

Reglamento INPRES-CIRSOC 103

Ministerio de Obras Públicas de la Nación

Secretaría de Obras Públicas



Instituto Nacional de
Prevención Sísmica

INTI

Instituto Nacional de
Tecnología Industrial



CIRSOC

Centro de Investigación de los
Reglamentos Nacionales de
Seguridad para las Obras Civiles



REGLAMENTO ARGENTINO PARA CONSTRUCCIONES SISMORRESISTENTES

Parte II

*CONSTRUCCIONES DE
HORMIGÓN ARMADO*

Abril 2021

***REGLAMENTO ARGENTINO
PARA CONSTRUCCIONES
SISMORRESISTENTES***

***PARTE II
CONSTRUCCIONES DE
HORMIGÓN ARMADO***

EDICIÓN ABRIL 2021

INPRES

Rogert Balet Nº 47 Norte

(5400) San Juan

Tel.: (54 264) 4239016 – 4239010 – PBX

FAX: (54 264) 4234463

e-mail: giuliano@inpres.gob.ar

Internet: <https://www.inpres.gob.ar>

DIRECTOR NACIONAL:
ING. ALEJANDRO P. GIULIANO

DIRECTORA EJECUTIVA:
DRA. PATRICIA ALVARADO

INTI CIRSOC

Av. Cabildo 65 – Subsuelo Ala Savio

(C1426AAA) Buenos Aires

Telefax: (54 11) 4779-3182 / 3183 / 3184

e-mail: cirsoc@inti.gob.ar

cirsoc@fm.gob.ar

Internet: <https://www.inti.gob.ar/areas/servicios-industriales/construcciones-e-infraestructura/cirsoc>

DIRECTORA TÉCNICA:
ING. MARTA S. PARMIGIANI

© 2021

Editado por INTI

INSTITUTO NACIONAL DE TECNOLOGÍA INDUSTRIAL

Av. Leandro N. Alem 1067 – 7º piso – Buenos Aires. Tel. 4515-5000/5001

Queda hecho el depósito que fija la ley 11.723. Todos los derechos reservados. Prohibida la reproducción parcial o total sin autorización escrita del editor. Impreso en la Argentina.

Printed in Argentina.

ORGANISMOS PROMOTORES

Ministerio de Obras Públicas

Secretaría de Obras Públicas

Instituto Nacional de Tecnología Industrial

Instituto Nacional de Prevención Sísmica

Consejo Interprovincial de Ministros de Obras Públicas

Ministerio de Hacienda, Finanzas y Obras Públicas de la Provincia del Neuquén

Consejo Interprovincial de Ministros de Obras Públicas

Gobierno de la Ciudad de Buenos Aires

Dirección Nacional de Vialidad

Dirección de Vialidad de la Provincia de Buenos Aires

Consejo Vial Federal

Cámara Argentina de la Construcción

Consejo Profesional de Ingeniería Civil

Asociación de Fabricantes de Cemento Pórtland

Instituto Argentino de Normalización

Techint

Acindar

MIEMBROS ADHERENTES

Asociación Argentina de Tecnología del Hormigón

Asociación Argentina de Hormigón Estructural

Asociación Argentina de Hormigón Elaborado

Asociación Argentina del Bloque de Hormigón

Asociación de Ingenieros Estructurales

Cámara Industrial de Cerámica Roja

Centro Argentino de Ingenieros

Instituto Argentino de Siderurgia

Transportadora Gas del Sur

Quasdam Ingeniería

Sociedad Argentina de Ingeniería Geotécnica

Colegio de Ingenieros de la Provincia de Buenos Aires

Cámara Argentina del Aluminio y Metales Afines

Cámara Argentina de Empresas de Fundaciones de Ingeniería civil

Federación Argentina de la Ingeniería Civil

Consejo Profesional de Agrimensores, Ingenieros y Profesiones Afines de Salta

Esta Parte II, “Construcciones de Hormigón Armado”, del Reglamento Argentino para Construcciones Sismorresistentes INPRES-CIRSOC 103, surge de un esfuerzo conjunto entre las siguientes instituciones y sus respectivos representantes:

Instituto Nacional de Prevención Sísmica

Ing. Alejandro Giuliano

Dra. Patricia Alvarado

Ing. N. Silvana Bustos

Ing. Daniel Alejandro Yañez

**Centro de Investigación de los Reglamentos Nacionales
de Seguridad para las Obras Civiles**

Ing. Marta S. Parmigiani

Universidad Nacional de Cuyo – Facultad de Ingeniería

Dr. Ing. Francisco Javier Crisafulli

Ing. José Giunta

Ms. Sc. Ing. Carlos Ricardo Llopiz

Ing. Agustín Benito Reboredo

Universidad Tecnológica Nacional – Facultad Regional Mendoza

Ing. Eduardo Balasch

Dr. Ing. Carlos Daniel Frau

Ing. Daniel García Gei

Dr. Ing. Noemí Graciela Maldonado

Ing. Eduardo Daniel Quiroga

Consejo Profesional de Ingenieros y Geólogos de Mendoza

Ing. Raúl Héctor Delle Donne

Ing. Roberto R. Nesossi

Centro de Ingenieros de Mendoza

Ing. Juan Camps

Ing. Norberto González

Ing. Raúl Giménez Mathus

La comisión redactora estuvo compuesta por los siguientes profesionales:

Ing. N. Silvana Bustos

Ing. Juan Camps

Dr. Ing. Francisco Javier Crisafulli

Dr. Ing. Carlos Daniel Frau

Ing. Alejandro Giuliano

Ms. Sc. Ing. Carlos Ricardo Llopiz

Ing. Eduardo Daniel Quiroga

Ing. Agustín Benito Reboredo

Ing. Daniel Alejandro Yañez

Agradecimiento especial:

Se agradece la valiosa colaboración de los Ingenieros Eduardo Javier Vega, Agustín Fusari, y Federico Gabriel Fernandez, por sus aportes al presente documento.

PRÓLOGO A LA 2° EDICIÓN (2021)

La experiencia acumulada durante los últimos años, ha demostrado que los profesionales involucrados en el diseño sísmico de estructuras han tenido inconvenientes en la aplicación efectiva de las prescripciones contenidas en la **Parte II, “CONSTRUCCIONES DE HORMIGÓN ARMADO”** del **REGLAMENTO ARGENTINO PARA CONSTRUCCIONES SISMORRESISTENTES INPRES-CIRSOC 103 edición 2005**, lo que ha conducido, en muchos casos, a diseños inadecuados que se alejan del espíritu reglamentario.

Esta experiencia, así como las consultas, comentarios, observaciones y propuestas recibidas durante su vigencia legal han puesto de manifiesto la necesidad de transparentar dichas prescripciones, las cuales, sin modificarse en mayor medida, se han ampliado y aclarado en este Reglamento, con abundante material gráfico incorporado a los Comentarios.

Se ha considerado conveniente presentar esta edición en formato unificado, incluyendo los Comentarios en el cuerpo principal del Reglamento, inmediatamente después de las prescripciones reglamentarias, recuadrados con fondo grisáceo, de manera tal que el diseñador encuentre rápidamente los fundamentos y aclaraciones sin la necesidad de consultar otro documento.

Este Reglamento continuará funcionando en conjunto con el **REGLAMENTO CIRSOC 201 edición 2005** actualmente vigente.

Los cambios introducidos, que además reflejan los últimos desarrollos de las normas de ingeniería sísmica en el mundo, permitirán lograr una aplicación más efectiva de la **Parte II** del **REGLAMENTO INPRES-CIRSOC 103**, con el objetivo básico de reducir el riesgo sísmico.

Inga. Marta S. PARMIGIANI
Directora Técnica
INTI-CIRSOC

Ing. Alejandro P. GIULIANO
Director Nacional
INPRES

ÍNDICE

CAPÍTULO 1. REQUISITOS GENERALES

1.0. SIMBOLOGÍA	1
1.1. CAMPO DE VALIDEZ	2
1.2. PROPIEDADES DE LOS MATERIALES	4
1.2.1. Hormigón	5
1.2.2. Acero	5
1.3. COMBINACIONES DE ACCIONES	7
1.4. MÉTODOS DE ANÁLISIS	7
1.5. MÉTODO DE DISEÑO	9
1.5.1. Diseño por resistencia	9
1.5.2. Diseño por estabilidad	11
1.5.3. Diseño por capacidad	11
1.6. SISTEMAS ESTRUCTURALES SISMORRESISTENTES	13
1.6.1. Pórticos sismorresistentes	14
1.6.2. Tabiques sismorresistentes	15
1.6.3. Sistemas pórtico tabique sismorresistentes	16
1.6.4. Otros sistemas estructurales sismorresistentes	17
1.7. GLOSARIO	17

CAPÍTULO 2. PÓRTICOS SISMORRESISTENTES DE HORMIGÓN ARMADO

2.0. SIMBOLOGÍA	21
2.1. REQUERIMIENTOS GENERALES DE DISEÑO	25
2.2. DISEÑO DE VIGAS	27
2.2.1. Limitaciones dimensionales	27
2.2.2. Rigidez	29
2.2.3. Diseño a flexión	30
2.2.4. Longitud de las zonas de formación potencial de rótulas plásticas	34
2.2.5. Armadura longitudinal	36
2.2.6. Armadura transversal en zonas de formación potencial de rótulas plásticas	40
2.2.7. Diseño a corte	44
2.2.8. Armadura de corte	49
2.2.9. Anclajes	52
2.2.10. Empalmes	59

2.3. DISEÑO DE COLUMNAS	61
2.3.1. Limitaciones dimensionales	61
2.3.2. Rigidez	62
2.3.3. Factor de sobrerresistencia flexional de vigas	63
2.3.4. Diseño a flexión y esfuerzo axial	64
2.3.5. Longitud de la zona de formación potencial de rótulas plásticas	73
2.3.6. Armadura longitudinal	76
2.3.7. Armadura transversal	77
2.3.8. Diseño a corte	87
2.3.9. Armadura de corte	95
2.3.10. Anclajes	96
2.3.11. Empalmes	99
2.4. DISEÑO DE NUDOS VIGA-COLUMNA	100
2.4.1. Área efectiva del nudo	100
2.4.2. Esfuerzo de corte en el nudo	101
2.4.3. Máximo esfuerzo de corte horizontal en el nudo	105
2.4.4. Anclajes	105
2.4.5. Armadura transversal	105
2.4.6. Armadura vertical	106
2.4.7. Nudos con columnas anchas y vigas angostas	107
2.4.8. Nudos excéntricos	107

CAPÍTULO 3. TABIQUES SISMORRESISTENTES DE HORMIGÓN ARMADO

3.0. SIMBOLOGÍA	109
3.1. CLASIFICACIÓN	113
3.1.1. Tabiques sismorresistentes en voladizo	113
3.1.2. Tabiques sismorresistentes acoplados	113
3.2. CONSIDERACIÓN SECCIONAL	114
3.3. LIMITACIONES DIMENSIONALES	114
3.4. RIGIDEZ	118
3.4.1. Rigidez efectiva de tabiques	118
3.4.2. Rigidez efectiva de vigas de acoplamiento	118
3.5. DISEÑO A FLEXIÓN Y ESFUERZO AXIAL	119
3.5.1. Resistencia requerida a flexión - M_u - y esfuerzo axial requerido - P_u -	119
3.5.2. Resistencia nominal a flexión y esfuerzo axial	120

3.5.3. Longitud de la zona de formación potencial de rótula plástica	121
3.5.4. Armadura longitudinal	121
3.5.5. Interrupción en altura de la armadura longitudinal	123
3.5.6. Armadura transversal	124
3.6. DISEÑO A CORTE	128
3.6.1. Resistencia requerida a corte - V_u -	128
3.6.2. Máxima resistencia requerida a corte V_u	129
3.6.3. Resistencia nominal a corte - V_n -	130
3.6.4. Armadura de corte	132
3.7. EMPALMES Y ANCLAJES	133
3.7.1. Empalme de armadura longitudinal por yuxtaposición	133
3.7.2. Escalonamiento de empalmes de armadura longitudinal por yuxtaposición	133
3.7.3. Empalmes soldados o con conectores mecánicos	134
3.7.4. Anclaje de la armadura horizontal de corte en los extremos de tabiques	134
3.7.5. Anclaje de la armadura horizontal de corte en el ala de tabiques	136
3.7.6. Empalme de la armadura horizontal de corte	137
3.8. REQUERIMIENTOS ADICIONALES PARA TABIQUES SISMORRESISTENTES ACOPLADOS	138
3.8.1. Diseño de vigas de acoplamiento	138
3.8.2. Diseño de tabiques	141
3.9. REQUERIMIENTOS ADICIONALES PARA TABIQUES SISMORRESISTENTES POCO ESBELTOS	144
3.9.1. Diseño a corte por deslizamiento	145
3.9.2. Armadura vertical	152
3.9.3. Tabiques con aberturas dispuestas en forma irregular	152

CAPÍTULO 4. SISTEMAS PÓRTICO-TABIQUE SISMORRESISTENTES DE HORMIGÓN ARMADO

4.0. SIMBOLOGÍA	153
4.1. REQUERIMIENTOS GENERALES DE DISEÑO	154
4.1.1. Factor de reducción de la estructura	154
4.2. DISEÑO DE PÓRTICOS	155
4.2.1. Diseño de vigas	155
4.2.2. Diseño de columnas	155
4.3. DISEÑO DE TABIQUES	158

4.3.1. Interrupción en altura de la armadura longitudinal	158
4.3.2. Resistencia requerida a corte - V_u -	159

CAPÍTULO 5. DIAFRAGMAS

5.1. CAMPO DE VALIDEZ	161
5.2. ACCIONES SÍSMICAS REQUERIDAS	161
5.3. DIAFRAGMAS DE HORMIGÓN COLADO IN SITU	162
5.4. DIAFRAGMAS CONSTITUIDOS POR ELEMENTOS PREMOLDEADOS	163

CAPÍTULO 6. FUNDACIONES

6.0. SIMBOLOGÍA	165
6.1. CRITERIOS GENERALES PARA EL DISEÑO	165
6.2. CLASIFICACIÓN	165
6.3. FUNDACIONES PARA SUPERESTRUCTURAS CON RESPUESTA DÚCTIL	166
6.4. FUNDACIONES PARA SUPERESTRUCTURAS CON RESPUESTA ELÁSTICA	167
6.4.1. Fundaciones con respuesta elástica	167
6.4.2. Fundaciones con respuesta dúctil	167
6.4.3. Fundaciones para tabiques sismorresistentes con giro rígido	168
6.5. FUNDACIONES PARA ESTRUCTURAS CON RESPUESTA DÚCTIL	168
6.6. REQUERIMIENTOS ESPECIALES PARA PILOTES	169
6.6.1. Zonas de formación potencial de rótulas plásticas	169
6.6.2. Armadura	169
6.6.3. Cabezales de pilotes	170

CAPÍTULO 7. ESTRUCTURAS CON DUCTILIDAD LIMITADA

7.0. SIMBOLOGÍA	171
7.1. CAMPO DE VALIDEZ	173
7.2. REQUISITOS GENERALES	174
7.3. PÓRTICOS SISMORRESISTENTES	175
7.3.1. Mecanismo de colapso	175
7.3.2. Diseño de vigas	183
7.3.3. Diseño de columnas	185
7.4. TABIQUES SISMORRESISTENTES	192
7.4.1. Requerimientos generales de diseño	192

7.4.2. Limitaciones dimensionales	194
7.4.3. Armadura longitudinal	194
7.4.4. Armadura transversal para control del pandeo de las barras longitudinales	194
7.4.5. Confinamiento de la zona comprimida	195
7.4.6. Diseño a corte	196
7.4.7. Empalmes	197
7.4.8. Tabiques acoplados	197
7.4.9. Tabiques poco esbeltos	198
7.5. SISTEMAS PORTICO TABIQUE	198
7.5.1. Requisitos generales de diseño	198
7.5.2. Factor de reducción de la estructura	198
7.6. NUDOS VIGAS-COLUMNAS	199
7.7. DIAFRAGMAS	199
REFERENCIAS	201

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.1.	Características de endurecimiento de los aceros	6
Tabla 1.2.	Factores de reducción de resistencia	10
Tabla 2.1.	Momento de inercia efectivo de la sección de vigas	29
Tabla 2.2.	Momento de Inercia efectivo de la sección de columnas	63
Tabla 2.3.	Factor de reducción de momento R_m	71
Tabla 2.4.	Factor de reducción de la carga axial inducida por la acción sísmica R_v	72
Tabla 3.1.	Momento de inercia efectivo de la sección de tabiques	118
Tabla 3.2.	Momento de inercia efectivo de la sección de vigas de acoplamiento	118

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1.	Ancho máximo de vigas.	28
Figura 2.2.	Ancho efectivo de colaboración de la losa (b_e), en vigas T y L construidas monolíticamente con la losa.	32
Figura 2.3.	Número de barras de la losa que colaboran con la resistencia flexional de la viga.	33
Figura 2.4.	Longitud de las zonas de formación potencial de rótulas plásticas cuando la sección crítica se ubica en la cara de la columna y en el tramo de la viga.	34
Figura 2.5.	Longitud de las zonas de formación potencial de rótulas plásticas cuando la sección crítica se aleja de la cara del apoyo.	35
Figura 2.6.	Disposición y área de la sección de estribos en las zonas de formación potencial de rótulas plásticas, considerando que $f_y = f_{yt}$ y una separación $s = 6d_b$.	42
Figura 2.7.	Anclaje de la armadura longitudinal de una viga cuando la sección crítica de formación potencial de rótula plástica está en la cara de la columna.	56
Figura 2.8.	Anclaje de la armadura longitudinal de una viga cuando la sección crítica de formación potencial de rótula plástica está a una distancia de la cara de la columna de al menos la altura de la viga o a 500 mm .	56
Figura 2.9.	Anclaje de la armadura longitudinal en la prolongación de una viga.	58
Figura 2.10.	Disposición de barras adicionales para reducir la longitud de anclaje.	59
Figura 2.11.	Confinamiento en empalmes por yuxtaposición.	61
Figura 2.12.	Factor de amplificación dinámica ω para columnas de pórticos.	68

Figura 2.13.	Momentos requeridos en columnas en los pisos inferiores de un pórtico.	68
Figura 2.14.	Amplificación de momentos de columnas con acción de voladizo, en los pisos inferiores de un pórtico.	70
Figura 2.15.	Determinación de la longitud de la zona de formación potencial de rótula plástica (ℓ_p) en columnas que presentan un punto de inflexión dentro del piso.	74
Figura 2.16.	Determinación de la longitud de la zona de formación potencial de rótula plástica (ℓ_p) en columnas que no presentan un punto de inflexión dentro del piso.	75
Figura 2.17.	Detalles de armadura transversal de columnas rectangulares en zona de rótula plástica.	80
Figura 2.18.	Confinamiento en empalmes por yuxtaposición en columnas circulares.	100
Figura 2.19.	Ancho efectivo del nudo.	101
Figura 2.20.	Diagrama de cuerpo libre de un nudo interior con vigas armadas convencionalmente.	102
Figura 2.21.	Corte horizontal en un nudo interno, con viga armada convencionalmente.	102
Figura 2.22.	Corte horizontal en un nudo interno, con vigas con armadura en las caras laterales.	103
Figura 2.23.	Corte horizontal en un nudo externo, con viga armada convencionalmente.	103
Figura 2.24.	Variables para la determinación del esfuerzo de corte en la columna V_{col} para diseño de los nudos.	104
Figura 2.25.	Disposición de armadura vertical en nudos.	106
Figura 2.26.	Detalle de armaduras en nudos con columnas anchas y vigas angostas.	108
Figura 3.1.	Mecanismos de resistencia flexional en tabiques sismorresistentes.	113
Figura 3.2.	Dimensiones mínimas de los elementos de borde en las zonas de formación potencial de rótulas plásticas.	117
Figura 3.3.	Definición de los sectores extremos de la sección transversal de un tabique sismorresistente, en la zona de formación potencial de rótula plástica.	122
Figura 3.4.	Envolvente de la resistencia requerida a flexión para tabiques en voladizo.	123
Figura 3.5.	Armadura transversal en zona de formación potencial de rótula plástica.	125

Figura 3.6.	Zonas de armadura transversal de acuerdo con el artículo 3.5.6.	127
Figura 3.7.	Estribos requeridos en empalmes por yuxtaposición.	133
Figura 3.8.	Detalle de armado de vigas de acoplamiento con confinamiento individual de la diagonal.	140
Figura 3.9.	Detalle de armado de vigas de acoplamiento con confinamiento general.	141
Figura 3.10.	Área efectiva para determinar la fricción por corte.	142
Figura 3.11.	Disposición de las armaduras diagonales en tabiques sismorresistentes pocos esbeltos.	147
Figura 3.12.	Disposición de armaduras para control de tracción diagonal.	149
Figura 3.12.	Modelo biela-tirante para tabiques poco esbeltos con aberturas dispuestas en forma irregular.	152
Figura 4.1.	Factor de amplificación dinámica ω para momentos de columnas en sistemas pórtico tabique.	156
Figura 4.2.	Diagrama envolvente de la resistencia requerida a flexión para tabiques en sistemas pórtico tabique.	158
Figura 4.3.	Diagrama envolvente de la resistencia requerida a corte para tabiques en sistemas pórtico tabique.	160
Figura 5.1.	Modelo para el análisis de diafragmas de hormigón armado colados in situ utilizando un campo en compresión diagonal.	162
Figura 5.2.	Modelo para el análisis de diafragmas de hormigón armado constituidos por elementos premoldeados utilizando un campo en tracción diagonal.	163
Figura 5.3.	Armadura adicional para desarrollar un campo en tracción diagonal en la capa de compresión de diafragmas con elementos premoldeados.	164
Figura C1.1.	Diseño por resistencia y por capacidad de un pórtico.	14
Figura C1.2.	Diseño por resistencia y por capacidad de un tabique en voladizo.	16
Figura C2.1.	Mecanismo de colapso en edificios aporticados de varios pisos.	26
Figura C2.3.	Restricción al pandeo de una segunda capa de barras longitudinales, considerando que $f_y = f_{yt}$, y una separación $s = 6d_b$.	41
Figura C2.4.	Determinación del esfuerzo de corte último V_u en vigas.	45
Figura C2.5.	Área efectiva de corte en vigas.	48
Figura C2.6.	Armadura diagonal para control del deslizamiento por corte en zonas de formación potencial de rótulas plásticas.	50

Figura C2.7. Diagrama de momento envolvente para interrupción de la armadura longitudinal en la mitad izquierda de la viga.	53
Figura C2.8. Ejemplo de Interrupción de barras longitudinales en vigas.	55
Figura C2.9. Identificación del tipo de columna y el requerimiento de confinamiento.	78
Figura C2.10. Ejemplos de disposición de armadura transversal en zona de rótula plástica en una columna cuadrada, considerando que $f_y = f_{yt}$, y una separación $s = 6d_b$.	84
Figura C2.11. Ejemplos para la determinación del área efectiva de corte en columnas.	92
Figura C2.12. Área efectiva de la armadura longitudinal traccionada en columnas.	92
Figura C2.13. Ejemplos para la determinación de la armadura de corte total en columnas cuadradas.	93
Figura C2.14. Ejemplos para la determinación de la resistencia nominal a corte proporcionada por estribos en columnas circulares.	94
Figura C3.1. Determinación del grado de acoplamiento A en sistemas con más de dos tabiques acoplados o tabiques acoplados con columnas.	114
Figura C3.2. Sección crítica en tabiques sismorresistentes.	119
Figura C3.3. Estimación del ancho efectivo de alas en tabiques sismorresistentes.	121
Figura C3.4. Escalonamiento de empalmes por yuxtaposición de la armadura longitudinal de tabiques.	134
Figura C3.5. Anclaje de la armadura horizontal de corte en los extremos de tabiques.	135
Figura C3.6. Anclaje de la armadura horizontal de corte en el ala de tabiques.	136
Figura C3.7. Empalme de la armadura horizontal de corte en tabiques.	138
Figura C3.8. Factor de sobrerresistencia para un sistema de tres tabiques acoplados.	143
Figura C7.1. Sistemas estructurales con ductilidad limitada.	174
Figura C7.2. Vigas con rótulas plásticas ubicadas en el tramo.	176
Figura C7.3. Pórticos con mecanismo de colapso de viga parcial.	181

CAPÍTULO 1. REQUISITOS GENERALES

1.0. SIMBOLOGÍA

- C_a parámetro característico del espectro de diseño elástico para acciones horizontales para Estado Límite Último, que figura en Tabla 3.1 del Capítulo 3 del **Reglamento INPRES-CIRSOC 103 – Parte I “CONSTRUCCIONES EN GENERAL” – 2018**.
- D acción permanente, compuesta por el peso de todos los componentes estructurales o no, equipos e instalaciones fijados permanentemente a la estructura, en N .
- E efecto total de la acción sísmica, en N .
- E_H efecto horizontal de la acción sísmica, en N .
- E_V efecto vertical de la acción sísmica, en N .
- L sobrecarga debida a la ocupación y a los equipos móviles, en N .
- R factor de reducción global, según Capítulo 5 del **Reglamento INPRES-CIRSOC 103 – Parte I “CONSTRUCCIONES EN GENERAL” – 2018**.
- S acción de la nieve, en N .
- f'_c resistencia especificada a la compresión del hormigón, en MPa . Según el **Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón – CIRSOC 201 – 2005**.
- f_1 factor de participación de la sobrecarga de ocupación o de uso.
- f_2 factor de participación de la sobrecarga de nieve.
- f_u tensión máxima a tracción de la armadura (corresponde a la resistencia a la tracción de la Norma **IRAM-IAS**), en MPa .
- f_y tensión de fluencia especificada de la armadura longitudinal (corresponde al límite de fluencia nominal de la Norma **IRAM-IAS**), en MPa .
- f_{yt} tensión de fluencia especificada de la armadura transversal (corresponde al límite de fluencia nominal de la Norma **IRAM-IAS**), en MPa .
- ϕ factor de reducción de resistencia.
- ϕ_o^b factor de sobrerresistencia flexional de vigas.
- ϕ_o^c factor de sobrerresistencia flexional de columnas.
- ε_u alargamiento de rotura característico, en %.
- γ_r factor de riesgo, según artículo 2.4. del Capítulo 2 del **Reglamento INPRES-CIRSOC 103 – Parte I “CONSTRUCCIONES EN GENERAL” – 2018**.

