac{\lambda \sqrt{f'_c}}{12} \frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \sqrt{1 + \frac{3{,}0\ N_u}{A_g\ \lambda \sqrt{f'_c}}}$	$0{,}265\ \lambda \sqrt{f'_c} \frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \sqrt{1 + \frac{N_u}{1{,}1\ A_g\ \lambda \sqrt{f'_c}}}$
22.7.4.1 *b)* *a)*	$\frac{\lambda \sqrt{f'_c}}{12} \frac{A_g^2}{p_{cp}}$	$0{,}265\ \lambda \sqrt{f'_c} \frac{A_g^2}{p_{cp}}$
22.7.4.1 *b)* *b)*	$\frac{\lambda \sqrt{f'_c}}{12} \frac{A_g^2}{p_{cp}} \sqrt{1 + \frac{3{,}0\ f_{pc}}{\lambda \sqrt{f'_c}}}$	$0{,}265\ \lambda \sqrt{f'_c} \frac{A_g^2}{p_{cp}} \sqrt{1 + \frac{f_{pc}}{1{,}1\ \lambda \sqrt{f'_c}}}$
22.7.4.1 *b)* *c)*	$\frac{\lambda \sqrt{f'_c}}{12} \frac{A_g^2}{p_{cp}} \sqrt{1 + \frac{3{,}0\ N_u}{A_g\ \lambda \sqrt{f'_c}}}$	$0{,}265\ \lambda \sqrt{f'_c} \frac{A_g^2}{p_{cp}} \sqrt{1 + \frac{N_u}{1{,}1\ A_g\ \lambda \sqrt{f'_c}}}$
22.7.5.1 *a)*	$\frac{\lambda \sqrt{f'_c}}{3} \frac{A_{cp}^2}{p_{cp}}$	$1{,}1\ \lambda \sqrt{f'_c} \frac{A_{cp}^2}{p_{cp}}$
22.7.5.1 *b)*	$\frac{\lambda \sqrt{f'_c}}{3} \frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \sqrt{1 + \frac{3{,}0\ f_{pc}}{\lambda \sqrt{f'_c}}}$	$1{,}1\ \lambda \sqrt{f'_c} \frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \sqrt{1 + \frac{f_{pc}}{1{,}1\ \lambda \sqrt{f'_c}}}$
22.7.5.1 *c)*	$\frac{\lambda \sqrt{f'_c}}{3} \frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \sqrt{1 + \frac{3{,}0\ N_u}{A_g\ \lambda \sqrt{f'_c}}}$	$1{,}1\ \lambda \sqrt{f'_c} \frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \sqrt{1 + \frac{N_u}{1{,}1\ A_g\ \lambda \sqrt{f'_c}}}$
22.7.7.1 *a)*	$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w\ d}\right)^2 + \left(\frac{T_u\ p_h}{1{,}7\ A_{0h}^2}\right)^2} \leq \phi \left(\frac{V_c}{b_w\ d} + \frac{2}{3}\sqrt{f'_c}\right)$	$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w\ d}\right)^2 + \left(\frac{T_u\ p_h}{1{,}7\ A_{0h}^2}\right)^2} \leq \phi \left(\frac{V_c}{b_w\ d} + 2{,}1\sqrt{f'_c}\right)$
22.7.7.1 *b)*	$\left(\frac{V_u}{b_w\ d}\right) + \left(\frac{T_u\ p_h}{1{,}7\ A_{0h}^2}\right) \leq \phi \left(\frac{V_c}{b_w\ d} + \frac{2}{3}\sqrt{f'_c}\right)$	$\left(\frac{V_u}{b_w\ d}\right) + \left(\frac{T_u\ p_h}{1{,}7\ A_{0h}^2}\right) \leq \phi \left(\frac{V_c}{b_w\ d} + 2{,}1\sqrt{f'_c}\right)$
22.9.4.4 *b)*	$(3{,}3 + 0{,}08\ f'_c)A_c$	$(34 + 0{,}08\ f'_c)A_c$
22.9.4.4 *c)*	$11\ A_c$	$112\ A_c$
22.9.4.4 *e)*	$5{,}5\ A_c$	$56\ A_c$