1.1. CAMPO DE VALIDEZ

En esta **Parte II** se establecen los requerimientos mínimos para el diseño y la construcción de estructuras sismorresistentes de hormigón armado, en las cuales las acciones sísmicas de diseño se han determinado considerando que las estructuras deban ser capaces de disipar energía por deformaciones inelásticas.

Estos requerimientos complementan, para dichos tipos de estructuras, las prescripciones contenidas en el **Reglamento INPRES-CIRSOC 103 – Parte I “CONSTRUCCIONES EN GENERAL” – 2018** y las correspondientes al **Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón – CIRSOC 201 – 2005**, cuyos principios y requerimientos deberán aplicarse con carácter general, excepto aquéllos que resultan específicamente modificados por las prescripciones contenidas en esta **Parte II**.

Los requerimientos aquí establecidos se aplicarán exclusivamente a los estados de cargas que incluyan la acción sísmica.

Para proveer la resistencia mínima aceptable para las apropiadas combinaciones de cargas gravitatorias mayoradas y acciones sísmicas, las estructuras se clasifican en:

Estructuras con ductilidad completa

Son aquéllas que se diseñan y detallan para resistir el mínimo nivel de acción sísmica horizontal permitido por este Reglamento por lo que deberán tener la mayor capacidad técnica y económicamente posible de disipación de energía por deformaciones inelásticas. Estas deformaciones inelásticas deberán concentrarse en zonas preestablecidas de la estructura, para lo que es necesario definir un mecanismo de colapso cinemáticamente posible. Las deformaciones inelásticas se deberán principalmente a la fluencia de la armadura longitudinal. Las estructuras con ductilidad completa, deberán ser diseñadas por capacidad de acuerdo con el artículo 1.5. Se considerará que este tipo de estructuras tienen una adecuada capacidad de disipación de energía por deformaciones inelásticas si se diseñan y se detallan de acuerdo con lo establecido en los Capítulos 2, 3, 4, 5, y 6 de esta **Parte II**.

Estructuras con ductilidad limitada

Son aquéllas que se suponen tienen una menor demanda de deformación inelástica o una menor capacidad de deformación inelástica en relación con las estructuras con ductilidad completa. Estas deformaciones inelásticas deberán concentrarse en zonas preestablecidas de la estructura, para lo que es necesario definir un mecanismo de colapso cinemáticamente posible. Las deformaciones inelásticas se deberán principalmente a la fluencia de la armadura longitudinal.

Las estructuras con ductilidad limitada, deberán diseñarse por capacidad de acuerdo con el artículo 1.5., con acciones sísmicas mayores que las correspondientes a estructuras con ductilidad completa. Se considerará que este tipo de estructuras tienen una adecuada capacidad de disipación de energía por deformaciones inelásticas si se diseñan y se detallan de acuerdo con lo establecido en el Capítulo 7 de esta **Parte II**.

Estructuras con respuesta elástica

Son aquéllas que se suponen permanecerán esencialmente elásticas ($R \leq 1,5$). Estas estructuras deberán diseñarse de manera de satisfacer los criterios siguientes:

- (i) Cuando el sistema estructural es tal que, bajo acciones sísmicas mayores que las elásticas de diseño, pueda desarrollar un mecanismo de colapso global permitido para estructuras con ductilidad completa o con ductilidad limitada, la estructura podrá diseñarse y detallarse de acuerdo con lo establecido en el **Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón – CIRSOC 201 – 2005**.
- (ii) Cuando la disipación de energía sólo puede ser posible con un mecanismo de colapso no admitido para estructuras con ductilidad completa o con ductilidad limitada, deberá identificarse claramente este mecanismo y los elementos involucrados en él, y los mismos deberán detallarse de acuerdo con lo especificado para elementos con ductilidad completa o limitada, según corresponda.
- (iii) Todo componente o elemento que, aunque no forme parte de la estructura sismorresistente primaria sufra deformaciones inelásticas inducidas por los desplazamientos de la construcción para el sismo de diseño, deberá cumplir los requerimientos de (i) o (ii), según corresponda.

C 1.1. CAMPO DE VALIDEZ

Esta **Parte II** del **Reglamento INPRES-CIRSOC 103 – 2020** contiene requerimientos mínimos que se consideran actualmente necesarios, para que las estructuras monolíticas de hormigón armado sean capaces de soportar una serie de oscilaciones en el campo de la respuesta inelástica sin degradaciones críticas de resistencia. Esta demanda de deformación inelástica está de acuerdo con la magnitud de las acciones sísmicas de diseño, que se reconoce son menores que las correspondientes a la respuesta elástica.

A medida que una estructura de hormigón armado, adecuadamente diseñada y detallada, responda a un movimiento sísmico severo, su rigidez efectiva decrece y su aptitud para disipar energía aumenta. Este proceso tiende a reducir la aceleración de respuesta o las fuerzas horizontales de inercia inducidas, en relación con las obtenidas con un modelo lineal elástico de una estructura no fisurada y ligeramente amortiguada.

De esta manera, el uso de las acciones sísmicas de diseño especificadas, requiere que el edificio posea una estructura resistente a acciones sísmicas horizontales que mantenga una porción importante de su resistencia cuando se encuentre sometida a desplazamientos reversibles en el campo inelástico.

Se consideran tres grupos de sistemas estructurales de hormigón armado, cada uno con sus requerimientos específicos de diseño:

(a) Estructuras con ductilidad completa

(b) Estructuras con ductilidad limitada

(c) Estructuras con respuesta elástica

- (a) Las estructuras con ductilidad completa son aquéllas que se diseñan con el menor nivel de resistencia sísmica y la mayor capacidad de ductilidad. En este contexto, ductilidad significa la habilidad que tiene una estructura para deformarse más allá del inicio de la fluencia en el campo plástico sin excesiva pérdida de resistencia. El nivel de los daños dependerá de la magnitud de las deformaciones inelásticas impuestas durante un terremoto.

Las deformaciones en el campo inelástico generalmente se generan por rotaciones en las rótulas plásticas seleccionadas, que normalmente se forman en las secciones donde el momento flexor es máximo.

Para asegurar que la energía se disipará sólo en zonas previamente seleccionadas, deben usarse procedimientos de diseño por capacidad. A menos que la demanda de ductilidad local en los componentes plastificados sea significativamente mayor que la correspondiente a la ductilidad global, no se necesita computar la capacidad de ductilidad individual de las rótulas plásticas si se cumple con las previsiones estipuladas en esta **Parte II**.

- (b) Ciertas estructuras o elementos estructurales, en razón de su gran resistencia inherente o por su posición en la estructura, o porque se la considera no apta para ser diseñada con ductilidad completa, pueden tener demandas reducidas de ductilidad o capacidades reducidas de ductilidad. Tales estructuras y elementos estructurales conforman el amplio grupo de sistemas con ductilidad limitada. Estas estructuras o elementos incluyen edificios con disposición irregular de los elementos resistentes a las acciones sísmicas horizontales, tabiques con aberturas irregulares, tamaño y disposición de vigas y columnas que no puedan ser consideradas aptas para una respuesta con ductilidad completa, tales como el caso de pórticos controlados por la carga gravitatoria. Estas estructuras o elementos estructurales deberán diseñarse para que resistan acciones sísmicas mayores que las correspondientes a ductilidad completa. Se espera que esto resulte en demandas menores de ductilidad y, por lo tanto, podrá relajarse el grado de detallado. Como la estructura o los elementos estructurales deben todavía poseer la aptitud de ser dúctiles, es necesario diseñarlos por capacidad.
- (c) En el caso de estructuras que se estima responderán dentro del campo elástico, dependiendo de la aptitud del sistema estructural de desarrollar ductilidad bajo condiciones extremas, deberán considerarse diferentes requerimientos para el detallado de ciertos componentes.

1.2. PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

La calidad de los materiales, y los protocolos de control de calidad de los mismos, deberán indicarse de forma clara y precisa en especificaciones técnicas, memorias de cálculo, planos y planillas, tanto en la documentación técnica de proyecto como de final de obra.

1.2.1. Hormigón

La resistencia especificada a la compresión del hormigón f'_c no deberá ser menor que **20 MPa** ni mayor que **70 MPa**.

$$20 \text{ MPa} \leq f'_c \leq 70 \text{ MPa} \quad [1 - 1]$$

Podrán utilizarse hormigones de resistencia f'_c mayor que **70 MPa** siempre que existan estudios que lo justifiquen, los cuales deberán ser puestos a consideración de la Autoridad de Aplicación con asesoramiento del Consejo Nacional del Reglamento **INPRES-CIRSOC 103**.

Los criterios y controles de conformidad del hormigón deberán realizarse según lo prescripto en el Capítulo 4 del **Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón – CIRSOC 201 – 2005**.

C 1.2.1. Hormigón

En el hormigón simple, a medida que aumenta la resistencia del hormigón, disminuyen las deformaciones correspondientes a la máxima tensión y a la rotura. Sin embargo, al aumentar las tensiones de compresión se requieren detalles especiales de confinamiento. En consecuencia, es posible utilizar hormigones de mayor resistencia a la especificada en la versión 2005 pues la deformabilidad estará controlada por el confinamiento que proveen en forma combinada las armaduras longitudinales y transversales.

1.2.2. Acero

- (i) La tensión de fluencia especificada de la armadura longitudinal f_y , no será mayor que **420 MPa** y la conformación superficial será del tipo nervurada, excepto lo especificado en el artículo 1.2.2.(iii).

No podrán utilizarse aceros con tensiones reales de fluencia superiores a **1,30 veces** la tensión de fluencia especificada.

$$\frac{f_{y \text{ real}}}{f_y} \leq 1,30 \quad [1 - 2]$$

En zonas sísmicas **3** y **4**, podrá utilizarse solamente armadura longitudinal de normal o alto endurecimiento post-fluencia, según la clasificación de la Tabla 1.1., excepto lo especificado en el artículo 1.2.2. (iii).

- (ii) La tensión de fluencia especificada de la armadura transversal f_{yt} , no será mayor que **500 MPa**, y la conformación superficial podrá ser del tipo nervurada o superficie lisa. Podrán utilizarse aceros de cualquier tipo de endurecimiento según la Tabla 1.1.
- (iii) Para el caso de Diafragmas (Capítulo 5), se aceptará el uso de mallas soldadas con una tensión de fluencia especificada f_y de **500 MPa**, cuando no colaboren con la resistencia de las vigas. Podrán utilizarse aceros de cualquier tipo de endurecimiento según la Tabla 1.1.

Tabla 1.1. Características de endurecimiento de los aceros

Parámetro	Endurecimiento post-fluencia				
	Muy Bajo	Bajo		Normal	Alto
f_y [MPa]	420	420	500	420	420
$f_{y \text{ real máximo}}$ [MPa]	546	546	650	546	546
$f_{u \text{ real}}/f_{y \text{ real}}$	de 1,00 a 1,09	de 1,10 a 1,14	$\geq 1,10$	de 1,15 a 1,39	$\geq 1,40$
$\epsilon_{u \text{ real}}$	$\geq 12\%$	$\geq 12\%$	$\geq 10\%$	$\geq 12\%$	$\geq 12\%$

C 1.2.2. Acero

La fuente principal de ductilidad de los componentes de hormigón armado es la aptitud del acero de soportar ciclos repetidos de carga a niveles altos de deformación plástica, sin reducciones importantes de tensión. Las relaciones típicas tensión–deformación de los aceros, muestran que la deformación última y la longitud del escalón de fluencia disminuyen a medida que la tensión de fluencia aumenta.

Las características deseables de los aceros para su utilización en construcciones sismorresistentes de hormigón armado son: un escalón de fluencia seguido por un endurecimiento gradual y una baja variabilidad entre la tensión real y la tensión de fluencia especificada. Estas propiedades resultan esenciales para que la aplicación del diseño por capacidad sea efectiva principalmente para lograr que la resistencia al corte de todos los componentes y la resistencia a flexión de las secciones donde no se pretenda la formación de rótulas plásticas, excedan las solicitaciones correspondientes al desarrollo de la sobrerresistencia flexional de dichas rótulas plásticas. Si el acero de la armadura longitudinal exhibe un endurecimiento prematuro y rápido, la tensión del acero en una sección sometida a una gran demanda de ductilidad puede superar la tensión de fluencia por un margen excesivo. De la misma manera, si el acero tiene una variación considerable en la tensión de fluencia, la resistencia a flexión real en una rótula plástica, puede exceder ampliamente el valor nominal. En ambos casos, el resultado conduce a adoptar altos factores de sobrerresistencia para protegerse contra una falla por corte o por una rotulación plástica inesperada.

Por otro lado, debe existir un balance entre la longitud del escalón de fluencia y la tasa de endurecimiento. Un escalón de fluencia amplio y una baja tasa de endurecimiento, tienen la ventaja de reducir la sobrerresistencia flexional en las rótulas plásticas, pero tienen la desventaja de acortar la longitud de la rótula plástica, reduciendo la ductilidad como consecuencia de las altas deformaciones a las que se ve sometido el hormigón en una longitud reducida. Si el escalón de fluencia es muy prolongado, la falta de rigidez del acero induce a una mayor posibilidad de pandeo de las barras longitudinales sometidas a compresión.

Se considera que las prescripciones estipuladas en el artículo 1.2.2. son las necesarias para lograr estos propósitos.

1.3. COMBINACIÓN DE ACCIONES

1.3.1. Se adoptará la combinación más desfavorable de efectos correspondiente a las siguientes alternativas:

$$1,0 D \pm 1,0E + f_1L + f_2S \quad [1 - 3]$$

Donde los factores de participación de sobrecarga f_1 y f_2 provienen de Tabla 3.3 del Capítulo 3 del **Reglamento INPRES-CIRSOC 103 – Parte I “CONSTRUCCIONES EN GENERAL” – 2018**.

1.3.2. Los efectos provocados por la acción sísmica, se determinarán de la manera siguiente:

$$E = E_H \pm E_V \quad [1 - 4]$$

siendo:

E_H elefecto horizontal de la acción sísmica de acuerdo con lo especificado en los Capítulos 6 y 7 del **Reglamento INPRES-CIRSOC 103 – Parte I “CONSTRUCCIONES EN GENERAL” – 2018**.

E_V el efecto vertical de la acción sísmica que se determinará según la expresión siguiente:

$$E_V = \frac{C_a}{2} \gamma_r D \quad [1 - 5]$$

1.3.3. La estructura deberá, además, verificarse con las combinaciones de estados de cargas pertinentes que no incluyan la acción sísmica de acuerdo con lo especificado en el **Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón – CIRSOC 201 – 2005**.

1.3.4. Se considerará que la acción sísmica horizontal actúa independientemente en cada dirección, según el artículo 3.2. del **Reglamento INPRES-CIRSOC 103 – Parte I “CONSTRUCCIONES EN GENERAL” – 2018**.

1.4. MÉTODOS DE ANÁLISIS

1.4.1. Se deberán utilizar los métodos de evaluación de la acción sísmica prescriptos en el artículo 2.7. del **Reglamento INPRES-CIRSOC 103 – Parte I “CONSTRUCCIONES EN GENERAL” – 2018**.

Cuando se utilice el **método estático** se aplicará lo establecido en los artículos 1.5. y subsiguientes de esta **Parte II**.

1.4.2. Cuando se utilice el **análisis modal espectral** o el **procedimiento de respuesta lineal en el tiempo**, deberá contemplarse lo siguiente:

- (a) Los momentos obtenidos en los extremos de vigas (o en las secciones de columnas donde se prevean rótulas plásticas) mediante el análisis modal espectral o el procedimiento de respuesta lineal en el tiempo, para fuerzas sísmicas horizontales solamente, se supondrán que actúan simultáneamente. Estos momentos combinados con los provenientes de las cargas gravitatorias mayoradas, se utilizarán para determinar la resistencia a flexión de las vigas y de las columnas.
- (b) Cuando se utilice el **análisis modal espectral**: Para la determinación de las solicitaciones debidas sólo a las fuerzas sísmicas horizontales, que se utilizarán como valores de referencia para determinar los factores de sobrerresistencia en vigas ϕ_o^b , o en columnas ϕ_o^c , según corresponda, se utilizará el conjunto de fuerzas laterales correspondientes al primer modo de vibración en la dirección considerada.
- (c) Cuando se utilice el **procedimiento de respuesta lineal en el tiempo**: Para la determinación de las solicitaciones debidas sólo a las fuerzas sísmicas horizontales, que se utilizarán como valores de referencia para determinar los factores de sobrerresistencia en vigas ϕ_o^b , o en columnas ϕ_o^c , según corresponda, se utilizará el conjunto de fuerzas laterales correspondientes al método estático.
- (d) Con las modificaciones introducidas en (a) y en (b) o en (c), según corresponda, será de aplicación todo lo especificado en los artículos 1.5. y subsiguientes.

C 1.4. MÉTODOS DE ANÁLISIS

Si bien son de aplicación los métodos de evaluación de la acción sísmica prescriptos en el artículo 2.7. del **Reglamento INPRES-CIRSOC 103 – Parte I “CONSTRUCCIONES EN GENERAL” – 2018**, resulta necesario introducir algunas modificaciones en el análisis modal espectral para su aplicación al diseño por capacidad.

Originalmente el diseño por capacidad fue desarrollado para aplicarlo con el método estático. Como en este caso las solicitaciones en la estructura están en equilibrio, es lícito amplificar los momentos en las columnas en proporción al factor de sobrerresistencia flexional de las vigas, ϕ_o^b , en los ejes de los nudos. Es claro que los momentos derivados de las fuerzas estáticas equivalentes se utilizan como valores de referencia.

Las solicitaciones obtenidas con el análisis modal espectral, para cada modo de vibración, están en equilibrio. Sin embargo, no lo están las solicitaciones que provienen de la superposición modal. La envolvente obtenida, representa solicitaciones que pueden ocurrir en diferentes instantes de tiempo. Por lo tanto, estas solicitaciones combinadas no están en equilibrio y no pueden utilizarse como valores de referencia.

Teniendo en cuenta que el análisis estático representa, en forma aproximada, la contribución del primer modo de vibración, es lógico utilizar los valores reales correspondientes a ese modo, como valores de referencia.

1.5. MÉTODO DE DISEÑO

Para el estado límite último (ELU) se deberán satisfacer los requerimientos especificados en los artículos 1.5.1., 1.5.2., y 1.5.3.

1.5.1. Diseño por resistencia

1.5.1.1. Generalidades

Los componentes estructurales deberán diseñarse por resistencia, asegurando una resistencia de diseño (R_d) mayor o igual que la resistencia requerida (R_u), esto es:

$$R_d = \phi R_n \geq R_u \quad [1 - 6]$$

Siendo:

R_d la resistencia de diseño, definida como la resistencia confiable mínima a ser provista a los componentes estructurales.

ϕ el factor de reducción de resistencia, según el artículo 1.5.1.2.

R_n la resistencia teórica de un componente de hormigón armado calculada utilizando las dimensiones y armaduras reales provistas, y las resistencias especificadas del hormigón y del acero que se indican en este Reglamento.

R_u la demanda de resistencia, o resistencia requerida, que surge de la aplicación de las combinaciones de estados de carga del artículo 1.3.

C 1.5.1.1. Generalidades

La seguridad estructural se provee mediante dos fuentes. Por un lado, mediante adecuadas combinaciones de estados de carga, que impactan en la resistencia requerida (R_u), donde se utilizan factores de mayoración de carga mayores o iguales a **1,00**, que reconocen la variabilidad entre los distintos tipos de carga. Y, por otro lado, mediante adecuados factores de reducción de resistencia (ϕ), que impactan en la resistencia de diseño (R_d), y que adoptan valores menores o iguales a **1,00** según el artículo 1.5.1.2.

El requerimiento general de diseño por resistencia puede expresarse cómo:

$$\text{SUMINISTRO} \geq \text{DEMANDA}$$

$$R_d = \phi R_n \geq R_u$$

De forma específica, para un componente sometido a momento flector, esfuerzo axial, y de corte, por ejemplo, corresponden las siguientes expresiones de diseño por resistencia:

$$\phi M_n \geq M_u$$

$$\phi P_n \geq P_u$$

$$\phi V_n \geq V_u$$

1.5.1.2. Factor de reducción de resistencia

En la determinación de la resistencia de diseño (R_d) de los componentes estructurales, deberán utilizarse los factores de reducción de resistencia (ϕ) que se establecen en Tabla 1.2.

Tabla1.2. Factores de reducción de resistencia

Factor de reducción de resistencia (ϕ)	
(a) Cuando la resistencia requerida se basa en las solicitaciones máximas posibles que se desarrollan teniendo en cuenta la sobrerresistencia de las rótulas plásticas (R_o).	1,00
(b) Cuando la resistencia requerida se basa en las solicitaciones provenientes de la combinación de estados de carga del artículo 1.3. (R_u):	
• Tracción o Compresión	0,90
• Flexión con o sin axial	0,90
• Corte y Torsión	0,85
• Aplastamiento del hormigón	0,70

C 1.5.1.2. Factor de reducción de resistencia

Los factores de reducción de resistencia toman en cuenta la posibilidad de trabajar con materiales cuyas resistencias sean menores a las especificadas, errores y/o aproximaciones en los métodos de análisis y diseño, tipo de mecanismo de resistencia y las consecuencias del modo de falla, grado de ductilidad y confiabilidad requerida del componente, importancia del componente en la estructura, y tolerancias normales en las dimensiones de las secciones.

Los valores de los factores de reducción de resistencia especificados en el **Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón – CIRSOC 201 – 2005**, para la resistencia a flexión, dependen del nivel del esfuerzo axial de compresión. Este enfoque es demasiado conservativo cuando se aplica a secciones de columnas con núcleos bien confinados. Como lo muestra la expresión [2.3-25], es claro que la resistencia a flexión aumenta por encima de los valores computados con la teoría convencional, a medida que aumenta el esfuerzo de compresión axial. Ya que, de acuerdo con esta **Parte II**, las columnas requieren niveles importantes de confinamiento, aun cuando no se requieran que sean dúctiles, no es apropiado que ϕ varíe con el esfuerzo axial, por lo que se adopta un valor común de **$\phi = 0,90$** .

Por otro lado, cuando el momento requerido se base en las máximas solicitaciones posibles inducidas cuando las rótulas plásticas desarrollen su sobrerresistencia flexional, de acuerdo con los principios del diseño por capacidad, sería innecesariamente conservativo reducir la resistencia nominal por un factor de reducción menor que **1,00**.

Para la resistencia al corte valen los mismos argumentos explicados para la resistencia a flexión. Por lo tanto, se adopta un valor constante independiente del nivel del esfuerzo axial, y cuando la resistencia requerida al corte se base en la sobrerresistencia flexional de las rótulas plásticas (capacidad), se adoptará un valor igual a **1,00**.

1.5.2. Diseño por estabilidad

La estructura en su conjunto, y sus componentes en forma individual, deberán diseñarse para prevenir cualquier condición de inestabilidad, de acuerdo a lo prescrito en el **Reglamento INPRES-CIRSOC 103 – Parte I “CONSTRUCCIONES EN GENERAL” – 2018**.

C 1.5.2. Diseño por estabilidad

Se entiende por estabilidad, a la capacidad de una estructura o componente para mantener su función estructural cuando se deforma ante las acciones establecidas.

1.5.3. Diseño por capacidad

Las estructuras de hormigón armado sometidas a la acción sísmica, proyectadas para desarrollar ductilidad completa o limitada, deberán diseñarse por capacidad.

1.5.3.1. Mecanismo de colapso

En el diseño por capacidad deberá definirse un mecanismo de colapso admisible, que determine la ubicación de las zonas del sistema sismorresistente principal que tendrán incursiones plásticas severas (rótulas plásticas).

1.5.3.2. Diseño de las zonas de rótulas plásticas

Las zonas con incursiones plásticas severas (rótulas plásticas) deberán diseñarse y detallarse apropiadamente para que disipen energía bajo deformaciones inelásticas severas. El nivel de detalle estará asociado al nivel de ductilidad de diseño.

Las zonas de rótula plástica deberán diseñarse por resistencia ante esfuerzos capaces de disipar energía, flexión en el caso de vigas y flexión con esfuerzo axial en el caso de columnas y tabiques, de manera que la resistencia de diseño (R_d) resulte tan cercana como sea posible a la resistencia requerida (R_u), según la expresión [1-6]. La resistencia requerida provendrá de las combinaciones de los estados de carga especificadas en el artículo 1.3., y se utilizarán en conjunto con los correspondientes factores de reducción de resistencia ϕ según el artículo 1.5.1.2.

1.5.3.3. Sobrerresistencia de las zonas de rótulas plásticas

La sobrerresistencia de las zonas de rótula plástica deberá tener en cuenta:

- (a) Las secciones de las armaduras de acero reales provistas.
- (b) El confinamiento del hormigón.
- (c) Las variaciones en la tensión nominal y real del acero utilizado, y el endurecimiento por deformación del acero. La sobrerresistencia probable total del acero deberá tomarse como $\lambda_o f_y$, con $\lambda_o = 1,40$ para aceros con f_y de **420 MPa**.

1.5.3.4. Protección por capacidad contra modos de falla frágil en las zonas de rótulas plásticas

Para mantener el mecanismo de colapso elegido durante la incursión plástica de la estructura, en las zonas de rótula plástica, deberán evitarse fallas tales como por corte, anclaje, o inestabilidades. El diseño para los modos de falla frágil deberá realizarse por capacidad. Esto se logra asegurando una resistencia nominal (R_n) mayor o igual que la resistencia requerida derivada de la sobrerresistencia de las zonas de rótula plástica (R_o).

$$R_n \geq R_o \quad [1 - 7]$$

Siendo:

R_n la resistencia teórica de un componente de hormigón armado calculada utilizando las dimensiones y armaduras reales provistas, y las resistencias especificadas del hormigón y del acero que se indican en este Reglamento.

R_o la resistencia requerida originada por la sobrerresistencia de las rótulas plásticas, siguiendo los principios del diseño por capacidad.

1.5.3.5. Diseño por capacidad fuera de las zonas de rótulas plásticas

Las otras zonas de la estructura, donde se prevé un comportamiento elástico, deberán diseñarse por capacidad. Esto se logra asegurando una resistencia nominal no menor que la resistencia requerida derivada de la sobrerresistencia de las zonas de rótula plástica según la expresión [1-7].

En estas zonas, las resistencias requeridas no necesitarán ser mayores que las correspondientes a la respuesta esencialmente elástica de la estructura ($R=1,50$). En tales casos se utilizarán los correspondientes factores de reducción de resistencia ϕ según el artículo 1.5.1.2.

1.5.3.6. Sistemas o componentes estructurales no considerados parte de la estructura sismorresistente

Para los componentes o elementos estructurales que no forman parte del sistema sismorresistente principal, en los cuales, las solicitaciones estén controladas por combinaciones de estados de cargas gravitatorias sin la consideración del sismo, no es necesario el diseño por capacidad. Estos componentes o elementos estructurales deberán verificarse para soportar la deformación última impuesta por el sismo en la estructura, sin perder estabilidad, manteniendo su resistencia para el propósito al que estén destinados.

C 1.5.3. Diseño por capacidad

Las predicciones actuales de las características probables de los terremotos destructivos son burdas. Así, por ejemplo, los terremotos recientes muestran demandas de resistencia

mucho mayores (**3 a 4** veces) que las resistencias mínimas que especifican los reglamentos actuales. Esta crudeza en la estimación de la demanda, obliga a pensar en una estrategia de diseño que, dentro de ciertos límites, se independice de la demanda, y centre la atención en la capacidad que tienen las estructuras de disipar la energía sísmica mediante fuertes incursiones en el campo inelástico. Centrarse fundamentalmente en la capacidad, en el caso sísmico, significa crear estructuras que sean ampliamente tolerantes a las deformaciones impuestas, esto es, que tengan una capacidad de deformación inelástica muy superior a la máxima demanda esperada, la cual, es altamente incierta.

En este marco, la resistencia mínima especificada por los reglamentos actuales (demanda), es sólo un valor razonable de referencia, que más tiene que ver con el comportamiento observado de estructuras ante terremotos destructivos, y con “herencias históricas”, que con las demandas reales.

Si bien, desde el punto de vista de la práctica profesional aceptada, se pretende estimar el comportamiento de una estructura que va a incursionar en el campo inelástico, mediante métodos de análisis elásticos, debe tenerse presente que esto es, en general, imposible. Esto no significa que no puedan diseñarse estructuras que se comporten satisfactoriamente ante un terremoto destructivo, sino que el análisis estructural elástico, aunque necesario, tiene una relativa importancia, debiéndose poner énfasis en los procedimientos de diseño y detallado de las estructuras de hormigón armado.

Precisamente el denominado diseño por capacidad, es un procedimiento de diseño –no de análisis– determinístico, racional y relativamente simple, desarrollado en Nueva Zelanda, que ha sido adoptado también por otros países. El procedimiento se caracteriza por lo siguiente:

- (1) Se definen claramente las zonas de formación potencial de rótulas plásticas (mecanismo de colapso), las que se diseñan para que tengan una resistencia nominal tan cercana como sea posible a la resistencia requerida que proviene de las combinaciones de estados de carga especificadas en el artículo 1.3. A continuación estas zonas se detallan cuidadosamente para asegurar que las demandas estimadas de ductilidad puedan acomodarse confiablemente. Esto se logra, principalmente, con armadura transversal con pequeña separación y bien anclada.
- (2) Se inhiben, en los componentes que tienen rótulas plásticas, los modos indeseables de deformación inelástica, tales como los que podrían originarse por fallas de corte o anclaje e inestabilidad, asegurando que la resistencia de estos modos sea mayor que la de las rótulas plásticas cuando éstas desarrollan su sobrerresistencia flexional (capacidad).
- (3) Las zonas potencialmente frágiles, o aquellas componentes que no puedan tener una disipación estable de energía, se protegen asegurando que su resistencia sea mayor que las demandas que se originan por la sobrerresistencia flexional de las rótulas plásticas. Por lo tanto, estas zonas se diseñan para que permanezcan elásticas independientemente de la intensidad del terremoto y de las magnitudes de las deformaciones inelásticas que pudieran ocurrir.

1.6. SISTEMAS ESTRUCTURALES SISMORRESISTENTES

A los fines de aplicación de este Reglamento, se definen los siguientes sistemas estructurales:

- (a) Pórticos sismorresistentes.
- (b) Tabiques sismorresistentes.
- (c) Sistemas pórtico tabique sismorresistentes.
- (d) Otros sistemas estructurales sismorresistentes.

1.6.1. Pórticos sismorresistentes

Sistema estructural constituido por un entramado de vigas y columnas monolíticamente vinculados entre sí a través de nudos viga-columna formando en su conjunto una estructura capaz de resistir no sólo las cargas gravitatorias sino también las fuerzas horizontales originadas por la acción sísmica.

Los componentes de sistemas pórticos sismorresistentes deberán diseñarse según lo especificado en el Capítulo 2 para estructuras de ductilidad completa, o según el Capítulo 7 para estructuras de ductilidad limitada.

C 1.6.1. Pórticos sismorresistentes

La deformación global de los sistemas estructurales de pórticos sismorresistentes es del tipo “de corte”, por lo cual las máximas distorsiones de piso, en general, se producen en los niveles inferiores e intermedios.

La Figura C1.1. muestra conceptualmente la aplicación del diseño por resistencia (artículo 1.5.1.) y del diseño por capacidad (artículo 1.5.3.), a un pórtico genérico.

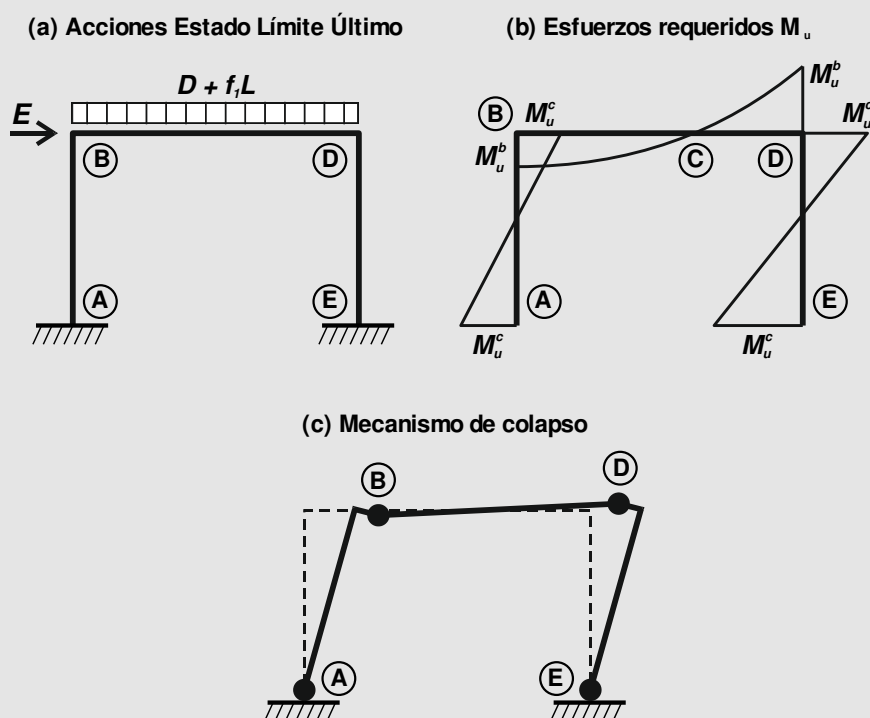
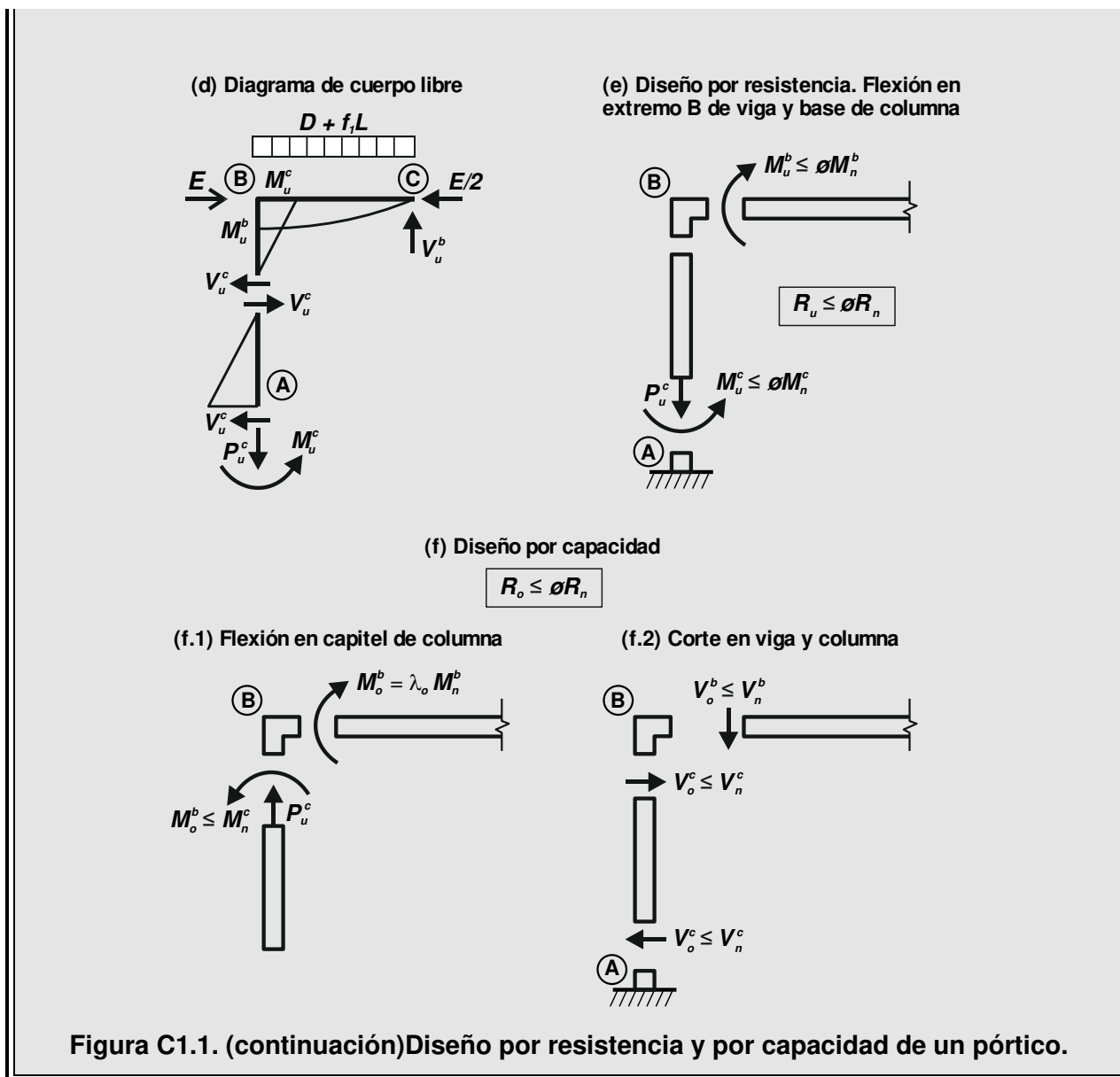


Figura C1.1. Diseño por resistencia y por capacidad de un pórtico.



1.6.2. Tabiques sismorresistentes

Sistema estructural compuesto por una pantalla vertical de hormigón armado. Los tabiques sismorresistentes adecuadamente diseñados pueden absorber, en su plano, las fuerzas horizontales generadas por la acción sísmica. Cuando dos o más tabiques están conectados por vigas con suficiente rigidez y resistencia se los denomina: tabiques acoplados. La disipación de energía en estos últimos se realiza principalmente en las vigas de acoplamiento. Deberán aplicarse especiales consideraciones en el diseño sismorresistentes de tabiques poco esbeltos, según se especifica en el artículo 3.9.

Los componentes de sistemas tabiques sismorresistentes deberán diseñarse según lo especificado en el Capítulo 3 para estructuras de ductilidad completa, o según el Capítulo 7 para estructuras de ductilidad limitada.

C 1.6.2. Tabiques sismorresistentes

La deformación global de los sistemas estructurales de tabiques sismorresistentes, cuando los mismos son esbeltos, es del tipo “de flexión”, por lo cual las máximas distorsiones de piso, en general, se producen en los niveles superiores.

La Figura C1.2. muestra conceptualmente la aplicación del diseño por resistencia (artículo 1.5.1.) y del diseño por capacidad (artículo 1.5.3.), a un tabique genérico, aislado, en voladizo.

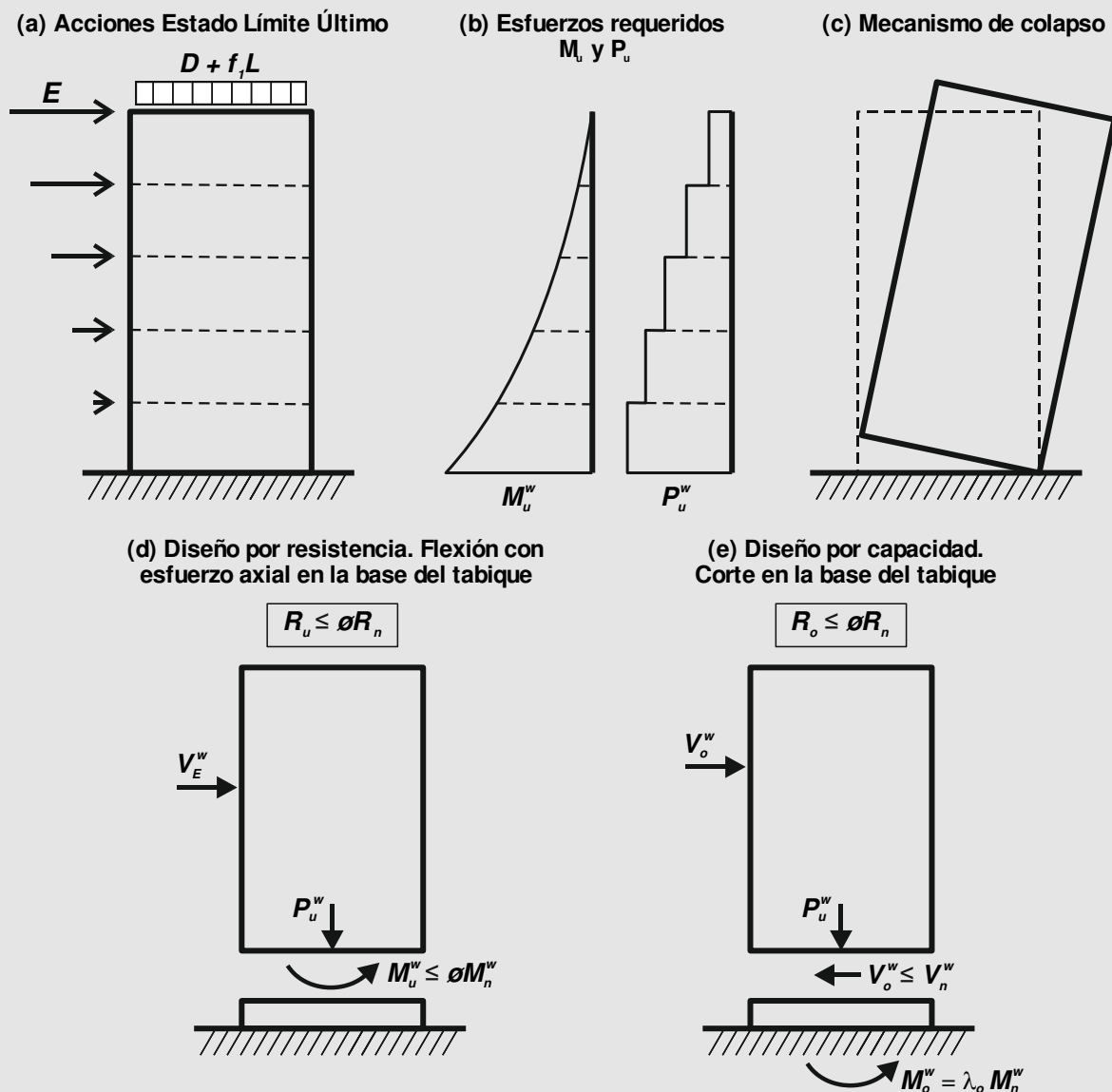


Figura C1.2. Diseño por resistencia y por capacidad de un tabique en voladizo.

1.6.3. Sistemas pórtico tabique sismorresistentes

Sistema estructural resistente a cargas gravitatorias y fuerzas horizontales provenientes de la acción sísmica, compuesto por la combinación de pórticos y tabiques. Cada componente de este sistema, tabiques y pórticos, está diseñado para resistir una parte de la fuerza horizontal total según su rigidez relativa.

Los componentes de sistemas pórtico tabique sismorresistentes deberán diseñarse según lo especificado en el Capítulo 4 para estructuras de ductilidad completa, o según el Capítulo 7 para estructuras de ductilidad limitada.

C 1.6.3. Sistemas pórtico tabique sismorresistentes

La deformación global de los sistemas pórtico tabique sismorresistentes aprovecha las ventajas individuales de los pórticos y de los tabiques, en los pisos inferiores la distorsión de piso está controlada por los tabiques, en los pisos superiores la distorsión de piso está controlada por los pórticos, las máximas distorsiones de piso se producen en los niveles intermedios.

Es el sistema más utilizado para el diseño sismorresistente de edificios altos. La presencia de los tabiques imposibilita de formación de un piso débil, generando una importante libertad en la elección del mecanismo de colapso.

1.6.4. Otros sistemas estructurales sismorresistentes

Se admite la utilización de otros sistemas estructurales sismorresistentes de hormigón armado no tratados en esta **Parte II**. A requerimiento de la Autoridad de Aplicación, con asesoramiento del Consejo Nacional del Reglamento **INPRES-CIRSOC 103**, el diseñador deberá definir el mecanismo de colapso adoptado, los factores de comportamiento de la construcción supuestos, y el nivel de análisis y detallamiento adoptados.

C 1.6.4. Otros sistemas estructurales sismorresistentes

Como ejemplos de sistemas estructurales sismorresistentes de hormigón armado no tratados en esta **Parte II** pueden citarse: estructuras con diagonales concéntricas de acero o de hormigón armado, estructuras rigidizadas con diagonales excéntricas, estructuras con diagonales concéntricas y vigas horizontales sin columnas, etc.

1.7. GLOSARIO

A los fines de aplicación de este Reglamento se definen:

Autoridad de Aplicación:

Organismo público de ámbito Nacional, Provincial o Municipal responsable por la seguridad pública en relación con la obra.

Componente:

Parte individualizable de una construcción, ej.: viga, columna, tabique, diagonal, losa, etc.

Construcción:

Resultado de un proceso constructivo habitualmente realizado para satisfacer necesidades

de un comitente privado o público, generalmente asociado a obras civiles.

Diafragma:

Sistema estructural horizontal o casi horizontal relativamente delgado y rígido en su plano, capaz de soportar cargas verticales y transmitir las fuerzas horizontales a y entre los elementos estructurales diseñados para absorber las fuerzas horizontales.

Diseñador:

Profesional idóneo y habilitado legalmente, encargado del diseño sismorresistente de estructuras.

Diseño:

En este Reglamento se ha usado la palabra “**Diseño**” como sinónimo de “**Proyecto**”. El diseño incluye el planteo estructural, el dimensionamiento y el detallado de las secciones, de los componentes estructurales, de los elementos estructurales y del sistema completo.

Diseño por Capacidad:

Método de diseño para estructuras sometidas a la acción sísmica. En el diseño de estructuras por capacidad, los componentes y los elementos estructurales que resistirán las sollicitaciones debidas a las acciones gravitatorias y las originadas por la acción sísmica son cuidadosamente seleccionados y apropiadamente diseñados y detallados para ser capaces de disipar energía por deformaciones inelásticas en zonas preestablecidas. Todos los otros elementos no pensados para disipar energía deben poseer suficiente resistencia para asegurar su comportamiento elástico mientras las fuentes de disipación de energía desarrollan toda su capacidad. En consecuencia, el diseño por capacidad establece la capacidad de los componentes elásticos a partir de la capacidad de los componentes que plastifican.

Ductilidad:

Capacidad de absorción de energía hasta la rotura de un componente, elemento o sistema estructural. Asociada a deformaciones importantes en rango plástico. Opuesta a fragilidad.

Ductilidad Global:

Habilidad que tiene un sistema estructural para mantener su capacidad resistente sin sensibles degradaciones y disipar energía cuando está sometido a ciclos de desplazamientos inelásticos durante un terremoto.

Ductilidad Local:

Capacidad que tiene una sección o componente para deformarse inelásticamente y disipar energía, sin degradación significativa de la resistencia. En el caso de terremotos se vincula a

la formación de ciclos de histéresis estables.

Elemento:

Uno o más componentes asociados en un conjunto que sufre la misma deformación horizontal durante el terremoto, ej.: Pórticos, Muros, Tabiques acoplados, Triangulaciones, etc. Habitualmente se trata de conjuntos contenidos en un plano.

Estructura:

Conjunto espacial de elementos capaces de soportar las acciones impuestas sobre la construcción y transferirlas a los vínculos, asegurando equilibrio y estabilidad. Todo elemento o componente capaz de restringir las deformaciones de toda o parte de la construcción forma parte de la estructura.

Estructuras con Ductilidad Completa:

Son aquéllas en las que se busca desarrollar al máximo su capacidad de disipación de energía. En consecuencia, se diseñan y detallan siguiendo los principios del Diseño por Capacidad para resistir el mínimo nivel de acción sísmica permitido por este Reglamento.

Estructuras con Ductilidad Limitada:

Son aquéllas que se supone tienen una menor demanda de deformación inelástica, o una menor capacidad de deformación inelástica respecto a estructuras con ductilidad completa. Las estructuras con ductilidad limitada deberán diseñarse siguiendo los principios del Diseño por Capacidad, con acciones sísmicas de diseño mayores que las correspondientes a estructuras con ductilidad completa. Habitualmente implican detallados más simples que los de las estructuras con ductilidad completa.