Documento en estudio

ECUACIÓN o ARTÍCULO	SISTEMA SI Tensiones en MPa	SISTEMA MKS Tensiones en kg/cm²
24.3.2	$380\left(\frac{280}{f_s}\right) - 2{,}5\,c_c$	$38\left(\frac{2800}{f_s}\right) - 2{,}5\,c_c$
	$300\left(\frac{280}{f_s}\right)$	$30\left(\frac{2800}{f_s}\right)$
24.3.2.2	$\Delta f_{ps} \leq 250$ MPa	$\Delta f_{ps} \leq 2530\ kg/cm^2$
	$\Delta f_{ps} \leq 140$ MPa	$\Delta f_{ps} \leq 1400\ kg/cm^2$
24.4.3.2	$\frac{0{,}0018 \cdot 420}{f_y}$	$\frac{0{,}0018 \cdot 4200}{f_y}$
24.5.2.1	$f_t \leq 0{,}62\sqrt{f'_c}$	$f_t \leq 2\sqrt{f'_c}$
	$0{,}62\sqrt{f'_c} < f_t \leq \sqrt{f'_c}$	$2\sqrt{f'_c} < f_t \leq 3{,}18\sqrt{f'_c}$
	$f_t > \sqrt{f'_c}$	$f_t > 3{,}18\sqrt{f'_c}$
	$f_t \leq 0{,}50\sqrt{f'_c}$	$f_t \leq 1{,}60\sqrt{f'_c}$
24.5.3.2	$0{,}50\sqrt{f'_{ci}}$	$1{,}60\sqrt{f'_{ci}}$
	$0{,}25\sqrt{f'_{ci}}$	$0{,}80\sqrt{f'_{ci}}$
25.4.1.4.	$\sqrt{f'_c} \leq 8{,}3$ MPa	$\sqrt{f'_c} \leq A_h f_{yt} \leq 40$ kN
25.4.2.2	$\frac{12 f_y \psi_t \psi_e}{25 \lambda \sqrt{f'_c}} d_b$	$\frac{f_y \psi_t \psi_e}{6{,}6 \lambda \sqrt{f'_c}} d_b$
	$\frac{3 f_y \psi_t \psi_e}{5 \lambda \sqrt{f'_c}} d_b$	$\frac{f_y \psi_t \psi_e}{5{,}3 \lambda \sqrt{f'_c}} d_b$
	$\frac{18 f_y \psi_t \psi_e}{25 \lambda \sqrt{f'_c}} d_b$	$\frac{f_y \psi_t \psi_e}{4{,}4 \lambda \sqrt{f'_c}} d_b$
	$\frac{9 f_y \psi_t \psi_e}{10 \lambda \sqrt{f'_c}} d_b$	$\frac{f_y \psi_t \psi_e}{3{,}5 \lambda \sqrt{f'_c}} d_b$
25.4.2.3 *a)*	$\ell_d = \frac{9 f_y \psi_t \psi_e \psi_s}{10 \lambda \sqrt{f'_c}\left(\frac{c_b + K_{tr}}{d_b}\right)} d_b$	$\ell_d = \frac{f_y \psi_t \psi_e \psi_s}{3{,}5 \lambda \sqrt{f'_c}\left(\frac{c_b + K_{tr}}{d_b}\right)} d_b$
25.4.3.1 *a)*	$\frac{0{,}24 f_y \psi_e \psi_c \psi_r}{\lambda \sqrt{f'_c}} d_b$	$\frac{f_y \psi_e \psi_c \psi_r}{13{,}2 \lambda \sqrt{f'_c}} d_b$
25.4.4.2 *a)*	$\frac{0{,}19 f_y \psi_e \psi_c \psi_r}{\lambda \sqrt{f'_c}} d_b$	$\frac{0{,}06 f_y \psi_e \psi_c \psi_r}{\lambda \sqrt{f'_c}} d_b$
25.4.6.3 *a)*	$\frac{f_y - 240}{f_y}$	$\frac{f_y - 2460}{f_y}$
25.4.7.2 *b)*	$3{,}25 \frac{A_b}{s} \frac{f_y}{\lambda \sqrt{f'_c}}$	$\frac{A_b}{s} \frac{f_y}{\lambda \sqrt{f'_c}}$
25.4.8.1 *a)*	$\ell_d = \frac{f_{se}}{7} \frac{d_b}{3} + \frac{(f_{ps} - f_{se})}{7} d_b$	$\ell_d = \frac{f_{se}}{70} \frac{d_b}{3} + \frac{(f_{ps} - f_{se})}{70} d_b$

Documento en estudio

ECUACIÓN o ARTÍCULO	***SISTEMA SI Tensiones en MPa***	***SISTEMA MKS Tensiones en kg/cm²***
25.4.9.2 *a)*	$\frac{0{,}24\ \psi_r}{\lambda\sqrt{f'_c}}\ d_b$	$\frac{0{,}075\ \psi_r}{\lambda\sqrt{f'_c}}\ d_b$
25.4.9.2 *b)*	$0{,}0435\ f_y\ \psi_r\ d_b$	$0{,}0043\ f_y\ \psi_r\ d_b$
25.5.5.1 *a)*	$0{,}0725\ f_y\ d_b$	$0{,}0071\ f_y\ d_b$
25.5. 5.1 *b)*	$(0{,}13\ f_y - 24)\ d_b$	$(0{,}013\ f_y - 24)\ d_b$
25.7.1.3 *b)*	$\frac{f_{yt}}{6\ \lambda\sqrt{f'_c}} d_b$	$\frac{f_{yt}}{18{,}9\ \lambda\sqrt{f'_c}} d_b$
25.7.1.7	$A_h\ f_{yt} \leq 40\ kN$	$A_h\ f_{yt} \leq 4.000\ kg$
25.9.4.5.1	$f_{ps} = f_{se} + 70$	$f_{ps} = f_{se} + 700$
26.12.5.1	$0{,}62\ \sqrt{f'_c}$	$2\ \sqrt{f'_c}$

Documento en estudio