Estructuras de Comportamiento Elástico:

Son aquéllas cuya respuesta frente a la acción sísmica se supone permanecerá esencialmente elástica. En estas estructuras, aunque diseñadas para que tengan una respuesta esencialmente elástica, deberá identificarse el mecanismo de colapso y en función de éste, podrán diseñarse y detallarse según el **Reglamento CIRSOC 201-2005** o siguiendo los principios del Diseño por Capacidad establecidos en este Reglamento para estructuras con ductilidad completa o limitada según corresponda.

Mecanismo Plástico (Mecanismo de Colapso):

Configuración final de la estructura en la que un pequeño aumento de las acciones produce un aumento grande o incontrolado de las deformaciones globales o locales y en consecuencia el equilibrio deja de ser posible. Debe ser un mecanismo estructural estáticamente admisible y cinemáticamente posible que el diseñador debe elegir para aplicar los principios del Diseño por Capacidad.

Sistema Resistente:

Totalidad de los elementos vinculados de tal forma que puedan contribuir a soportar acciones sobre el conjunto de la construcción.

Sobrerresistencia:

Las zonas plásticas de una estructura desarrollan resistencias superiores a los valores nominales durante el proceso de plastificación. Los factores de sobrerresistencia tienen en cuenta principalmente las variaciones entre la tensión de fluencia especificada y la tensión de fluencia real, el endurecimiento por deformación del acero, el aumento de resistencia por el confinamiento del hormigón y fenómenos similares en otros materiales.

Zona de formación potencial de Rótula Plástica:

Zonas previamente seleccionadas de los componentes estructurales, adecuadamente diseñadas y detalladas para que puedan desarrollar deformaciones inelásticas y disipar energía sin degradación importante de resistencia. Las deformaciones dominantes son de flexión.

CAPÍTULO 2. PÓRTICOS SISMORRESISTENTES DE HORMIGÓN ARMADO

2.0. SIMBOLOGÍA

A_b	área de la sección de una barra longitudinal individual, en mm^2 .
A_c	área del núcleo confinado de hormigón medida desde el perímetro externo de los estribos, en mm^2 .
A_{cv}	área efectiva de corte, en mm^2 .
A_g	área bruta de la sección transversal, en mm^2 .
A_{jh}	área efectiva de corte horizontal en el nudo, en mm^2 .
A_{jv}	área efectiva de corte vertical en el nudo, en mm^2 .
A_s	armadura longitudinal inferior en vigas, en mm^2 .
A'_s	armadura longitudinal superior en vigas, en mm^2 .
A_{sh}	área total efectiva de estribos y estribos suplementarios de una rama en una de las direcciones principales de la sección transversal, en mm^2 .
A_{st}	armadura longitudinal total de columna, en mm^2 .
A_{te}	área de la sección de una rama de estribo, en mm^2 .
A_{tr}	área de la armadura transversal para lograr la fuerza de cierre en empalmes, en mm^2 .
A_v	área total de estribos en una capa, en mm^2 .
A_{v1}	área individual del estribo circular o en espiral, en mm^2 .
A_{vd}	área total de la armadura diagonal, en mm^2 .
A_v^j	área total de la armadura vertical en columnas, en los planos paralelos al de flexión de las vigas, en mm^2 .
C'_c	resistencia del bloque de compresión de hormigón, en N .
C'_s	resistencia de la armadura comprimida, en N .
H	altura total de la construcción, medida desde el nivel donde las columnas del primer piso se consideran empotradas, en mm .
H_c	longitud de la columna en un piso, medida entre ejes de las vigas que la delimitan, en mm .
I_e	momento de inercia efectivo de la sección, en mm^4 .
I_g	momento de inercia de la sección bruta, en mm^4 .

L_b	longitud de la viga entre ejes de columnas, en <i>mm</i> .
L_c	longitud de la columna entre ejes de vigas, en <i>mm</i> .
L_n	longitud libre de un componente, en <i>mm</i> .
M_{cr}	momento de primera fisuración de la sección sin armadura, en <i>Nmm</i> .
M_d	resistencia de diseño a flexión, en <i>Nmm</i> .
M_E^b	momento en vigas producido exclusivamente por la acción sísmica horizontal, en <i>Nmm</i> .
M_E^c	momento en columnas producido exclusivamente por la acción sísmica horizontal, en <i>Nmm</i> .
M_o^b	capacidad en el desarrollo de la sobrerresistencia flexional de una viga ($M_o^b = \lambda_o M_n^b$), en <i>Nmm</i> .
M_o^c	capacidad en el desarrollo de la sobrerresistencia flexional de una columna, en <i>Nmm</i> .
M_n^b	momento nominal de la sección de vigas, en <i>Nmm</i> .
M_n^c	momento nominal de la sección de columnas, en <i>Nmm</i> .
M_u	resistencia requerida a flexión, o momento último, en <i>Nmm</i> .
$M_{u\ red}$	momento último reducido de la columna, en <i>Nmm</i> .
P_{oE}	esfuerzo axial de una columna, inducido sólo por las fuerzas sísmicas horizontales, en <i>N</i> .
P_n	resistencia nominal a la compresión de una columna cuando la carga actúa axialmente con excentricidad nula, en <i>N</i> .
P_G	esfuerzo axial de una columna, derivado sólo de las cargas gravitatorias, en <i>N</i> .
P_u	esfuerzo axial último en columnas, en <i>N</i> .
R	factor de reducción, según el Reglamento INPRES-CIRSOC 103 – Parte I “CONSTRUCCIONES EN GENERAL” .
R_m	factor de reducción de momento en columnas.
R_v	factor de reducción de carga axial en columnas.
T	primer periodo traslacional en la dirección considerada, según Reglamento INPRES-CIRSOC 103 – Parte I “CONSTRUCCIONES EN GENERAL” , sin considerar el límite impuesto por la expresión [6.7] de esa reglamentación, en <i>s</i> .
T_s	resistencia de la armadura traccionada, en <i>N</i> .
V_c	resistencia nominal a corte proporcionada por el hormigón, en <i>N</i> .
V_{col}	esfuerzo de corte en la columna asociado al desarrollo de la sobrerresistencia flexional de las vigas, para el diseño de nudos, en <i>N</i> .
V_d	resistencia de diseño a corte, en <i>N</i> .

V_{di}	esfuerzo de corte a ser resistido por armadura diagonal en el alma de la viga, en N .
V_{jh}	esfuerzo de corte horizontal en el nudo, en N .
V_{jv}	esfuerzo de corte vertical último en el nudo, en N .
V_n	resistencia nominal a corte, en N .
V_s	resistencia nominal a corte proporcionada por la armadura de corte, en N .
V_u	resistencia requerida a corte, o corte último, en N .
$V_{u \text{ máx}}$	esfuerzo de corte último, de mayor valor absoluto, con su correspondiente signo, en N .
$V_{u \text{ mín}}$	esfuerzo de corte último, de menor valor absoluto, con su correspondiente signo, en N .
V_{oE}^b	esfuerzo de corte inducido en la viga, cuando ésta desarrolla su sobrerresistencia en las secciones críticas, en N .
V_E^c	esfuerzo de corte en columnas derivado de las fuerzas sísmicas horizontales, en N .
b_c	ancho de columna, perpendicular al eje longitudinal de la viga, en mm .
b_e	ancho total de losa, que se considera efectivo como ala en vigas T o L construidas monolíticamente con la losa, en mm .
b_f	ancho de cada ala en vigas T o L , en mm .
b_j	ancho efectivo del nudo, en mm .
b_w	ancho del alma, en mm .
d	altura útil de la sección. Distancia entre la fibra comprimida extrema y el baricentro de la armadura longitudinal más traccionada, en mm .
d_c	diámetro de columna circular, en mm .
d_c''	diámetro del núcleo confinado de una columna circular medido desde el eje de los estribos circulares o en espiral, en mm .
d_b	diámetro de una barra longitudinal, en mm .
d_{te}	diámetro de una barra de estribo, en mm .
f'_c	resistencia especificada a la compresión del hormigón, en MPa . Según el Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón – CIRSOC 201 – 2005 .
f_y	tensión de fluencia especificada de la armadura longitudinal (corresponde al límite de fluencia nominal de la Norma IRAM-IAS), en MPa .
f_{yt}	tensión de fluencia especificada de la armadura transversal (corresponde al límite de fluencia nominal de la Norma IRAM-IAS), en MPa .
h	altura total de la sección del componente, en mm .

h''	dimensión del núcleo de hormigón confinado de una sección rectangular, medido perpendicular a la dirección de las ramas de los estribos de confinamiento, en <i>mm</i> .
h_b	altura de la viga, en <i>mm</i> .
h_c	altura de la columna, paralela al eje longitudinal de la viga, en <i>mm</i> .
h_s	altura de la losa, en <i>mm</i> .
k_a	factor que depende del tamaño máximo del agregado.
ℓ_d	longitud de adherencia, en <i>mm</i> .
ℓ_p	longitud de la zona de formación potencial de rótulas plásticas (zona crítica), en <i>mm</i> .
m	relación definida como: $m = f_y / (0,85 f'_c)$.
r	relación entre el esfuerzo de corte menor y el mayor, cuando exista reversibilidad en la dirección de los esfuerzos de corte, se tomará siempre negativo.
s	separación de la armadura transversal tomada en dirección paralela al eje longitudinal del componente, en <i>mm</i> .
y_t	distancia desde la fibra más traccionada hasta el eje baricéntrico de la sección sin fisurar, en <i>mm</i> .
v_b	tensión de corte básica, en <i>MPa</i> .
v_c	tensión nominal de corte provista por el hormigón, en <i>MPa</i> .
α	inclinación de la armadura diagonal con respecto al eje longitudinal del componente, en <i>radianes</i> .
ρ_{ef}	cuantía efectiva de la armadura longitudinal traccionada en columnas.
$\rho_{máx}$	cuantía máxima de la armadura longitudinal traccionada (para la armadura superior y la inferior), determinada usando el ancho del alma.
$\rho_{mín}$	cuantía mínima de la armadura longitudinal traccionada (para la armadura superior y la inferior), determinada usando el ancho del alma.
ρ_s	cuantía volumétrica de estribos circulares o en espiral.
ρ_t	cuantía de la armadura longitudinal total de columna ($\rho_t = A_{st} / A_g$).
ρ_w	cuantía de la armadura longitudinal traccionada ($\rho_w = A_s / (b_w d)$).
λ_o	factor de sobrerresistencia del acero ($\lambda_o = 1,40$).
ϕ	factor de reducción de resistencia.
ϕ_o^b	factor de sobrerresistencia flexional de vigas.
ϕ_o^c	factor de sobrerresistencia flexional de columnas.
ω	factor de amplificación dinámica.

2.1. REQUERIMIENTOS GENERALES DE DISEÑO

Se deberá elegir un mecanismo de colapso global, cinemáticamente admisible, de forma que la disipación de energía se produzca por deformaciones inelásticas de flexión en zonas previamente determinadas.

En el caso de pórticos donde el mecanismo de colapso elegido se base en el desarrollo de rótulas plásticas en vigas solamente, con la excepción de las columnas del último piso y de la sección inferior de las columnas del primer piso, el factor de reducción **R** deberá tener en cuenta el aumento en la demanda de ductilidad local en las rótulas plásticas de vigas que no se desarrollen en la cara de las columnas (ver artículo C 7.3.1.1.).

En el caso de pórticos donde se prevea la formación de un mecanismo de colapso del tipo piso débil, con rotulación plástica en capitel y base de todas las columnas del piso, las limitaciones en altura y el factor de reducción **R** deberán determinarse según el artículo 7.3.1.2.

Se admitirá que un número limitado de las columnas de un mismo piso desarrolle simultáneamente rótulas plásticas en capitel y base, siempre que un número suficiente de columnas permanezcan elásticas de forma de asegurar que no pueda formarse un piso débil, el factor de reducción **R** deberá determinarse según el artículo 7.3.1.3.

C 2.1. REQUERIMIENTOS GENERALES DE DISEÑO

De acuerdo con principios ampliamente aceptados, con sólo muy pocas excepciones, el mecanismo de colapso en estructuras de hormigón armado debe basarse en la flexión como fuente de disipación de energía. Por lo tanto, definitivamente deben suprimirse los mecanismos asociados con deformaciones inelásticas por corte, transferencia de esfuerzos por adherencia entre la armadura y el hormigón, e inestabilidad de los componentes. El diseñador, por lo tanto, deberá elegir la ubicación de las rótulas plásticas potenciales en vigas y columnas que posibiliten la formación de un mecanismo de colapso cinemáticamente admisible en el sistema estructural dado. El principio más importante en esta selección es que, para una ductilidad global dada, las ductilidades de curvatura asociadas en las rótulas plásticas permanezcan dentro de límites admisibles. Estas consideraciones se muestran en la Figura C2.1., donde se exhiben mecanismos de colapso deseables o aceptables, y aquéllos que deben evitarse. Se ha supuesto el mismo desplazamiento último, Δ_u , para todos los sistemas.

Se conocen y se han aceptado las innumerables ventajas de un mecanismo tipo “columna fuerte-viga débil” en pórticos de varios pisos. Cuando se provee a las columnas con suficiente resistencia, se puede evitar la formación de rótulas plásticas en todos los niveles ubicados por encima del segundo, como se muestra en la Figura C2.1.(a). Cuando las columnas se detallan adecuadamente para que en sus extremos se formen rótulas plásticas, puede también aceptarse el mecanismo de la Figura C2.1.(b). Sin embargo, no debe permitirse la posibilidad de formación simultánea de rótulas plásticas en capitel y base de todas las columnas de un mismo piso, mecanismo de colapso local conocido con el nombre de “piso débil”, tal como se muestra en la Figura C2.1.(c). Es evidente que, en este caso, las demandas de ductilidad de curvatura pueden llegar a ser excesivas.

El mecanismo de colapso mostrado en la Figura C2.1.(b), aunque puede aceptarse, requiere que los extremos de las columnas se confinen adecuadamente, de manera de conferirle a las secciones una capacidad de rotación plástica importante. Más aún, los empalmes por yuxtaposición de la armadura longitudinal, deben ubicarse en el centro medio. Se sabe que la capacidad de los empalmes por yuxtaposición se deteriora rápidamente bajo deformaciones cíclicas inelásticas, a menos que se provea una armadura transversal importante que suministre la fuerza de cierre necesaria. Otra razón para evitar ubicar empalmes por yuxtaposición en zonas de formación potencial de rótulas plásticas, aunque estén adecuadamente detallados, es la drástica reducción de la longitud sobre la cual las barras pueden fluir. Por lo tanto, para una rotación plástica dada, se desarrollarán en la armadura longitudinal deformaciones de tracción mayores. El fenómeno puede conducir a una concentración del daño en una longitud corta de la columna y quizás aún a una fractura prematura de las barras.

El sistema ilustrado en la Figura C2.1.(a) permite una reducción de la armadura transversal en los extremos de las columnas por encima del segundo nivel y la ubicación de los empalmes inmediatamente por encima de la cara superior de la losa. Esta concesión se justifica porque no se espera la formación de rótulas plásticas con demandas de ductilidad importantes en dichas columnas.

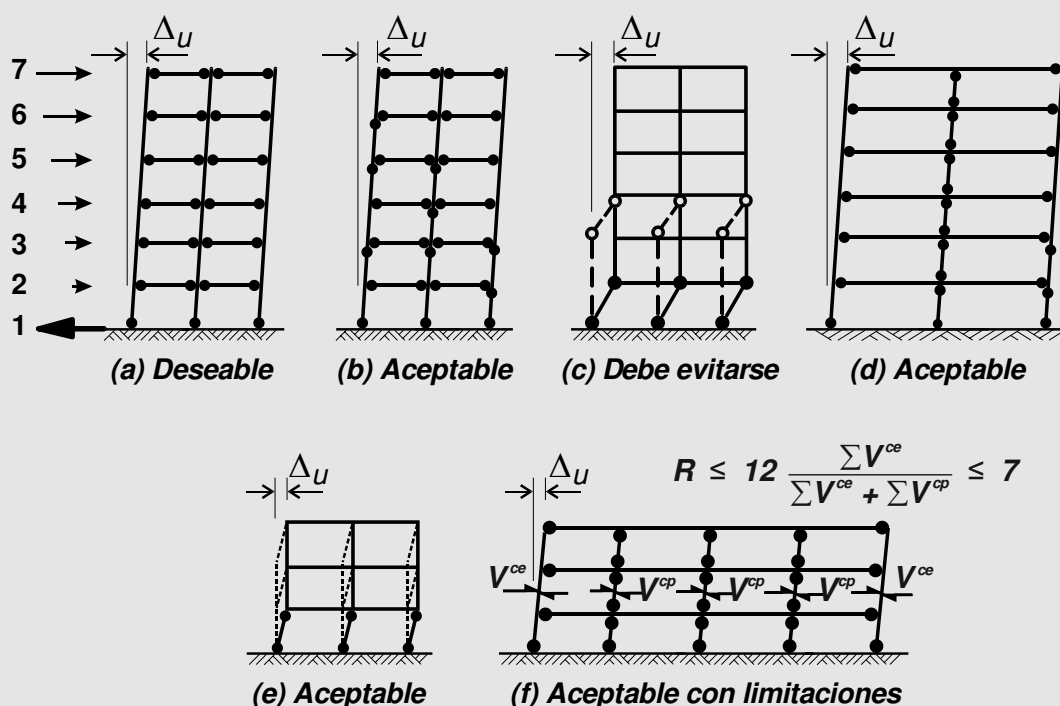


Figura C2.1. Mecanismo de colapso en edificios aporticados de varios pisos.

Cuando las columnas exteriores de un pórtico, que absorben las solicitaciones transmitidas por sólo una viga, se diseñan lo suficientemente resistentes como para asegurar que no se formará un mecanismo tipo “piso débil”, se acepta la formación simultánea de rótulas plásticas en capitel y base de todas las columnas interiores (Figura C2.1.(d)) si todas las zonas de formación potencial de las rótulas plásticas en estas columnas se detallan adecuadamente.

En la medida de lo posible deberá evitarse el desarrollo de rótulas plásticas en ambos extremos de columnas de pórticos con más de un piso. Se aceptarán pórticos con mecanismos tipo “piso débil” solamente cuando la ductilidad global asignada sea limitada. Más aún, para una ductilidad global supuesta, será necesario evaluar las demandas de ductilidad locales en los extremos de las columnas del “piso débil”, siendo posible que las

mismas tengan que detallarse con los requerimientos exigidos para componentes con ductilidad completa, aunque la estructura en su conjunto responda y haya sido diseñada con ductilidad limitada. La estructura mostrada en la Figura C2.1.(e) es un ejemplo que ilustra la necesidad de evaluar las demandas de ductilidad locales en función de la ductilidad global asociada con el desplazamiento Δ_u . Tales estimaciones, basadas en relaciones geométricas elementales se especifican en el Capítulo 7.

Cuando se utilicen vigas de grandes luces, los requerimientos derivados de las cargas gravitatorias pueden ser más severos que los asociados con las demandas sísmicas. En estos casos, puede ser difícil o aun irracional diseñar las columnas interiores con resistencias mayores que las vigas. Como se muestra en la Figura C2.1.(f), la prevención de la formación de un “piso débil” se asigna a las columnas exteriores. Usualmente la ductilidad global de este tipo de estructuras debe ser limitada.

Cuando se eligen algunos de los mecanismos de colapso admisibles mostrados en la Figura C2.1., resulta evidente cuales son los componentes que deben permanecer elásticos de acuerdo con el diseño por capacidad. Todo lo que se necesita es evaluar la sobrerresistencia flexional de las rótulas plásticas seleccionadas, de acuerdo a cómo se las detalle y se construya. Las solicitaciones resultantes debidas al desarrollo de la ductilidad, conducen a las solicitaciones a utilizar para el diseño de los componentes o zonas que deben permanecer elásticas.

2.2. DISEÑO DE VIGAS

2.2.1. Limitaciones dimensionales

2.2.1.1. Para secciones rectangulares, con momentos aplicados en ambos extremos por vigas adyacentes, columnas o ambas, deberá cumplirse:

$$\frac{L_n}{b_w} \leq 25 \quad [2.2 - 1]$$

$$\frac{L_n h_b}{b_w^2} \leq 100 \quad [2.2 - 2]$$

2.2.1.2. Para vigas en voladizo de secciones rectangulares, deberá cumplirse:

$$\frac{L_n}{b_w} \leq 15 \quad [2.2 - 3]$$

$$\frac{L_n h_b}{b_w^2} \leq 60 \quad [2.2 - 4]$$

C 2.2.1.1. – C 2.2.1.2. Es importante que se establezca alguna relación entre la altura, ancho y luz libre de los componentes, particularmente si se espera que el componente exhiba una respuesta dúctil ante el terremoto de diseño. Si el componente es demasiado esbelto, puede ocurrir el pandeo lateral del borde comprimido. Si el componente es demasiado robusto (poco esbelto), puede ser difícil controlar la degradación de rigidez y resistencia que resulta de los efectos del corte.

2.2.1.3. Para secciones rectangulares, **T**, **L** o **I**, el ancho mínimo de la zona comprimida no deberá ser menor que **180 mm**.

$$b_w \geq 180mm \quad [2.2 - 5]$$

2.2.1.4. Para secciones **T** o **L**, en donde el ala o las alas hayan sido construidas monolíticamente con el alma, deberá cumplirse:

(a) En vigas con momentos aplicados en ambos extremos por vigas adyacentes, columnas o ambas:

$$\frac{L_n}{b_w} \leq 37,5 \quad [2.2 - 6]$$

(b) En vigas en voladizo:

$$\frac{L_n}{b_w} \leq 22,5 \quad [2.2 - 7]$$

C 2.2.1.4. Se reconoce la contribución de las alas, construidas monolíticamente con el alma, a la estabilidad de vigas **T** y **L**. Las expresiones [2.2-6] y [2.2-7] permiten una reducción del ancho mínimo del alma de vigas **T** y **L** respecto a las secciones rectangulares, expresiones [2.2-1] y [2.2-3] respectivamente.

2.2.1.5. Cuando concurren vigas anchas a columnas, el ancho del alma de la viga que deberá suponerse que resiste las solicitaciones transmitidas por la columna, no deberá ser mayor que el ancho de la columna, más una distancia a cada lado de la columna igual a un cuarto de la altura total de la columna ($h_c/4$) en la dirección considerada (ver Figura 2.1.).

$$b_w \leq b_c + 0,50 h_c \quad [2.2 - 8]$$

$$b_w \leq 2 b_c \quad [2.2 - 9]$$

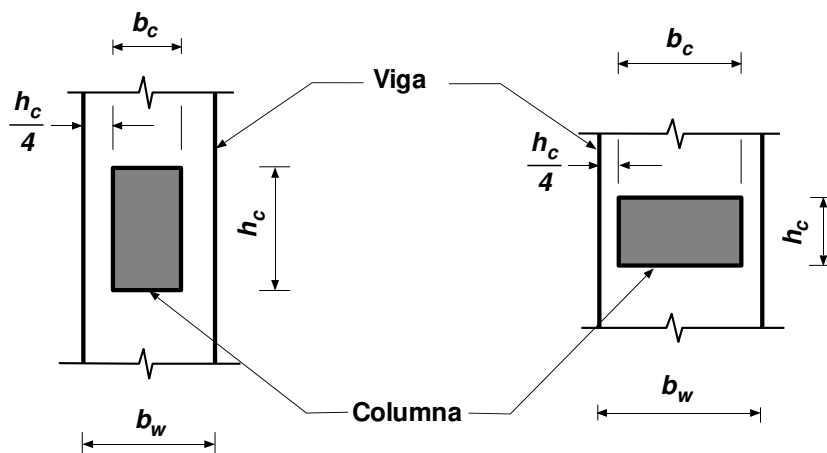


Figura 2.1. Ancho efectivo máximo de vigas.

C 2.2.1.5. Este requerimiento intenta asegurar que la viga no sea mucho más ancha que la columna para que las barras de la armadura longitudinal de la viga, se mantengan razonablemente cercanas al núcleo de la columna.

Bajo acción sísmica los momentos en los extremos de la viga son equilibrados por momentos en las columnas por encima y por debajo del nudo. Esto difiere del caso de cargas gravitatorias (donde por ejemplo, en el caso de vigas continuas y con misma luz y cargas, los momentos a ambos lados de la columna se auto equilibran). Por ello se imponen dos condiciones: (i) que el ancho del alma de la viga no exceda cierto límite con respecto al ancho de la columna, y (ii) que la mayor parte de la armadura principal de la viga pase por el núcleo de la columna.

Nótese que de acuerdo con el artículo 2.2.5.(e) se requiere que al menos el **75%** de la armadura longitudinal efectiva de la viga deba pasar a través de, o anclarse en, el núcleo de la columna.

2.2.2. Rigidez

2.2.2.1. La rigidez efectiva de la sección deberá tener en cuenta los efectos del agrietamiento. Podrá obtenerse a través de un análisis seccional, teniendo en cuenta la resistencia nominal y la deformación de fluencia, o bien de acuerdo con la Tabla 2.1.

Tabla 2.1. Momento de inercia efectivo de la sección de vigas

Forma de la sección transversal	Momentos de Inercia efectivos de la sección (I_e)
(a) Secciones rectangulares	0,40 I_g
(b) Secciones T o L	0,35 I_g

C 2.2.2.1. Para obtener predicciones reales de las deformaciones y de las solicitaciones internas en estructuras estáticamente indeterminadas, y para estimar el periodo de vibración, deben tenerse en cuenta los efectos del agrietamiento en la determinación de la rigidez de los componentes.

Aunque los efectos de agrietamiento en la rigidez flexional, varían a lo largo del componente de acuerdo con las características del diagrama de momentos, pueden adoptarse valores promedio de las propiedades efectivas de las secciones. Estos valores promedios deberán aplicarse a todas las secciones de los componentes prismáticos. El diseñador podrá justificar los valores de rigidez efectiva a través de un análisis momento – curvatura seccional, o bien, utilizar los valores recomendados en la Tabla 2.1. para vigas.

2.2.2.2. Para la determinación de los momentos de inercia de la sección bruta (I_g) en vigas **T** y **L**, se adoptarán como anchos efectivos los valores establecidos en el artículo 2.2.3.2.2., considerando solamente el **50%** del ancho de cada ala (b_f).

2.2.3. Diseño a flexión

2.2.3.1. Resistencia requerida a flexión - M_u

El diseño a flexión de vigas deberá responder a la siguiente expresión:

$$M_d = \phi M_n^b \geq M_u \quad [2.2 - 10]$$

Donde el **factor de reducción de resistencia** ϕ deberá determinarse según el artículo 2.2.3.1.1, la **resistencia nominal a flexión** M_n^b según el artículo 2.2.3.1.2., y la **resistencia requerida a flexión** M_u según el artículo 2.2.3.1.1.

2.2.3.1.1. Los momentos últimos (M_u) en vigas donde se prevea la formación de rótulas plásticas, se obtendrán a partir de las combinaciones de estados de carga establecidas en el artículo 1.3., con los factores de reducción de resistencia (ϕ) dados en el artículo 1.5.1.2.

2.2.3.1.2. Los momentos últimos (M_u) en extremos de vigas donde no se prevea la formación de rótulas plásticas, se obtendrán de los momentos máximos posibles desarrollados en las rótulas plásticas de las columnas, teniendo en cuenta el factor de sobrerresistencia (ϕ_o), establecido en la expresión [2.3-11] y evaluado para la sección de la columna en consideración. Para la determinación de la capacidad resistente flexional de la sección de la columna se utilizará la expresión [2.3-25]. En este caso, se utilizará un factor de reducción de resistencia (ϕ) igual a **1,00**.

C 2.2.3.1.1 – C 2.2.3.1.2. En un diseño sismorresistente tradicional, la demanda de momentos en todos los componentes viene dada por la combinación entre las cargas gravitatorias mayoradas y la acción sísmica.

Cuando se utiliza el diseño por capacidad en cambio, es necesario distinguir entre aquellos componentes o zonas dentro de un componente que se quieren sean fuente de disipación de energía por deformaciones inelásticas, y aquéllos que deben permanecer elásticos. En el primer caso, la demanda de momentos viene dada por la combinación de los estados de carga establecidos en el artículo 1.3. En el segundo caso, en cambio, la demanda se obtiene a partir de los momentos que les transmiten las rótulas plásticas ubicadas en los componentes adyacentes, cuando éstas desarrollan su sobrerresistencia flexional, teniendo en cuenta todas las fuentes posibles de sobrerresistencia. En el caso de vigas, las fuentes de sobrerresistencia se limitan al endurecimiento del acero y a las posibles variaciones entre la tensión de fluencia especificada y la tensión real de fluencia. En las columnas, además de estos factores, deberá considerarse el aumento de resistencia del hormigón, por efecto de confinamiento, provisto por la armadura transversal.

2.2.3.1.3. En vigas que provean la ductilidad requerida, podrá realizarse una redistribución de momentos siempre que se cumplan las condiciones siguientes:

- (a) La reducción del momento en cualquier tramo de una viga continua no deberá exceder el **30 %** del valor absoluto del máximo momento derivado de un análisis elástico para cualquiera de las combinaciones de estados de carga establecidas en el artículo 1.3.

- (b) Los momentos positivos en el tramo de vigas, para cualquiera de las combinaciones de estados de carga establecidas en el artículo 1.3., deberán modificarse cuando se modifiquen los momentos negativos o positivos en el apoyo de manera que se satisfagan los requerimientos de equilibrio.

C 2.2.3.1.3. El propósito de la redistribución de momentos en vigas de pórticos dúctiles de hormigón armado, es lograr un diseño estructural eficiente para:

- (1) Reducir el máximo momento absoluto, usualmente en la zona de momento negativo de la viga, y compensarlo con un incremento en los momentos en las zonas no críticas (usualmente las zonas de momentos positivos). Esto hace posible una mejor distribución de la resistencia a lo largo de la viga. Cuando sea conveniente, la redistribución debería ser tal que los momentos positivos y negativos en las secciones críticas se acerquen, tanto como sea posible, a la igualdad.
- (2) Igualar los requerimientos de momentos críticos en las secciones de las vigas ubicadas en los lados opuestos de columnas interiores, resultantes de la aplicación de la acción sísmica en ambos sentidos.
- (3) Utilizar la capacidad mínima requerida por el Reglamento, para momento positivo cuando ésta exceda los requerimientos derivados de un análisis lineal elástico.
- (4) Reducir las demandas de momentos en columnas críticas, particularmente las que se encuentran sometidas a bajos esfuerzos de compresión axial o a tracción axial. A veces esto es necesario para evitar el uso de armadura flexional excesiva en tales columnas.

El límite del **30%** se establece para asegurar que las rótulas plásticas no ocurran prematuramente bajo terremotos moderados, y para que no aumente en forma excesiva la demanda de ductilidad rotacional.

2.2.3.2. Resistencia nominal a flexión - M_n^b

2.2.3.2.1. Hipótesis de diseño

La resistencia nominal a flexión M_n^b de las secciones transversales de vigas, deberá basarse en lo establecido en el artículo 10.2. del **Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón – CIRSOC 201 – 2005**.

2.2.3.2.2. Ancho efectivo de vigas T y L

En vigas **T** y **L** construidas monolíticamente con la losa, o cuando ambas son estructuralmente unidas en forma efectiva, se deberá tomar el ancho efectivo de colaboración (b_e), tanto en compresión (momento positivo) como en tracción (momento negativo), igual a la suma del ancho del alma de la viga (b_w), y el ancho de una o dos alas (b_f), según corresponda.

El ancho de cada ala (b_f), medido desde la cara de la viga considerada, deberá tomarse como el menor de:

- (a) **Un octavo** de la luz de la viga considerada, $L_b/8$;

- (b) **Ocho veces** el espesor de la losa, **$8 h_s$** ;
- (c) La altura de la viga, **h_b** ;
- (d) La distancia libre a la viga adyacente, multiplicada por **$h_{b1}/(h_{b1}+h_{b2})$** . Siendo **h_{b1}** la altura de la viga considerada, y **h_{b2}** la altura de la viga adyacente.

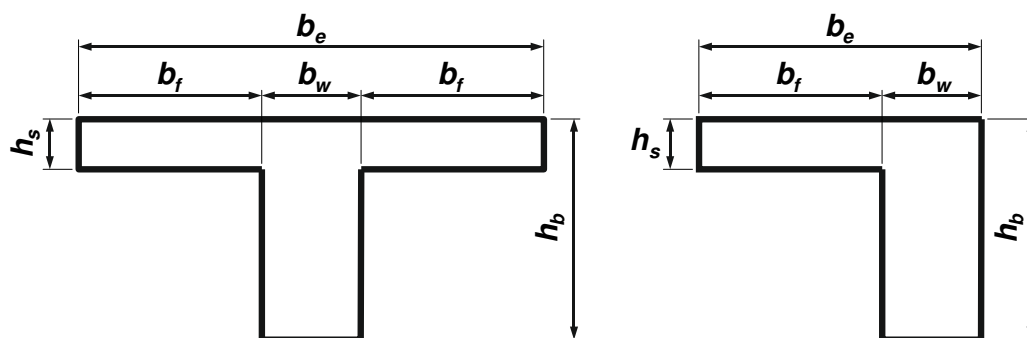


Figura 2.2. Ancho efectivo de colaboración de la losa (b_e), en vigas T y L construidas monolíticamente con la losa.

C 2.2.3.2.2. La unión estructural entre vigas y losas puede provenir de que han sido construidas en forma monolítica, simultáneamente, o bien se induce la unión estructural, por ejemplo, mediante armaduras de espera y preparación de superficies de contacto.

Vigas con alas, de altura total uniforme, se pueden suponer de sección prismática. Esta suposición intenta compensar el hecho de que los anchos efectivos de las alas variarán a lo largo de la luz de la viga y que la tracción puede prevalecer en el área del ala en una zona considerable longitud. De esta manera se justifica además la aplicación de la sección 2.2.2.2.

Terminaciones de Piso: cuando un contrapiso es colocado sobre una losa, el mismo no se debe incluir como parte estructural, a menos que se haya colocado en forma monolítica con la losa, o con preparación de superficies de contacto, y se hayan cumplido con los requerimientos estructurales respectivos (por ejemplo, cuantías mínimas de tracción).

2.2.3.2.3. Resistencia nominal a flexión de vigas T y L

Para evaluar la resistencia nominal a flexión para momento negativo de vigas **T** y **L** construidas monolíticamente con la losa, además de considerar las barras longitudinales ubicadas dentro del ancho del alma de la viga (**b_w**) **se podrá considerar** la colaboración de la armadura de la losa efectivamente anclada en el ancho de colaboración (**b_e**), con las limitaciones siguientes:

Dentro del ancho de colaboración, que deberá tomarse según lo especificado en el artículo 2.2.3.2.2., sólo podrán considerarse aquellas barras de la armadura superior e inferior de la losa que puedan desarrollar su resistencia a tracción (**efectivamente ancladas**) dentro de una zona de la losa limitada por una línea a **45°** con el eje de la viga, a partir del centro de la sección de la columna, ver la Figura 2.3.

La colaboración de la armadura de la losa en el ancho de cada ala (b_f) será tal que la fuerza de tracción suministrada por cada ala no supere el **10%** de la fuerza de tracción total de la viga **T** o **L**. A los fines prácticos, para cumplir este requerimiento, puede tomarse como que en cada ala en una sección **T** puede tomarse como efectiva hasta un **12,5%** de la armadura de tracción dispuesta en el alma, y para secciones **L**, tomar en el ala hasta un **11%** de la armadura de tracción dispuesta en el alma.

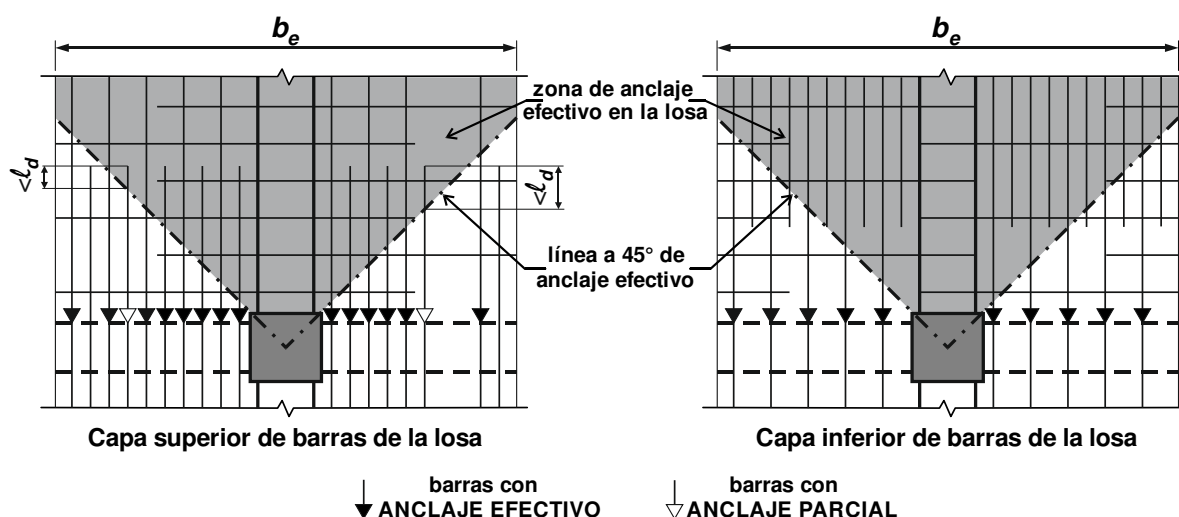


Figura 2.3. Barras de la losa que colaboran con la resistencia a flexión de la viga.

2.2.3.2.4. Sobrerresistencia flexional de vigas T y L

Para evaluar la sobrerresistencia flexional para momento negativo de vigas **T** y **L** construidas monolíticamente con la losa, además de considerar las barras longitudinales ubicadas dentro del ancho del alma de la viga (b_w), **se deberá considerar** la colaboración de la armadura de la losa efectivamente anclada en el ancho de colaboración (b_e).

Dentro del ancho de colaboración, que deberá tomarse según lo especificado en el artículo 2.2.3.2.2., deberán considerarse aquellas barras de la armadura superior e inferior de la losa que puedan desarrollar su resistencia a tracción (**efectivamente ancladas**) dentro de una zona de la losa limitada por una línea a **45°** con el eje de la viga, a partir del centro de la sección de la columna, ver la Figura 2.3.

C 2.2.3.2.3. – C 2.2.3.2.4. Algunas barras de la armadura de las losas coladas monolíticamente con las vigas, contribuirán a la resistencia a momento negativo en los apoyos de vigas continuas. Es muy importante estimar en forma precisa esta colaboración para economizar la cantidad de armadura ubicada en el alma de la viga (artículo 2.2.3.2.3.), y para evaluar la resistencia real de las vigas cuando deban protegerse las columnas de la formación de rótulas plásticas durante grandes desplazamientos inelásticos del pórtico (artículo 2.2.3.2.4.).

Una estimación detallada de la contribución de la armadura de la losa a la resistencia a momento negativo de una viga, debe tener en cuenta el ancho de la losa dentro del cual la

armadura puede estar sometida a tracción significativa, lo que es dependiente de las condiciones de borde de la losa y del nivel de ductilidad impuesto. También es importante considerar si las barras de la losa están adecuadamente ancladas de forma que puedan desarrollar su resistencia a tracción, lo que depende de la ubicación y del anclaje de cada barra dentro de la losa.

2.2.4. Longitud de las zonas de formación potencial de rótulas plásticas (zonas críticas)

La longitud de las zonas de formación potencial de rótulas plásticas deberá tomarse:

- Cuando la sección crítica se ubica en la cara del apoyo, sea una columna o un tabique, dos veces la altura de la viga ($2 h_b$), medida desde la sección crítica hacia el centro de la luz, ver la Figura 2.4.
- Cuando la sección crítica se ubica a una distancia no menor que la altura de la viga (h_b) ó **500 mm** desde la cara del apoyo, sea una columna o un tabique, la mitad de la altura de la viga ($0,50 h_b$) ó **250 mm** desde la sección crítica hacia el apoyo, y una vez y media la altura de la viga ($1,50 h_b$) desde la sección crítica hacia el centro de la luz de la viga, ver la Figura 2.5.
- Cuando la sección crítica se ubica en el tramo de la viga, dos veces la altura de la viga ($2 h_b$), a ambos lados de la sección crítica, ver la Figura 2.4.

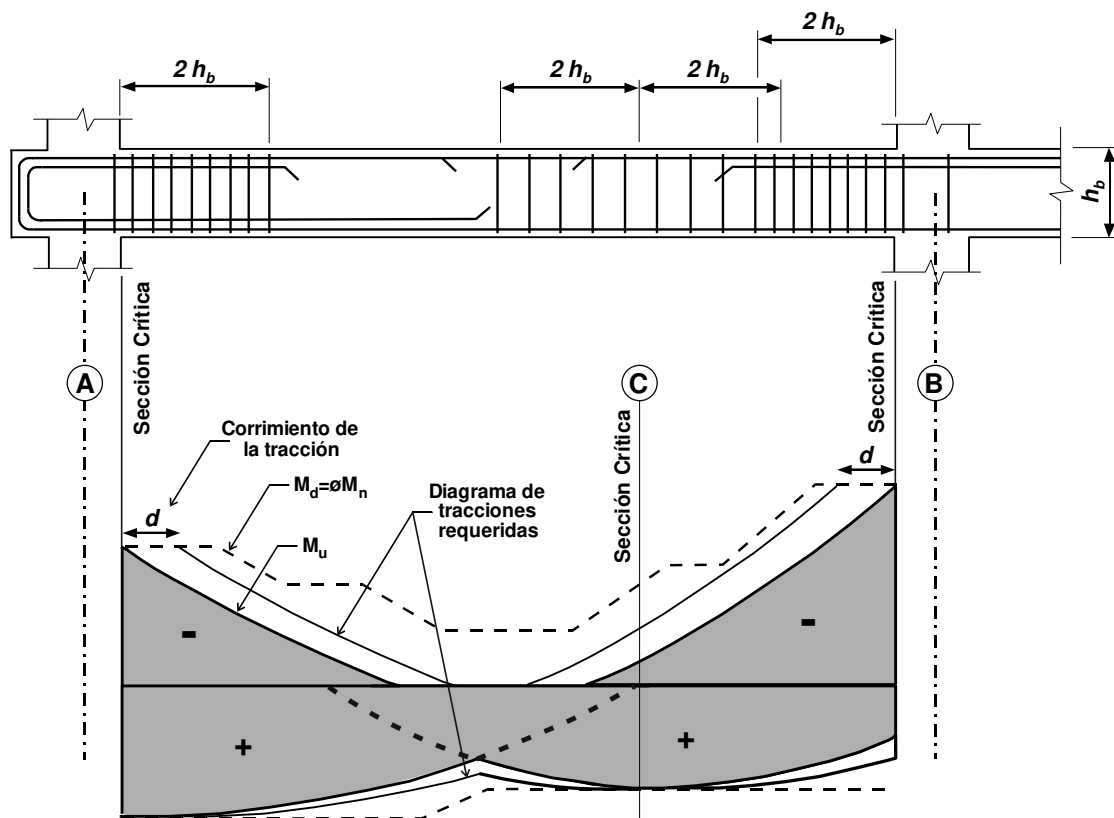


Figura 2.4. Longitud de las zonas de formación potencial de rótulas plásticas cuando la sección crítica se ubica en la cara de la columna y en el tramo de la viga.

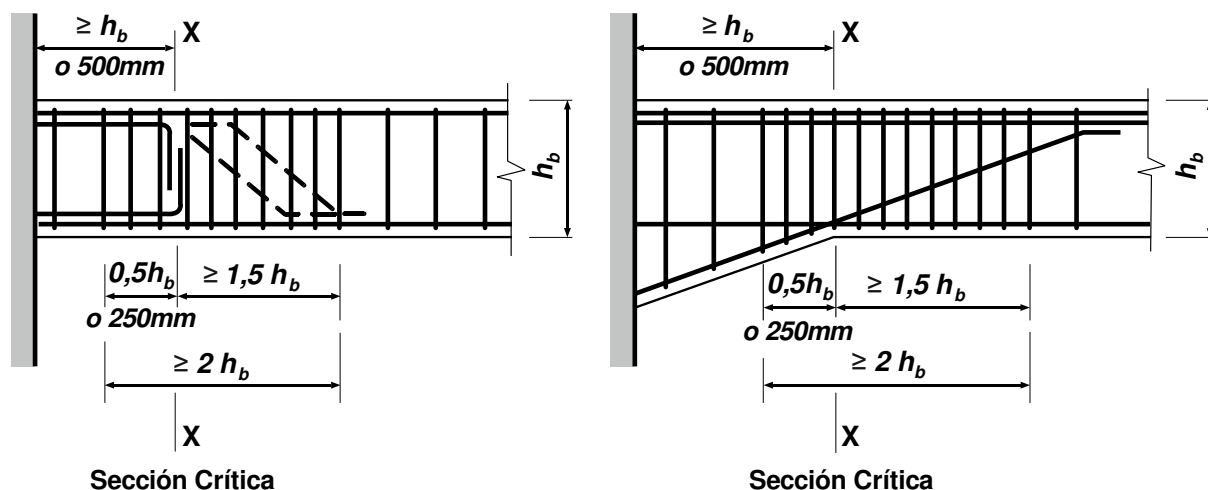


Figura 2.5. Longitud de las zonas de formación potencial de rótulas plásticas cuando la sección crítica se aleja de la cara del apoyo.

C 2.2.4. Longitud de las zonas de formación potencial de rótulas plásticas (zonas críticas)

Se detallan, a continuación, las tres zonas donde pueden formarse rótulas plásticas en vigas:

- Zonas adyacentes a las caras de las columnas, donde la armadura superior e inferior puede estar sometida a fluencia en tracción y compresión debido a la reversibilidad del momento flector.
- Cuando una rótula plástica deliberadamente se ubica alejada de la cara de la columna, debe diseñarse de manera que su sección crítica esté al menos a una distancia igual a la altura de la viga, h_b , de la cara del apoyo, sea una columna o un tabique, ó **500 mm**. Esto ocurrirá cuando la armadura flexional se termine en forma abrupta, curvándola hacia adentro de la viga, o cuando una parte significativa de la armadura flexional se curve diagonalmente a través del alma, o cuando la sección transversal coincida con la sección extrema de una cartela. Se considera que, ante cargas reversibles, la fluencia puede extenderse a la zona ubicada entre la sección crítica y la cara de la columna o tabique. Por lo tanto, se deben disponer armaduras transversales especiales en una longitud al menos igual a **0,50 h_b** ó **250mm** antes de la sección crítica y que se extiendan **2 h_b** hasta una distancia igual a **1,50 h_b** pasada la sección crítica hacia el centro de la luz de la viga. El detallado de estas zonas requiere una atención particular.
- En las zonas de momento positivo, dentro de la luz de una viga, puede formarse una rótula plástica unidireccional sin posibilidad de que se desarrolle una rótula negativa. En esta zona, el peligro de pandeo de las barras en compresión es mucho menor, ya que las barras no han fluido en tracción en el ciclo de carga previo. Más aún, tal rótula plástica es probable que se extienda y, bajo fluencia, tome poco esfuerzo de corte. A causa de la variabilidad de las cargas gravitatorias durante un terremoto severo, la posición de la sección crítica de la rótula plástica, puede no ser posible determinarla con precisión.

2.2.5. Armadura longitudinal.

(a) **Evaluación de las cuantías. Armadura y cuantía Efectiva.** La cuantía en vigas se define como la relación entre la armadura efectiva en tracción, $A_{s,e}$, y el área efectiva, $b_w \cdot d$, según esta expresión:

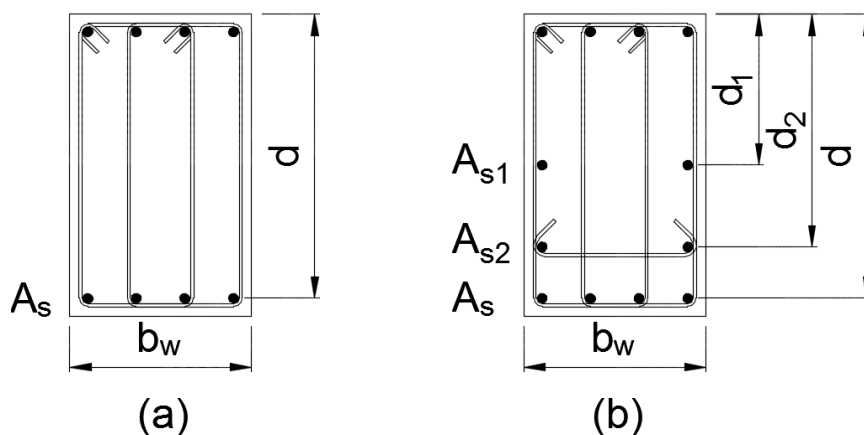
$$\rho = \frac{A_{s,e}}{b_w d}$$

siendo la armadura efectiva de tracción igual a:

$$A_{s,e} = \sum_{i=1,t}^n \left(A_{s,i} \frac{d_i}{d} \right)$$

Donde:

$A_{s,i}$ = sección de la capa de armadura traccionada ubicada a la profundidad d_i



(b) **Cuantía máxima de la armadura traccionada:** En cualquier sección de una viga dentro de una zona de formación potencial de rótulas plásticas la cuantía de la armadura traccionada no deberá ser mayor que el menor de los siguientes valores:

$$\rho_{m\acute{a}x} = \frac{f'_c + 10}{6 f_y} \quad \text{ó} \quad \rho_{m\acute{a}x} = 0,025 \quad [2.2 - 11]$$

La cuantía deberá determinarse usando el ancho del alma del componente (b_w).

C 2.2.5.(a) La evaluación de la cuantía de armadura longitudinal traccionada en vigas (ρ_w) deberá realizarse usando el ancho del alma (b_w), la altura útil (d) del componente, y el área efectiva de armadura traccionada ($A_{s,e}$).

La inclusión del concepto de área y cuantía efectiva permite la evaluación de las cuantías de una manera más amplia que el concepto tradicional, que responde a la distribución tradicional de armaduras, sin considerar la presencia y eficiencia de armaduras intermedias.

C 2.2.5.(b) La ductilidad de una zona de rótula plástica depende del valor del factor de ductilidad de curvatura $\mu_\phi = \phi_u / \phi_y$ que puede lograrse en la sección crítica, donde $\phi_u = \epsilon_c / c$ es la curvatura última de la sección, ϵ_c la deformación específica última de compresión del hormigón, c la profundidad del eje neutro, y ϕ_y la curvatura al inicio de la fluencia.

Los análisis momento-curvatura han demostrado que, manteniendo constantes las otras variables, el factor de ductilidad de curvatura disponible $\mu_\phi = \phi_u / \phi_y$ aumenta si:

- (1) La cuantía de la armadura traccionada disminuye.
- (2) La cuantía de la armadura comprimida aumenta.
- (3) La tensión de fluencia especificada f_y disminuye.
- (4) La resistencia a compresión del hormigón f'_c aumenta.

La expresión [2.2-11] asegura que, cuando la deformación de compresión en la fibra extrema del hormigón es **0,004**, se logra un factor de ductilidad de curvatura de al menos $\mu_\phi = \phi_u / \phi_y = 7$, cuando $f_y = 420 \text{ MPa}$ en una sección rectangular con una cuantía de armadura comprimida igual a **0,50** de la cuantía de la armadura traccionada.

Una deformación en la fibra más comprimida del hormigón de **0,004**, es un límite inferior para el comienzo de la pérdida del recubrimiento cuando se usa hormigón de resistencia normal. El confinamiento del núcleo de hormigón de una viga, provisto por estribos en la zona de formación potencial de rótulas plásticas, asegura que dicho núcleo puede soportar deformaciones mucho mayores que **0,004** y, por lo tanto, permitir alcanzar valores mucho mayores que **7** para el factor de ductilidad de curvatura (al menos $\mu_\phi = 20$) junto con la pérdida del recubrimiento.

La expresión [2.2-11] indica que $\rho_{m\acute{a}x}$ aumenta con la resistencia del hormigón. Sin embargo, los datos con los que se ha obtenido la expresión cubren resistencias hasta alrededor de **35 MPa**. Se especifica que $\rho_{m\acute{a}x}$ no sea mayor que **0,025**, ya que este valor es un máximo práctico.

(c) Armadura comprimida: En cualquier sección de una viga dentro de una zona de potencial formación de rótulas plásticas, el área de la armadura longitudinal comprimida (A'_s) deberá ser al menos igual a la mitad del área de la armadura longitudinal traccionada (A_s). Se exceptúa el caso de secciones de vigas **T** o **L** coladas in situ con la losa, cuando la armadura de compresión se ubique dentro de la altura del ala en compresión en una sección sometida a momento positivo. Se exceptúa el caso de vigas con armadura distribuida en las caras laterales.

C 2.2.5.(c) Armadura comprimida: El área de la armadura comprimida, debe ser al menos igual a **1/2** del área de la armadura traccionada, para asegurar una ductilidad adecuada en las zonas de formación potencial de rótulas plásticas y una mínima armadura de tracción por cualquier reversión de momentos. Con menos armadura de compresión, la armadura de tracción debería reducirse considerablemente, para asegurar una razonable ductilidad de curvatura. Cuando el área de la armadura comprimida A'_s es mayor que **1/2** del área de la armadura traccionada, la cuantía $\rho_{m\acute{a}x}$ dada por la expresión [2.2-11] podría incrementarse. Por ejemplo, si $A'_s = 0,75 A_s$ podría incrementarse al menos un **30%**.

No se necesita cumplir este requerimiento en vigas de sección **T** o **L** sometidas a momento positivo, cuando el ala comprimida se hormigona monolíticamente con la losa, debido al gran ancho del área comprimida de hormigón.

(d) Cuantía mínima de la armadura traccionada:

- (i) **Procedimiento general:** La resistencia nominal a flexión, en cualquier sección de una viga, debe ser mayor que **1,5** veces el momento flector de primera fisuración de la sección sin armadura:

$$M_n^b \geq 1,5 M_{cr} \quad [2.2 - 12]$$

El momento flector de primera fisuración de una sección sin armadura podrá evaluarse según:

$$M_{cr} = \frac{0,6\sqrt{f'_c} I_g}{y_t} \quad [2.2 - 13]$$

Donde el término $0,6\sqrt{f'_c}$ es la resistencia a tracción por flexión del hormigón; e y_t es la distancia desde la fibra más traccionada hasta el eje baricéntrico de la sección sin fisurar. El momento de inercia, I_g , de ser el que corresponda a la configuración sección transversal, rectangular, L, T, etc.

- (ii) **Procedimiento simplificado:** Podrá prescindirse de lo especificado en el artículo 2.2.5.(d)(i), si en cualquier sección de una viga la cuantía de la armadura traccionada, determinada usando el ancho del alma (b_w) y, para momento negativo, la colaboración de la armadura de la losa efectivamente anclada en el ancho de colaboración (b_e) según el artículo 2.2.3.2.3., no es menor que el mayor de los siguientes valores:

Para vigas rectangulares, y vigas **T** o **L** con el ala comprimida (momento positivo):

$$\rho_{min} = 0,25 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} \quad \text{ó} \quad \rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} \quad [2.2 - 14]$$

Para vigas **T** o **L** hiperestáticas, con el ala traccionada (momento negativo):

$$\rho_{min} = 0,40 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} \quad \text{ó} \quad \rho_{min} = \frac{2,2}{f_y} \quad [2.2 - 15.a]$$

Para vigas **T** o **L** estáticamente determinadas (vigas en voladizo), con el ala traccionada (momento negativo):

$$\rho_{min} = 0,50 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} \quad \text{ó} \quad \rho_{min} = \frac{2,8}{f_y} \quad [2.2 - 15.b]$$

C 2.2.5.(d) Cantidad mínima de la armadura traccionada: Se requiere una cantidad mínima de armadura longitudinal traccionada para evitar una falla frágil al comienzo del agrietamiento. El objetivo es que la resistencia nominal de la viga armada sea bastante mayor que la de la viga sin armar.

Se prescribe un procedimiento general en el artículo 2.2.5.(d) (i) a partir de la determinación del momento de primera fisuración de la sección sin armadura.

Alternativamente, el artículo 2.2.5 (d) (ii) permite obtener la cantidad mínima de armadura traccionada mediante las expresiones [2.2-14] y [2.2-15].

Si una sección tiene insuficiente cantidad de armadura existe el peligro de que el momento de primer fisuración, M_{cr} , esté cercano, o, peor aún, exceda la resistencia a flexión, en particular porque el módulo de ruptura (resistencia a tracción) para las velocidades de deformación que impone el sismo es considerablemente mayor que para cargas estáticas. Acoplado con el hecho de que los momentos generalmente disminuyen con la distancia a la sección crítica de la rótula plástica, la consecuencia será que se induzca a formar una única fisura en la zona de plastificación. Esto llevará a una no deseada concentración de deformaciones inelásticas sobre una zona muy reducida de longitud de rótula plástica que conducirá a un requerimiento de ductilidad de curvatura muy elevado. Esto podría resultar en la fractura de la armadura longitudinal.

(e) Mínima armadura longitudinal: Al menos $1/4$ de la mayor de las armaduras longitudinales superiores requeridas en los extremos de vigas deberá continuarse en toda su longitud. Se colocarán al menos dos barras de diámetro **12 mm** de acero **ADN 420**, como armadura superior e inferior de la viga en toda su longitud.

C 2.2.5 (e) Mínima armadura longitudinal: Se dispondrán al menos dos barras longitudinales de **12 mm** de diámetro, o cuantía equivalente, en la cara superior y en la cara inferior de la viga en toda su longitud. Esto es para asegurar continuidad de la armadura y alguna capacidad a momento positivo y negativo en toda la longitud, para permitir deformaciones inesperadas y distribuciones de momentos en terremotos severos.

(f) Mínima armadura a través del núcleo de columnas: Al menos el **75%** de la armadura longitudinal, ubicada dentro del ancho del alma de una viga (b_w), deberá pasar a través del núcleo de la columna o ser anclada en el mismo. Cuando la cantidad de armadura longitudinal esté controlada por la combinación de cargas gravitatorias sin sismo, sólo se requiere que el **75%** de la armadura requerida para la combinación de carga gravitatoria con sismo pase a través de, o sea anclada en, el núcleo de la columna.

C 2.2.5.(f) Mínima armadura a través del núcleo de columnas: Para asegurar la transferencia de esfuerzos dentro de nudos viga–columna bajo acciones sísmicas horizontales, se estipula que al menos un **75%** de la armadura flexional de la viga ubicada dentro del alma y requerida para la combinación de las cargas gravitatorias con la acción sísmica, debe pasar a través de, o ser anclada en, el núcleo de la columna. En pórticos sometidos a la

acción sísmica es deseable ubicar las armaduras principales superiores e inferiores dentro del ancho del alma y llevarlas a través o dentro del núcleo de las columnas. El núcleo de la columna es el volumen de hormigón contenido dentro de los estribos ubicados alrededor de las barras longitudinales de la columna, con las limitaciones establecidas en el artículo 2.4.1.

2.2.6. Armadura transversal en zonas de formación potencial de rótulas plásticas

Se deberán proveer estribos en las zonas de formación potencial de rótulas plásticas, de acuerdo con lo siguiente:

C 2.2.6. Armadura transversal en zonas de formación potencial de rótulas plásticas

Los estribos en las zonas de formación potencial de rótulas plásticas en vigas, deben cumplir tres propósitos fundamentales.

El primero, es prevenir el pandeo de las barras longitudinales comprimidas. La separación requerida de los estribos, para prevenir el pandeo de las barras que fluyen en tracción y compresión como consecuencia de la reversión de momentos, es mucho menor que para las barras que sólo fluyen en compresión con flexión monótona, ya que el efecto Baüschinger causa una reducción del módulo tangente del acero a bajos niveles de tensión.

El segundo propósito de los estribos, es proveer confinamiento en la zona de hormigón comprimido. Aún en vigas con la misma cantidad de armadura superior e inferior, es esencial preservar el hormigón en el núcleo de la sección, de otra manera, luego de la pérdida del recubrimiento, las barras longitudinales podrían pandear lateralmente.

El tercer propósito de los estribos es proveer resistencia al corte.

(a) Disposición de los estribos: Deberán disponerse estribos perpendiculares al eje de la viga de manera que cada barra longitudinal o conjunto de barras en la cara superior e inferior de la viga, estén restringidas para prevenir el pandeo por un codo a **90°** de un estribo cerrado, o por un gancho comprendido entre **135°** y **180°** de un estribo suplementario de una rama. Se exceptúan las barras intermedias que estén ubicadas entre dos o más barras restringidas por el mismo estribo cerrado y que no disten entre sí más de **200 mm**, ver la Figura 2.6.(a).

Los ganchos extremos de estribos cerrados deberán estar comprendidos entre **135°** y **180°**, rodeando una barra longitudinal de la viga.

Si una capa horizontal de barras longitudinales está ubicada a más de **100 mm** de la cara interna de la rama horizontal del estribo adyacente, las barras externas de dicha capa deberán restringirse lateralmente por un gancho comprendido entre **135°** y **180°** de un estribo suplementario de una rama, que deberá cumplir con lo especificado en el artículo 2.2.6.(b), ver la Figura 2.6.(c). Si una capa horizontal de barras longitudinales está ubicada a una distancia superior a un cuarto de la altura de la viga ($h_p/4$) medido desde el borde comprimido de la sección, no será necesaria la restricción lateral de las barras extremas.

C 2.2.6.(a) Disposición de los estribos: Para asegurar en vigas que las barras comprimidas no puedan pandear cuando alcancen la fluencia, deben estar restringidas por un codo a 90° de un estribo cerrado, como muestra la Figura 2.6.(a). Se aprecia que las barras **1** y **2** están bien restringidas. La barra **3** no necesita estar restringida por un codo porque las barras adyacentes restringidas por el mismo estribo cerrado se ubican a menos de **200 mm**. Esto, sin embargo, afectará a la sección transversal de los estribos, de acuerdo con lo estipulado en la expresión [2.2-16], $(\sum A_b)$. También se admite la utilización de estribos suplementarios verticales de una rama, donde deberán utilizarse ganchos comprendidos entre 135° y 180° .

Las barras exteriores ubicadas en la segunda o tercera capa en una viga, pueden pandear hacia fuera si se ubicaran demasiado lejos de una rama horizontal de un estribo. Esta situación se ilustra en la Figura 2.6.(c), que muestra un solo estribo horizontal en la tercera capa, porque estas barras exteriores están a más de **100 mm** de la rama horizontal inferior. Las barras exteriores en la segunda capa mostradas en la Figura 2.6.(b) y (c) se consideran satisfactoriamente restringidas ya que están situadas a no más de **100 mm** de la rama horizontal inferior de los estribos. En la Figura C2.3. se resumen los distintos casos referidos a la restricción al pandeo de una segunda capa de barras longitudinales.

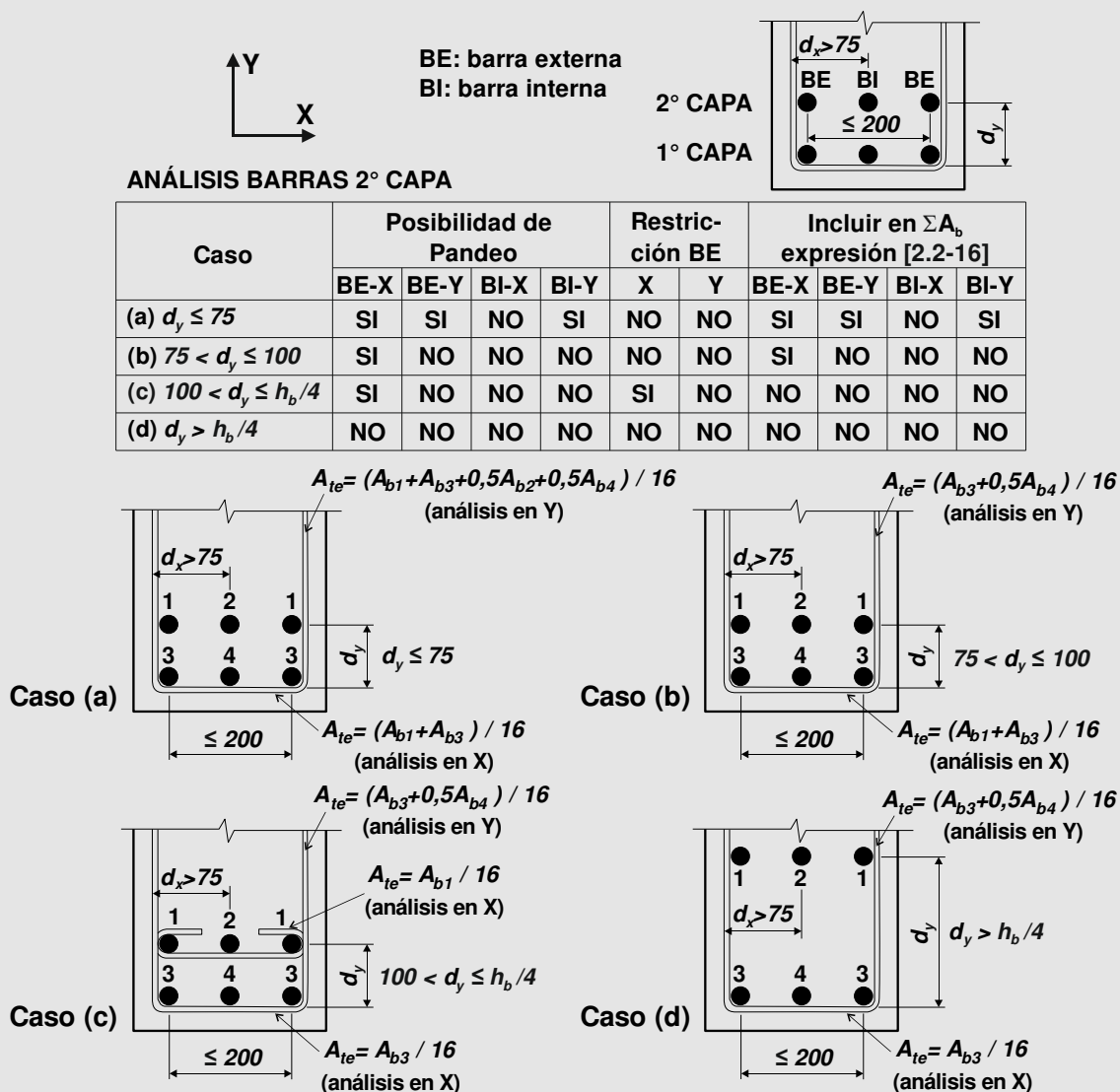


Figura C2.3. Restricción al pandeo de una segunda capa de barras longitudinales, considerando que $f_y = f_{yt}$, y una separación $s = 6d_b$.

(b) **Sección de los estribos:** El diámetro de los estribos no deberá ser menor que **6 mm**, y el área de la sección de una rama en la dirección del pandeo potencial de la barra longitudinal no deberá ser menor que:

$$A_{te} = \frac{\sum A_b f_y s}{96 f_{yt} d_b} \quad [2.2 - 16]$$

siendo $\sum A_b$, la suma de las áreas de las barras longitudinales que se encuentran restringidas, por esa rama, para prevenir el pandeo de acuerdo con lo establecido en el artículo 2.2.6.(a). Deberá incluirse en $\sum A_b$, el área tributaria de las barras longitudinales exceptuadas en el artículo 2.2.6.(a), ver la Figura 2.6 (a).

Las barras longitudinales cuyo eje se ubique a más de **75 mm** de la cara interior del estribo, no necesitan ser consideradas en la determinación del valor de $\sum A_b$, ver las Figuras 2.6 (b) y (c).

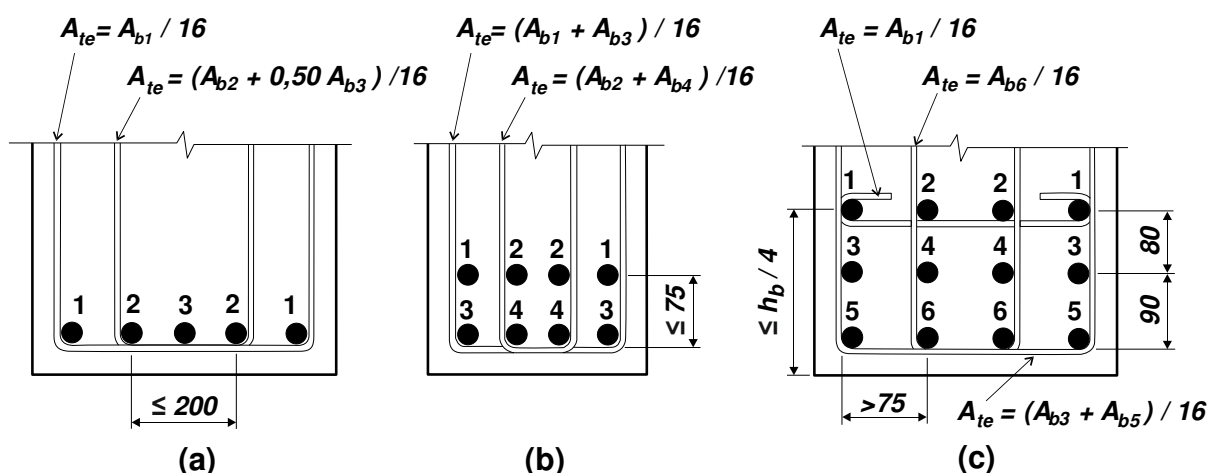


Figura 2.6. Disposición y área de la sección de estribos en las zonas de formación potencial de rótulas plásticas, considerando que $f_y = f_{yt}$, y una separación $s = 6d_b$.

C 2.2.6.(b) Sección de los estribos: Se considera que la capacidad de un estribo a tracción, no debe ser menor que **1/16** del esfuerzo necesario para que la barra o grupo de barras que se quiere restringir entre en fluencia, con una separación de estribos igual a **6 d_b** . Por ejemplo, el área del estribo que restringe las barras de esquina en la Figura 2.6.(a). debe ser $A_{te} = A_1/16$ suponiendo que la tensión de fluencia de todas las barras es la misma. Sin embargo, el área de los estribos interiores, debe ser $A_{te} = (A_2 + 0.50 A_3)/16$ pues deben, además dar apoyo a la barra central **3**. En el cómputo de $\sum A_b$, el área tributaria de las barras no restringidas debe basarse en su posición relativa a los dos estribos adyacentes.

La Figura 2.6.(b). muestra una viga con **8** barras con la misma sección A_b . Suponiendo nuevamente que $f_y = f_{yt}$, el área de los estribos idénticos será $A_{te} = 2 A_b/16$ a causa de que la segunda capa de barras está a menos de **75 mm** de la cara interior del estribo. Sin embargo, los estribos verticales internos para las barras mostradas en la Figura 2.6.(c), sólo necesitan soportar una barra longitudinal, porque la segunda capa se ubica a más de **75 mm** de la cara interior de los estribos.

(c) **Separación máxima de los estribos en rótulas plásticas bidireccionales:** En la zona de formación potencial de rótulas plásticas definida en el artículo 2.2.4.(a) y (b), donde las rótulas plásticas pueden ser provocadas por momentos positivos y negativos, la separación entre estribos no deberá superar:

(i) **6 veces** el diámetro de la barra longitudinal (**$6 d_b$**) de menor diámetro a ser restringida en las capas exteriores.

(ii) **Un cuarto** de la altura útil de la viga (**$d/4$**).

En el caso definido en el artículo 2.2.4.(a), el primer estribo en una viga deberá ubicarse tan cerca como sea posible a los estribos de las columnas y no deberá estar alejado más de **50 mm** de la cara de la columna.

(d) **Separación máxima de los estribos en rótulas plásticas unidireccionales:** En zonas de formación potencial de rótulas plásticas definidas en el artículo 2.2.4.(c) la separación de estribos no deberá superar:

(i) **10 veces** el diámetro de la barra longitudinal (**$10 d_b$**) de menor diámetro a ser restringida en las capas exteriores.

(ii) **Un tercio** de la altura útil de la viga (**$d/3$**).

En zonas de formación potencial de rótulas plásticas definidas en el artículo 2.2.4.(c) el área de los estribos estará eximida de cumplir la expresión [2.2-16].

Cuando la zona de formación potencial de rótulas plásticas definida en el artículo 2.2.4.(c), se superponga con las definidas en los artículos 2.2.4.(a) o (b), la separación y área de los estribos deberán cumplir los requerimientos del artículo 2.2.6.(c).

C 2.2.6.(c) - C 2.2.6.(d) Separación máxima de los estribos: Las limitaciones para la separación máxima son para asegurar que las barras longitudinales estén adecuadamente restringidas para evitar el pandeo y para que el hormigón tenga un confinamiento razonable. Las limitaciones son más severas si las barras longitudinales pueden fluir en tracción y compresión.

(e) **Contribución a la resistencia al corte:** Se admite que los estribos que responden al presente artículo contribuyen, además, a la resistencia al corte de la viga.

C 2.2.6.(e) Contribución a la resistencia al corte: En las zonas de formación potencial de rótulas plásticas en los extremos de vigas, puede requerirse una importante armadura transversal para resistir el esfuerzo de corte. Todas las ramas verticales de los estribos requeridos de acuerdo con el artículo 2.2.6. deben también considerarse que contribuyen a la resistencia al corte.

2.2.7. Diseño a corte

El diseño a corte de vigas deberá responder a la siguiente expresión:

$$V_d = \phi V_n \geq V_u \quad [2.2 - 17]$$

Donde el **factor de reducción de resistencia ϕ** deberá determinarse según el artículo 2.2.7.1, la **resistencia nominal a corte V_n** deberá determinarse según el artículo 2.2.7.3., y la **resistencia requerida a corte V_u** deberá determinarse según el artículo 2.2.7.1.

2.2.7.1. Resistencia requerida a corte - V_u -

El esfuerzo de corte último (V_u) deberá determinarse a partir de la capacidad flexional, considerando la sobrerresistencia desarrollada en las secciones críticas de vigas o columnas, según corresponda, y de la carga gravitatoria. La capacidad flexional de las zonas de formación potencial de rótulas plásticas, deberá determinarse considerando las secciones de armaduras reales dispuestas en la viga, la colaboración de la losa según el artículo 2.2.3.2.4., y una tensión en el acero igual a **1,40 veces** la tensión nominal de fluencia.

En este caso, el esfuerzo de corte último se utilizará en conjunto con un factor de reducción de resistencia **$\phi=1,00$** .

No es necesario que la resistencia requerida a corte sea superior a la correspondiente al funcionamiento de la estructura en estado elástico ($R \leq 1,5$). En ese caso se aplicará el factor de reducción correspondiente, según la tabla 1.2 (b).

C 2.2.7.1. Resistencia requerida a corte - V_u -

Se pretende prevenir una falla por corte bajo las máximas acciones sísmicas posibles. De acuerdo con ello, la resistencia de diseño al corte debe ser igual o mayor que el corte último obtenido por capacidad. El factor de reducción de resistencia **ϕ** deberá tomarse igual a **1,00**. El factor **1,40** por el que hay que mayorar la tensión de fluencia especificada pretende tener en cuenta las fuentes de sobrerresistencia del acero, esto es, las variaciones entre la tensión real y la especificada y el endurecimiento por deformación.

El procedimiento para obtener el esfuerzo de corte último en vigas V_u , con criterios de diseño por capacidad, se muestra en la Figura C2.4. La viga, con apoyos **A** y **B** en columnas y luz libre L_{AB} , está sometida a una carga uniforme mayorada proveniente de las combinaciones de estados de carga indicadas en el artículo 1.3.

Se supone que, cuando ocurre un sismo severo, la viga es capaz de alcanzar en ambas caras de las columnas los momentos de sobrerresistencia **$M_o^b = 1,4 M_n^b$** . En estas circunstancias, la viga puede tratarse como una estructura isostática, sometida a la acción de los momentos de sobrerresistencia en sus extremos y a la carga vertical antes indicada.

Para la dirección de la acción sísmica indicada en la Figura C2.4.(b), el corte máximo se dará en el apoyo **B**, y según la notación de la Figura C2.4. tendrá un valor de:

$$V_u^B = V_G^B + V_{o\bar{E}} = V_G^B + \frac{M_o^{A+} + M_o^{B-}}{L_{AB}} \leq V_G^B + V_E^B \frac{R}{1,50}$$

Análogamente, el corte mínimo se dará en el apoyo **A**, y tendrá un valor de:

$$V_u^A = V_G^A - V_{o\bar{E}} \leq V_G^A - V_E^A \frac{R}{1,50}$$

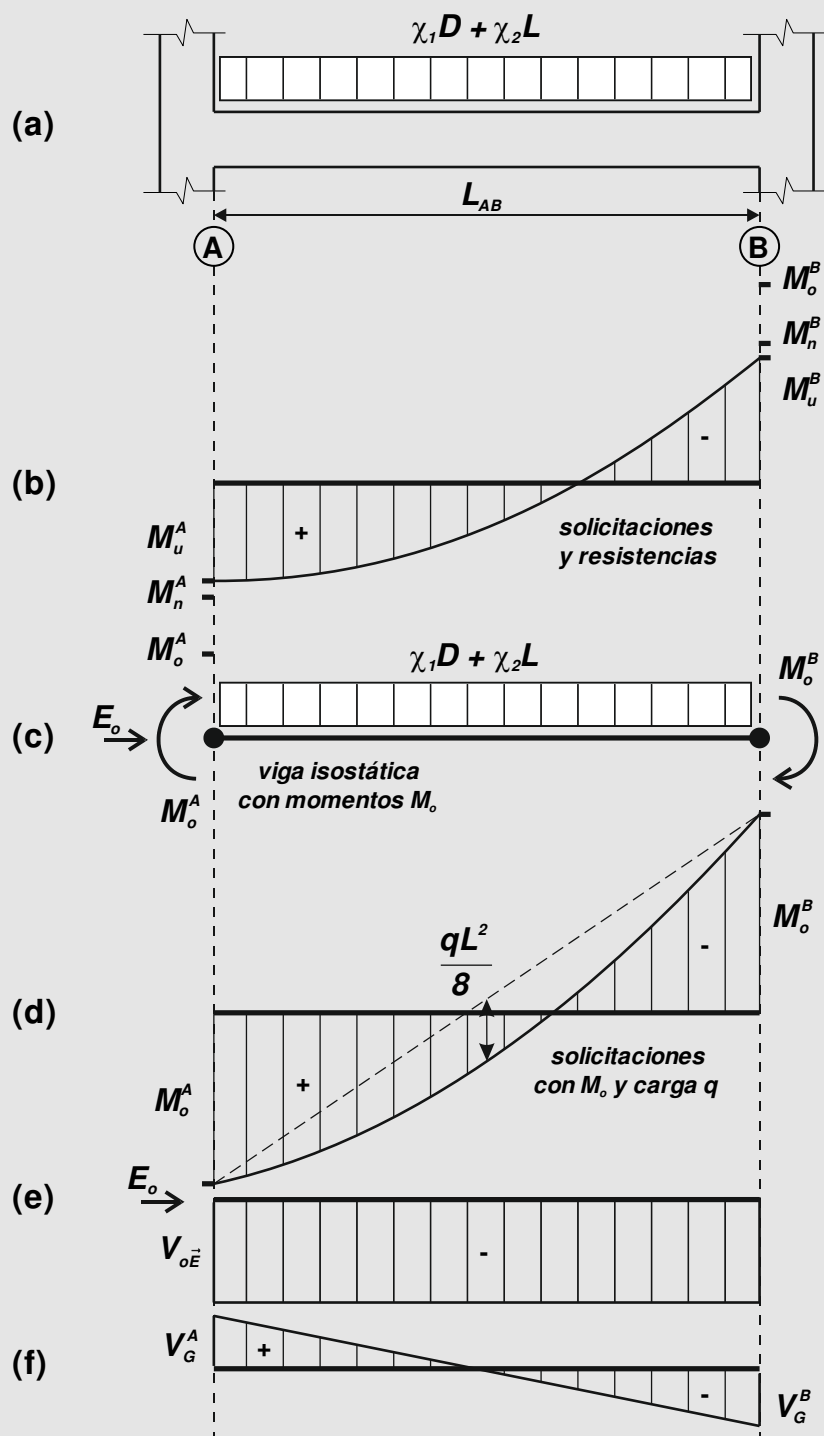


Figura C2.4. Determinación del esfuerzo de corte último V_u en vigas.

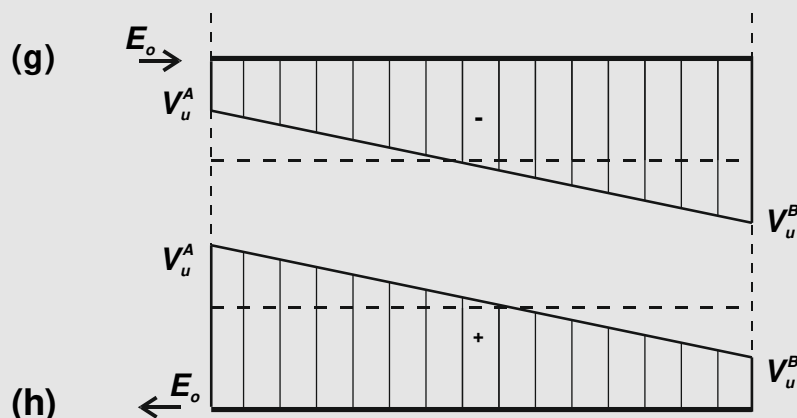


Figura C2.4. (continuación) Determinación del esfuerzo de corte último V_u en vigas

Para la dirección de la acción sísmica opuesta a la tratada anteriormente, el corte máximo se dará en el apoyo **A**, y según la notación de la Figura C2.4. tendrá un valor de:

$$V_u^A = V_G^A + V_{oE} = V_G^A + \frac{M_o^{A-} + M_o^{B+}}{L_{AB}} \leq V_G^A + V_E^A \frac{R}{1,50}$$

Análogamente, el corte mínimo se dará en el apoyo **B**, y tendrá un valor de:

$$V_u^B = V_G^B + V_{oE} = V_G^B + \frac{M_o^{A-} + M_o^{B+}}{L_{AB}} \leq V_G^B + V_E^B \frac{R}{1,50}$$

Para los momentos negativos, se deberá considerar la colaboración de la losa en la sobrerresistencia flexional de la viga, según lo indicado en el artículo 2.2.3.2.4.

2.2.7.2. Máxima resistencia requerida a corte V_u en zonas de formación potencial de rótulas plásticas

En las secciones críticas de formación potencial de rótulas plásticas deberá satisfacerse:

- (a) La resistencia requerida a corte (V_u) no deberá exceder, a excepción de lo establecido en el artículo 2.2.7.2.(b), los siguientes límites:

$$V_u \leq 0,16 f'_c A_{cv} \quad [2.2 - 18.a]$$

$$V_u \leq 0,85 \sqrt{f'_c} A_{cv} \quad [2.2 - 18.b]$$

En ningún caso deberán tomarse valores de f'_c mayores que **50 MPa**.

C 2.2.7.2.(a) El límite de la resistencia requerida a corte (V_u) controlará el diseño a corte en las zonas de formación potencial de rótulas plásticas, con ello se logra prevenir fallas por compresión diagonal.

Cuando la resistencia requerida a corte se acerca a este límite, es probable que se dificulte la disposición de armadura transversal.

(b) La resistencia requerida a corte (V_u) podrá ser mayor que el límite dado por el artículo 2.2.7.2.(a), sólo si el esfuerzo de corte es resistido por armadura diagonal.

C 2.2.7.2.(b) Cuando se utilice armadura diagonal de manera tal que todo el corte en cada sección pueda resistirse sólo por los esfuerzos de compresión y tracción en el acero, como es el caso de las vigas de acoplamiento armadas diagonalmente, no es necesario limitar la resistencia requerida a corte (V_u).

2.2.7.3. Resistencia nominal a corte - V_n -

La resistencia nominal a corte V_n deberá determinarse según la siguiente expresión:

$$V_n = V_c + V_s \quad [2.2 - 19]$$

Donde la resistencia proporcionada por el hormigón V_c deberá determinarse según el artículo 2.2.7.3.1., y la resistencia proporcionada por la armadura de corte V_s deberá determinarse según el artículo 2.2.7.3.2.

2.2.7.3.1. Resistencia proporcionada por el hormigón - V_c -

La resistencia nominal a corte proporcionada por el hormigón V_c deberá determinarse según la siguiente expresión:

$$V_c = \nu_c A_{cv} \quad [2.2 - 20]$$

Donde el área efectiva de corte A_{cv} deberá determinarse según la siguiente expresión:

$$A_{cv} = b_w d \quad [2.2 - 21]$$

La tensión nominal de corte provista por el hormigón ν_c , deberá tomarse como:

(a) En las zonas de formación potencial de rótulas plásticas, de acuerdo con lo establecido en el artículo 2.2.4.:

$$\nu_c = 0 \quad [2.2 - 22.a]$$

(b) En las zonas normales, excepto en vigas de gran altura con armadura diagonal:

$$\nu_c = k_a \nu_b \quad [2.2 - 22.b]$$

Donde k_a es un factor que depende del tamaño máximo del agregado: $k_a = 1,00$ para agregados de tamaño máximo igual o mayor que **20mm**; $k_a = 0,85$ para agregados de tamaño máximo igual o menor que **10mm**; se deberá interpolar linealmente para valores intermedios del tamaño máximo del agregado.

La tensión de corte básica v_b , deberá determinarse según la siguiente expresión:

$$v_b = (0,07 + 10 \rho_w) \sqrt{f'_c} \leq 0,20 \sqrt{f'_c} \quad [2.2 - 23]$$

Para la determinación de v_b no deberán tomarse valores de f'_c mayores que **50 MPa**.

C 2.2.7.3.1. Resistencia proporcionada por el hormigón - V_c -

La contribución del hormigón a la resistencia al corte es función de la tensión de corte básica v_b dada por la expresión [2.2-23]. El uso de la tensión de corte básica, se basa en los criterios sustentados por el Comité ACI-ASCE 426 y representan un apartamiento de lo prescrito en el **Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón – CIRSOC 201 – 2005**. Para utilizar la expresión [2.2-23], el diseñador determina primero la armadura longitudinal requerida por flexión, y luego controla la capacidad al corte teniendo en cuenta la interrupción de la armadura longitudinal. La cuantía ρ_w está dada en función del ancho del alma, y se utilizarán las expresiones del artículo C 2.2.5.(a). Sin embargo, sólo podrán considerarse aquellas barras que posean la longitud de anclaje a partir de la sección considerada. Para $\rho_w = 0,0013$ o mayor, el valor de v_b se limita con $0,20 \sqrt{f'_c}$.

El corte resistido por el hormigón depende, fundamentalmente, de la resistencia a tracción del hormigón, incluida en la expresión [2.2-23] como $\sqrt{f'_c}$, de la cuantía de la armadura longitudinal ρ_w , del tamaño máximo del agregado; y para luces de corte reducidas, de la relación entre la luz de corte y la altura o M/V_d . Por simplicidad v_c se ha hecho independiente de M/V_d .

Se supone que la contribución del hormigón a la resistencia al corte es despreciable en las zonas de formación potencial de rótulas plásticas en vigas y, por lo tanto, se requiere armadura transversal para cubrir la demanda total de corte. En las zonas esencialmente elásticas, comprendidas entre las anteriores, el valor de v_c viene dado por la expresión [2.2-22.b].

La tensión de corte v_c debe tomarse como un valor índice, este no refleja una distribución real de tensiones en una sección de hormigón armado, y se asocia al área efectiva de corte A_{cv} , determinada según la expresión [2.2-21]. El área efectiva de corte A_{cv} representa el área del alma de la viga, ver Figura C2.5.

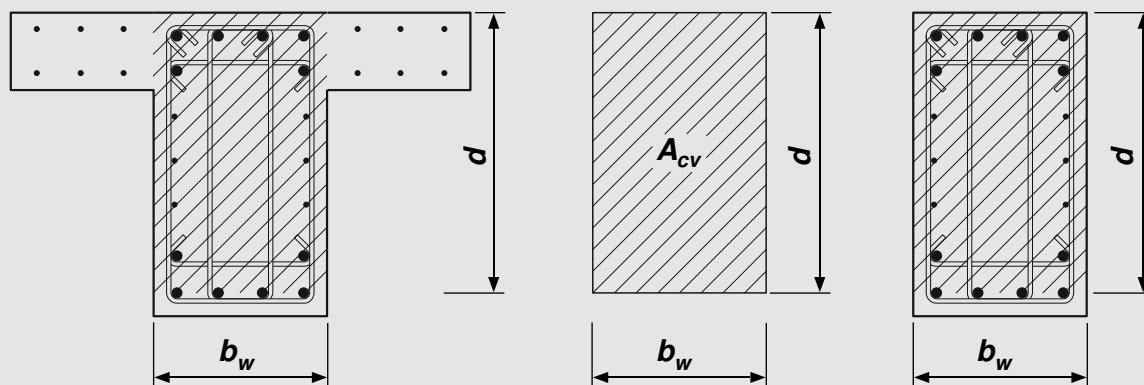


Figura C2.5. Área efectiva de corte en vigas.

2.2.7.3.2. Resistencia proporcionada por la armadura - V_s -

La resistencia nominal a corte proporcionada por **armadura de corte perpendicular al eje de la viga** deberá determinarse según la siguiente expresión:

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{s} \quad [2.2 - 24]$$

Donde A_v es el área total de estribos en una capa, y s es la separación entre capas de estribos.

2.2.8. Armadura de corte

2.2.8.1. Separación máxima de estribos

La separación entre estribos en vigas no deberá ser mayor que:

- (a) **0,50 d o 600 mm;**
- (b) Cuando $V_s > 0,07 f'_c b_w d$: **0,25 d o 300 mm.**

C 2.2.8.1. Separación máxima de estribos

Con la separación máxima establecida se pretende asegurar que los planos potenciales de falla por tracción diagonal estén atravesados por un conjunto suficiente de estribos.

2.2.8.2. Armadura diagonal en zonas de formación potencial de rótulas plásticas

En las secciones críticas de formación potencial de rótulas plásticas, donde debido a la reversibilidad de las solicitaciones sísmicas, las armaduras (superior e inferior) puedan estar sujetas a fluencia por tracción, deberá satisfacerse:

- (a) Cuando la resistencia requerida a corte (V_u) satisfaga la siguiente condición:

$$V_u > 0,25 (2 + r) \sqrt{f'_c} A_{cv} \quad [2.2 - 25]$$

Deberá proveerse armadura de corte diagonal en el alma de la viga en las zonas de formación potencial de rótulas plásticas, en una o ambas direcciones, para resistir un esfuerzo de corte dado por la siguiente expresión:

$$V_{di} = 0,70 \left(\frac{V_u}{A_{cv} \sqrt{f'_c}} + 0,40 \right) (-r) V_u \quad [2.2 - 26]$$

Donde $r = V_{u \text{ mín}} / V_{u \text{ máx}} < 0$, es la relación entre el esfuerzo de corte menor y el mayor, en las zonas de formación potencial de rotulas plásticas, cuando exista reversibilidad en la dirección de los esfuerzos de corte, siempre se tomará en valor negativo.

Sólo necesita considerarse V_{di} cuándo: $-1,00 \leq r \leq -0,20$, teniendo en cuenta la reversibilidad de los esfuerzos de corte.

C 2.2.8.2.(a) Estas prescripciones intentan salvaguardar a las vigas sometidas a cargas cíclicas reversibles, de una falla de corte por deslizamiento y reducir la pérdida de disipación de energía debido al deslizamiento transversal en las zonas de rótulas plásticas. Cuando la armadura superior e inferior fluyen progresivamente, se desarrollan grietas que se extienden a toda la altura de la sección. Esto puede reducir significativamente la capacidad de transferencia del corte de interfaz del hormigón y puede sobrecargar el mecanismo de pasador de la armadura longitudinal. Por lo tanto, cuando la resistencia requerida a corte (V_u) en ambas direcciones supera $0,25\sqrt{f'_c}A_{cv}$, se necesita proveer armadura diagonal que efectivamente atraviese las grietas verticales potenciales en la zona de rótula plástica.

Cuando el esfuerzo de corte debido a la carga gravitatoria es importante, el corte combinado producto de la carga gravitatoria y de la acción sísmica en una rótula plástica positiva cerca de la cara de la columna puede ser cero o muy pequeño. En este caso, no ocurre reversión de corte en la rótula plástica y, por lo tanto, no se espera que el hormigón se desintegre en la grieta vertical. Consecuentemente, el valor algebraico de la relación r de los esfuerzos de corte durante la formación de las rótulas positivas y negativas, deberá tomarse igual a cero y la resistencia requerida a corte (V_u) que controla el deslizamiento aumenta a $0,50\sqrt{f'_c}A_{cv}$, valor a partir del cual será necesario proveer armadura diagonal.

El valor de r a utilizar, siempre es negativo. Cuando la resistencia requerida a corte (V_u) en una zona de rótula plástica es grande, de acuerdo con la expresión [2.2-26], una gran proporción de la misma deberá resistirse con armadura diagonal. Los ensayos han demostrado que la armadura diagonal dispuesta como muestra la Figura C2.6. es muy eficiente, mejorando la respuesta histerética en la zona de rótula plástica.

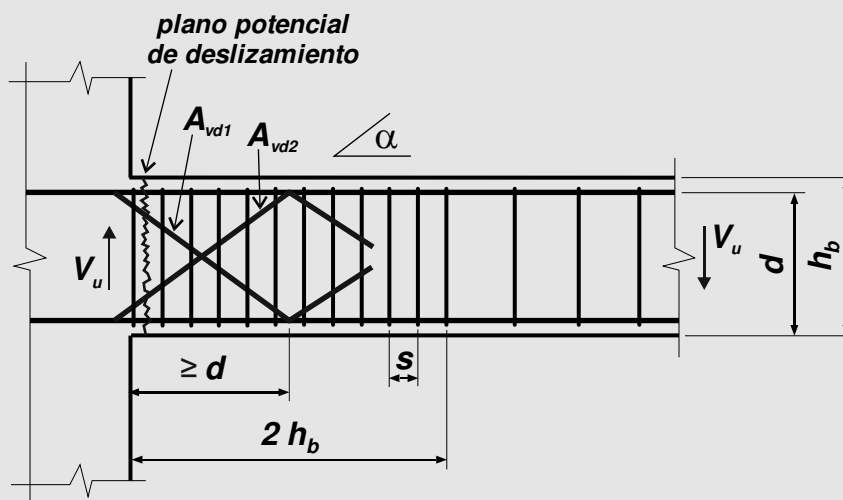


Figura C2.6. Armadura diagonal para control del deslizamiento por corte en zonas de formación potencial de rótulas plásticas.

En la evaluación de la sobrerresistencia flexional de una rótula plástica, deberá tenerse en cuenta la contribución de la armadura diagonal.

Estas prescripciones no afectan las zonas de rótulas plásticas unidireccionales en la zona de momento positivo, alejadas de la cara de la columna, donde los esfuerzos de corte serán bajos y donde no es probable que la armadura superior se vea sometida a fluencia por tracción.

- (b) Cuando se requiera armadura diagonal, se deberá demostrar por un análisis racional que la resistencia al corte V_{di} en cada sección de formación potencial de rótulas plásticas es provista por la componente normal al eje de la pieza de los esfuerzos de las barras diagonales. Cuando las barras diagonales atraviesan la sección en dos direcciones, podrán considerarse simultáneamente las componentes normales al eje de la pieza de los esfuerzos de las barras diagonales, tanto traccionadas como comprimidas.

El área total de la armadura diagonal, en una o dos direcciones, requerida para resistir un esfuerzo de corte V_{di} en una potencial grieta vertical que atravesase la altura de la sección, puede determinarse como:

$$A_{vd1} + A_{vd2} = \frac{V_{di}}{f_y \text{ sen} \alpha} \quad [2.2 - 27]$$

C 2.2.8.2.(b) El propósito principal de la armadura diagonal en este caso es cruzar cada grieta potencial vertical que se extienda a toda la altura de la sección, después de que la armadura flexional en ambas caras de un componente haya fluido, y no ser parte del tradicional mecanismo de celosía.

Se requiere un análisis racional para demostrar que la componente vertical del esfuerzo de la armadura diagonal que atraviesa cada sección de la zona de rótula plástica dentro de una distancia d de la sección teórica de momento máximo, tal como una cara de la columna, sea mayor o igual que el esfuerzo de corte a resistir.

Usualmente, será más conveniente utilizar una barra existente o un diámetro de barra apropiado y determinar la inclinación α requerida con el eje longitudinal de la viga. La inclinación de las barras dobladas con respecto al eje longitudinal del componente no debe ser menor que 30° ni mayor que 60° . Dichas barras deben estar adecuadamente ancladas de manera de poder desarrollar su resistencia en cada parte de su longitud inclinada.

Según el sentido de los esfuerzos considerados en la Figura C2.6., A_{vd1} y A_{vd2} son las áreas de las armaduras diagonales en tracción y en compresión, respectivamente.

- (c) Deberán colocarse estribos adicionales en correspondencia con los dobleces de las barras diagonales, para resistir los esfuerzos perpendiculares al eje de la viga cuando las barras trabajen en compresión.
- (d) Cuando se requiera armadura diagonal, deberá extenderse una distancia no menor que la altura útil (d) de la viga, medida desde la cara del apoyo o desde la sección transversal donde pueda esperarse la fluencia de las armaduras longitudinales de ambas caras debido a la reversibilidad de las solicitaciones.
- (e) Cuando se requiera armadura diagonal, para la determinación de la resistencia nominal a corte proporcionada por la armadura V_s , podrá incluirse sólo la armadura diagonal que trabaja en tracción.

C 2.2.8.2.(e) Como regla, la armadura diagonal a través de una zona de formación potencial de rótula plástica no resiste el esfuerzo de corte total. Para controlar la tracción diagonal deben proveerse estribos verticales para resistir el resto del esfuerzo de corte.

Sólo las barras traccionadas podrán incluirse en la determinación de la resistencia nominal a corte proporcionada por la armadura V_s , por ejemplo, según la Figura C2.6. donde A_{vd1} es el área de la armadura diagonal en tracción, se tiene:

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{s} + A_{vd1} f_y \sin \alpha$$

2.2.8.3. Contribución a la prevención del pandeo de las barras longitudinales comprimidas

Cuando se determine la cantidad y separación de los estribos necesarios para resistir el corte en las zonas de formación potencial de rótulas plásticas, deberá controlarse que se satisfagan también, los requerimientos establecidos en el artículo 2.2.6.

2.2.8.4. Mínima armadura de corte

En cualquier sección de una viga, deberá proveerse armadura de corte no menor a:

$$A_{v \min} = \frac{1}{12} \frac{\sqrt{f'_c}}{f_{yt}} b_w s \quad [2.2 - 28]$$

2.2.9. Anclajes

2.2.9.1. Longitud de anclaje

Para el cálculo de la longitud de anclaje ℓ_d y ℓ_{dh} se tendrá en cuenta lo establecido en el **Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón – CIRSOC 201 – 2005**, excepto lo. relacionado con la reducción por la armadura en exceso, correspondiente a los artículos 12.2.5., 12.5.3. y 12.7.1.

C 2.2.9.1. Longitud de anclaje

Las prescripciones establecidas en el **Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón – CIRSOC 201 – 2005** relativas a la reducción de la longitud de anclaje por la armadura en exceso, son inseguras en empalmes por yuxtaposición en secciones adyacentes a las zonas de formación potencial de rótulas plásticas.

2.2.9.2. Diagrama para la interrupción de la armadura longitudinal

La interrupción (corte) de la armadura longitudinal, deberá ser tal que cubra el diagrama de momentos envolvente de la viga. Este diagrama se determinará considerando que pueda alcanzarse la sobrerresistencia flexional de una sección en la zona de formación potencial de rótulas plásticas, mientras que sólo se alcance el momento nominal en la otra rótula plástica.

C 2.2.9.2. Diagrama para la interrupción de la armadura longitudinal

La envolvente de momentos a utilizar deberá corresponder a la formación de dos rótulas plásticas en cada viga bajo los efectos combinados de la carga gravitatoria y de la acción sísmica. Los momentos en las rótulas plásticas deberán basarse en la sobrerresistencia flexional de las secciones de acuerdo con su detallado.

Para asegurar que la interrupción de la armadura de flexión cubra las máximas demandas posibles de momento entre las secciones de formación potencial de rótulas plásticas, la envolvente deberá también tomar en cuenta la posibilidad que se desarrolle la sobrerresistencia en sólo una rótula plástica, mientras que sólo se desarrolle el momento nominal en la otra.

Por ejemplo, ver Figura C2.7., se determinará el diagrama de momento envolvente para interrupción de la armadura longitudinal en la mitad izquierda de la viga.

Si las barras a interrumpir son las inferiores, se deberá considerar el momento con sobrerresistencia flexional positivo en el apoyo **A**, simultáneamente con el momento nominal negativo en el apoyo **B**, a partir de la línea recta que une estas resistencias se dibujará el diagrama de momento debido a las máximas cargas verticales que actúan en conjunto con el sismo.

Si las barras a interrumpir son las superiores, se deberá considerar el momento con sobrerresistencia flexional negativo en el apoyo **A**, simultáneamente con el momento nominal positivo en el apoyo **B**, a partir de la línea recta que une estas resistencias se dibujará el diagrama de momento debido a las mínimas cargas verticales que actúan en conjunto con el sismo.

Análogamente se deberá proceder para definir el diagrama envolvente para interrumpir la armadura longitudinal en la mitad derecha de la viga.

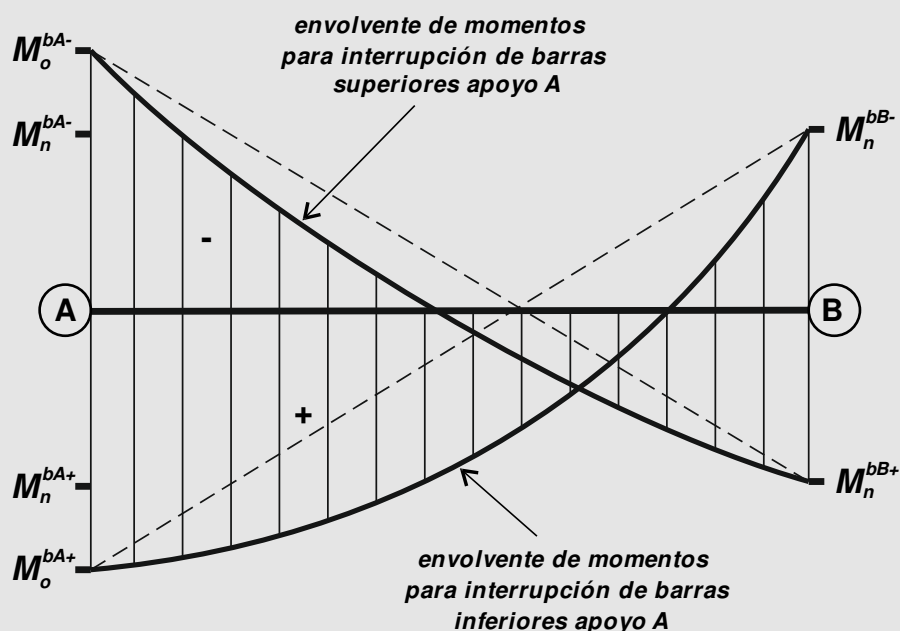


Figura C2.7. Diagrama de momento envolvente para interrupción de la armadura longitudinal en la mitad izquierda de la viga.

En algunas circunstancias, cuando se desarrolla la sobrerresistencia flexional en la sección crítica, algunas secciones fuera de la zona de formación de rótula plástica, pueden desarrollar una resistencia mayor a la nominal. La armadura no se aumentará fuera de la zona de rótula para cumplir con esta condición. Sin embargo, la armadura provista en las secciones críticas de rótulas plásticas no debe interrumpirse a menos que las barras que continúan provean una resistencia flexional nominal al menos igual a la demanda de momento que resulta cuando se alcanza la sobrerresistencia flexional en una o ambas secciones críticas en las zonas de rótulas.

2.2.9.3. Extensión de las barras longitudinales a interrumpir

La armadura longitudinal traccionada deberá extenderse más allá de la envolvente de momento una longitud al menos igual a la mayor de las siguientes:

- (a) Desde la sección en la cual se requiere que desarrolle su resistencia total, una distancia igual a la longitud de anclaje más la altura útil del componente ($\ell_d + d$).
- (b) Desde la sección en la cual ya no se requiere que desarrolle su resistencia, una distancia igual a **1,30** veces la altura útil del componente (**1,30 d**).

C 2.2.9.3. Extensión de las barras longitudinales a interrumpir

Se establecen estas prescripciones para tener en cuenta el fenómeno de corrimiento de la tracción producto de la inclinación de las grietas diagonales. Cuando se forma una grieta diagonal por efecto de la interacción entre el corte y la flexión, la fuerza de tracción en el acero debida a la flexión en una sección determinada, está relacionada con el momento producido en otra sección que se supone ubicada a una distancia igual a **d** en la dirección de momentos crecientes de la sección considerada. Por ello, la longitud de anclaje debe aumentarse en el valor de **d**. Ver figura C2.8.

Por otro lado, como la ubicación de la sección no es exactamente conocida, las barras que, de acuerdo con el diagrama de momentos, teóricamente no se necesitan para que contribuyan a la resistencia flexional, deberán extenderse una distancia igual a **1,30 d** de la sección en la cual ya no son necesarias. El valor **1,30 d** incluye el efecto del corrimiento de la tracción. Ver figura C2.8.

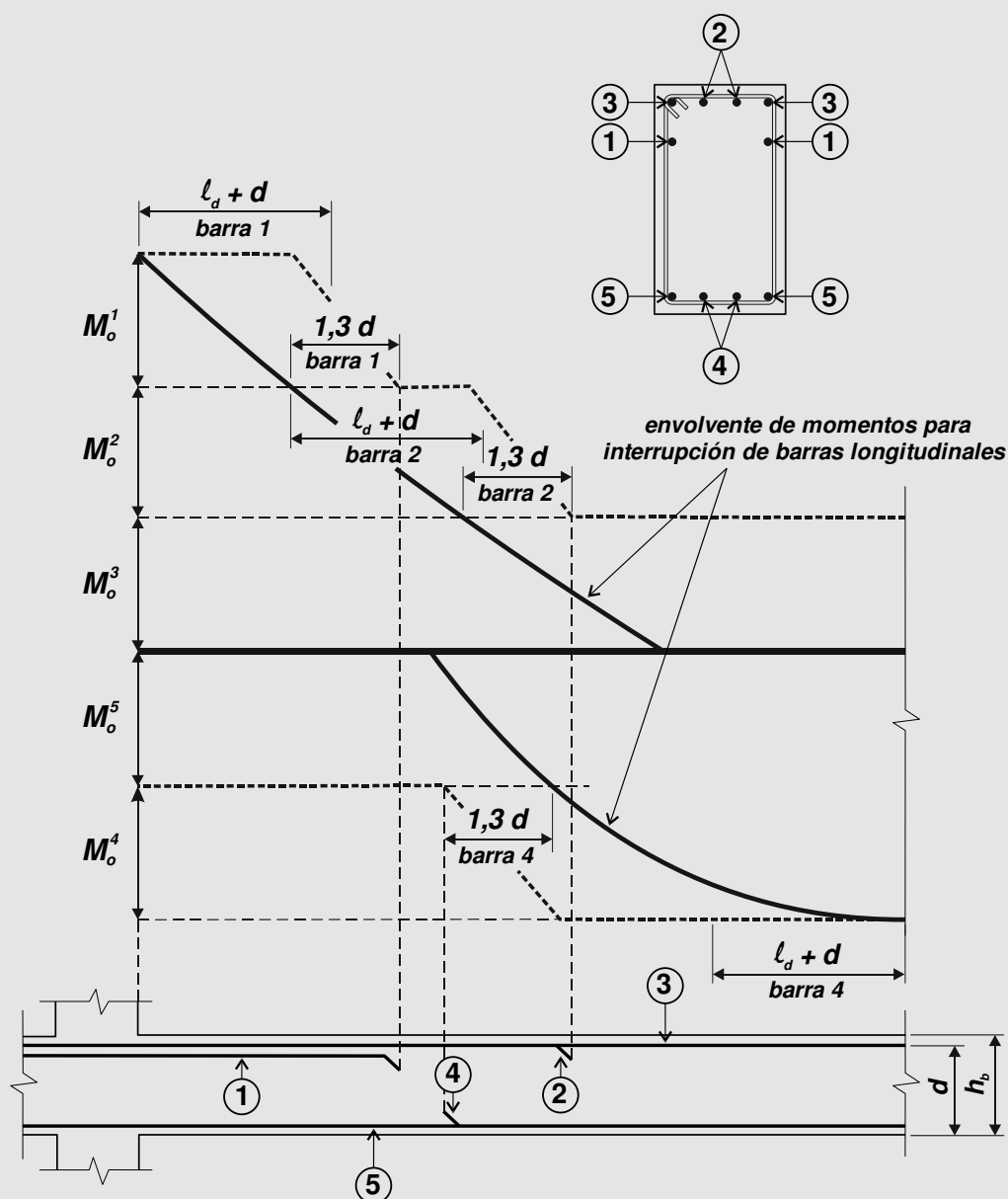


Figura C2.8. Ejemplo de Interrupción de barras longitudinales en vigas.

2.2.9.4. Anclaje efectivo de las barras longitudinales

Cuando las barras longitudinales de vigas se anclan en los núcleos de columnas exteriores o interiores o en prolongaciones de las vigas, el anclaje para tracción deberá comenzar en el menor de los valores siguientes: $1/2$ de la altura de la columna ($h_c/2$) u $8 d_b$, medidos desde la cara en la cual las barras de la viga entran en la columna, ver la Figura 2.7.

Cuando la rótula plástica en la sección crítica se forme a una distancia de al menos la altura de la viga (h_b) o a **500 mm** de la cara de la columna, lo que resulte menor, la longitud de anclaje puede considerarse que comienza en la cara de la columna, ver la Figura 2.8.

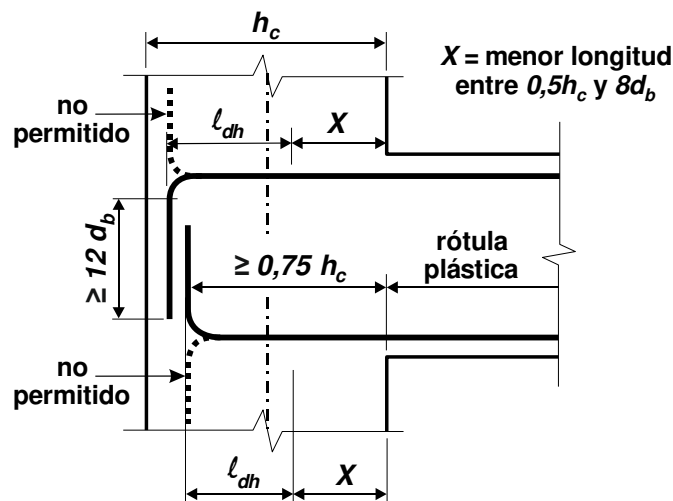


Figura 2.7. Anclaje de la armadura longitudinal de una viga cuando la sección crítica de formación potencial de rotula plástica está en la cara de la columna.

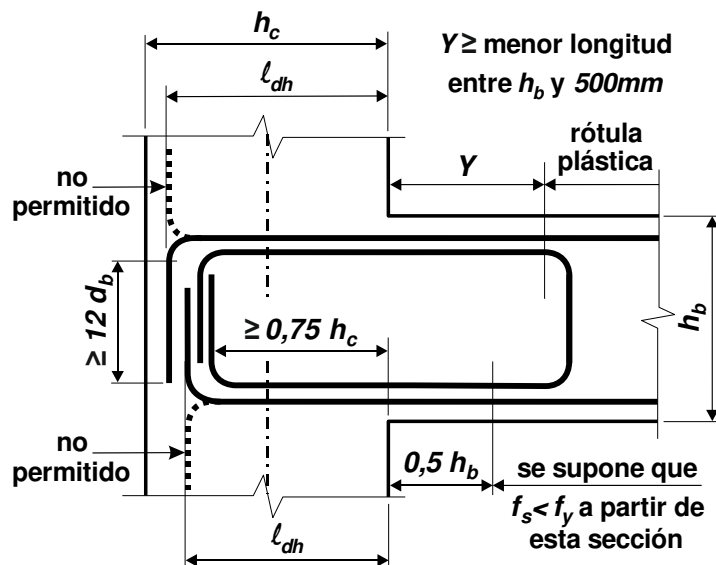


Figura 2.8. Anclaje de la armadura longitudinal de una viga cuando la sección crítica de formación potencial de rotula plástica está a una distancia de la cara de la columna de al menos la altura de la viga o a 500 mm.

C 2.2.9.4. Anclaje efectivo de las barras longitudinales

Como consecuencia de la penetración de la fluencia desde la cara de la columna hacia su núcleo, la longitud disponible para que las barras de la armadura longitudinal desarrollen su resistencia (longitud de anclaje) se reduce gradualmente durante las reversiones cíclicas de las acciones sísmicas. Para asegurar que la capacidad de la viga se mantenga después de varias incursiones de la estructura en el campo inelástico, se requiere que no se considere para el anclaje una longitud igual a la menor entre la mitad de la altura de la columna $h_c/2$ y $8 d_b$, ver la Figura 2.7.

Cuando la armadura flexional se interrumpe de forma tal que la sección crítica de una zona potencial de rótula plástica está a una distancia de la cara de la columna al menos igual a la altura de la viga o **500 mm**, la que sea menor, no es de esperar la penetración progresiva de la fluencia. Sólo en este caso, la longitud de anclaje puede empezar a medirse en la cara de la columna, ver la Figura 2.8.

2.2.9.5. Posición del anclaje de las barras longitudinales

Ninguna barra que se ancle en el núcleo de una columna o la prolongación de una viga, deberá terminarse sin un codo a **90°** o un dispositivo equivalente de anclaje, tan cerca como sea posible al lado opuesto del núcleo de la columna o al extremo de la prolongación de la viga y no más cerca que **3/4** de la altura de la columna (**3/4 h_c**), medido desde su cara interna. Las barras superiores deberán doblarse solamente hacia abajo y las inferiores solamente hacia arriba. Ver las Figuras 2.7. y 2.8.

C 2.2.9.5. Posición del anclaje de las barras longitudinales

Cuando las barras se anclan en, o cerca del núcleo de una columna, se requiere que la tensión de aplastamiento desarrollada en el dobléz, se dirija hacia el núcleo para asegurar una transferencia importante de esfuerzos dentro del nudo. Por lo tanto, no se permite doblar las barras fuera del núcleo como se indica en línea de trazos en las Figuras 2.7 y 2.8.

Cuando las demandas de momento en la viga, particularmente las relacionadas con la armadura inferior, son diferentes en las caras opuestas de una columna interior, una o más barras de armadura longitudinal de la viga pueden terminarse en la columna interior. Esto permite evitar el aumento innecesario de la capacidad flexional. Se permite el anclaje dentro del núcleo del nudo de columnas interiores, si se emplea un gancho adyacente a la cara opuesta de la columna.

2.2.9.6. Máximo diámetro de las barras longitudinales

El diámetro de las barras longitudinales pasantes a través de nudos, deberá ser como máximo igual a **1/25** de la altura de la columna (**$h_c/25$**).

C 2.2.9.6. Máximo diámetro de las barras longitudinales

En nudos viga-columna, pueden desarrollarse tensiones de adherencia extremadamente altas cuando un pórtico soporta grandes deformaciones inelásticas debido a la acción sísmica. Las barras longitudinales de las vigas son forzadas a fluir en tracción en una cara de la columna y están sometidas a una gran compresión en la cara opuesta.

Existen dos criterios diferentes para limitar el diámetro de las barras longitudinales pasantes. Uno, sostenido por la escuela neocelandesa propende a evitar que las barras deslicen prematuramente en el núcleo del nudo durante desplazamientos cíclicos inelásticos. El otro, sostenido por la escuela norteamericana, en cambio, permite la pérdida de adherencia dentro del nudo, aceptando que las barras se anclen en la viga opuesta. Este segundo criterio es el que se ha adoptado, porque permite un relajamiento del diámetro de las armaduras longitudinales pasantes, descongestionando el nudo, y permitiendo una mayor facilidad en el colado del hormigón.

2.2.9.7. Máximo diámetro de las barras longitudinales en losas

El diámetro de las barras longitudinales en la parte de la losa especificada en el artículo 2.2.3.2.2. no deberá exceder $1/5$ del espesor de la losa. Tales barras, cuando estén sometidas a tracción, deberán extenderse, a partir de la sección en que se requiere su resistencia máxima, una distancia igual a la especificada en el artículo 2.2.9.3.

C 2.2.9.7. Máximo diámetro de las barras longitudinales en losas

El diámetro de las barras se limita a $1/5$ del espesor de la losa porque sería difícil prevenir el pandeo inelástico de barras con diámetros mayores. Más aún, es más difícil asegurar la transferencia de esfuerzos desde barras más grandes en la losa al núcleo de la columna. En cualquier caso, debe disponerse suficiente armadura transversal en estas losas para asegurar una efectiva transferencia de los esfuerzos de adherencia al núcleo de la columna.

2.2.9.8. Anclaje de barras longitudinales en la prolongación de la viga

Cuando las barras longitudinales de las vigas que concurren a columnas exteriores, terminen en prolongaciones de la viga, deberá proveerse armadura adicional dentro de la prolongación donde sea necesario, para asegurar que pueda desarrollarse la resistencia de la barra también en compresión y evitar que el hormigón estalle en los codos de las barras de la viga o dispositivos de anclaje, ver la Figura 2.9. La armadura adicional deberá tener una resistencia al menos igual a $1/12$ veces la resistencia de las barras longitudinales ancladas, y deberá estar ubicada a una distancia no mayor de $8 d_b$ medida verticalmente desde el eje de las barras ancladas.

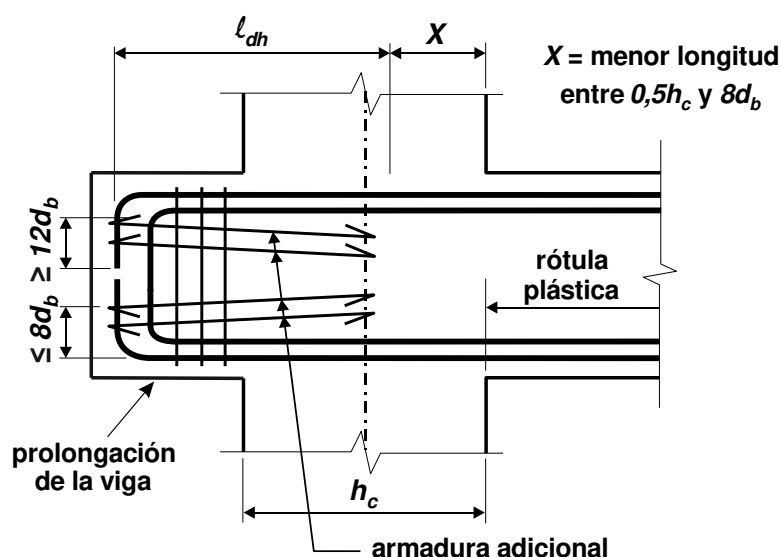


Figura 2.9. Anclaje de la armadura longitudinal en la prolongación de una viga.

2.2.9.9. Reducción de la longitud de anclaje

Cuando se provea anclaje de acuerdo con el artículo 2.2.9.4., la longitud de anclaje de una barra que termina en un codo a 90° podrá reducirse en un **20%** si se proveen **2** barras transversales que tengan un diámetro al menos igual al de la barra doblada, en contacto con el interior del codo, ver la Figura 2.10.

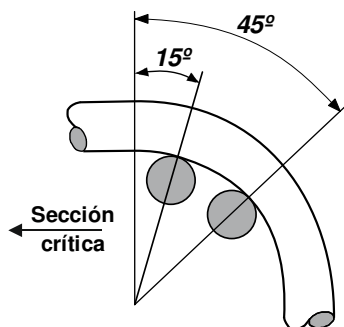


Figura 2.10. Disposición de barras adicionales para reducir la longitud de anclaje.

C 2.2.9.9. Reducción de la longitud de anclaje

Cuando la longitud requerida de anclaje es mayor que la que podría estar disponible, es conveniente mejorar las condiciones de aplastamiento del hormigón en el dobléz.

2.2.9.10. Anclaje de estribos

Los estribos cerrados y estribos suplementarios de una rama deberán encerrar las barras longitudinales de la viga, estando en contacto con las mismas. Los estribos deberán estar anclados por un gancho de al menos **135°**. Alternativamente los extremos del estribo podrán soldarse para que desarrollen la resistencia de rotura de la barra.

C 2.2.9.10. Anclaje de estribos

Este requerimiento asegura el anclaje del estribo en el interior del núcleo, aun después de la pérdida del recubrimiento. La experiencia del comportamiento de las estructuras ante terremotos severos, y los ensayos de modelos en laboratorio, demuestran que los estribos con ganchos a 90° no son eficaces.

2.2.10. Empalmes

2.2.10.1. Empalmes por yuxtaposición

En las zonas de formación potencial de rótulas plásticas no podrán empalmarse barras por yuxtaposición dentro de una longitud igual a la altura de la viga (h_b), medida desde la sección crítica. Dentro de nudos viga-columna no podrán empalmarse barras por yuxtaposición.

C 2.2.10.1. Empalmes por yuxtaposición

No deberán usarse empalmes por yuxtaposición en las zonas de formación potencial de rótulas plásticas o en nudos viga-columna donde las condiciones de adherencia pueden ser muy críticas. Por lo tanto, estos empalmes deberán ubicarse fuera de las secciones críticas, a una distancia al menos igual a la especificada, y fuera de los nudos viga-columna.

2.2.10.2. Empalmes soldados o con conectores mecánicos

Los empalmes soldados, a tope o por yuxtaposición, deberán desarrollar en tracción la resistencia de rotura de la barra.

Los empalmes con conectores mecánicos deberán desarrollar en tracción o compresión, la resistencia de rotura de la barra. Estos empalmes deberán ensayarse con **8** ciclos completos de carga a una tensión máxima de **0,95 f_y** en la barra, y en la máxima carga en tracción y compresión deberán mostrar un cambio de longitud, medida en la longitud del sistema de unión, no mayor al **10%** de la deformación, en una longitud igual de una barra no empalmada.

Los empalmes que no satisfagan dicho requerimiento de rigidez, sólo podrán usarse si, cuando se los ensaye en tracción o compresión el cambio de longitud a una tensión de **0,70 f_y** en la barra, medida en toda la longitud del sistema de unión, sea menor que el doble del producido en una longitud igual de una barra no empalmada. Además, deberán escalonarse de manera que no más de **2/3** del área de la armadura se empalme dentro de cualquier longitud de **900 mm** en el componente.

C 2.2.10.2. Empalmes soldados o con conectores mecánicos

En componentes sometidos a acciones sísmicas, se requiere que los empalmes soldados o con conectores mecánicos desarrollen la resistencia a rotura de la barra. Esto es debido a la consideración de las severas consecuencias para la estructura si ocurren fallas en estas uniones.

2.2.10.3. Confinamiento en los empalmes por yuxtaposición

La armadura longitudinal de vigas no deberá empalmarse por yuxtaposición en las zonas donde las tensiones reversibles puedan exceder **0,60 f_y** en tracción o compresión, a menos que cada barra empalmada se confine con estribos de forma que:

$$A_{tr} \geq \frac{d_b f_y}{48 f_{yt}} s \quad [2.2 - 29]$$

Podrán evitarse los estribos de confinamiento en los empalmes por yuxtaposición de las barras intermedias que estén ubicadas a una distancia no mayor de **100mm** de cada rama

del estribo cerrado que proporcionará el confinamiento, ver la Figura 2.11. En este caso, el valor obtenido según la expresión [2.2-29] deberá incrementarse proporcionalmente de acuerdo al área de las barras intermedias empalmadas.

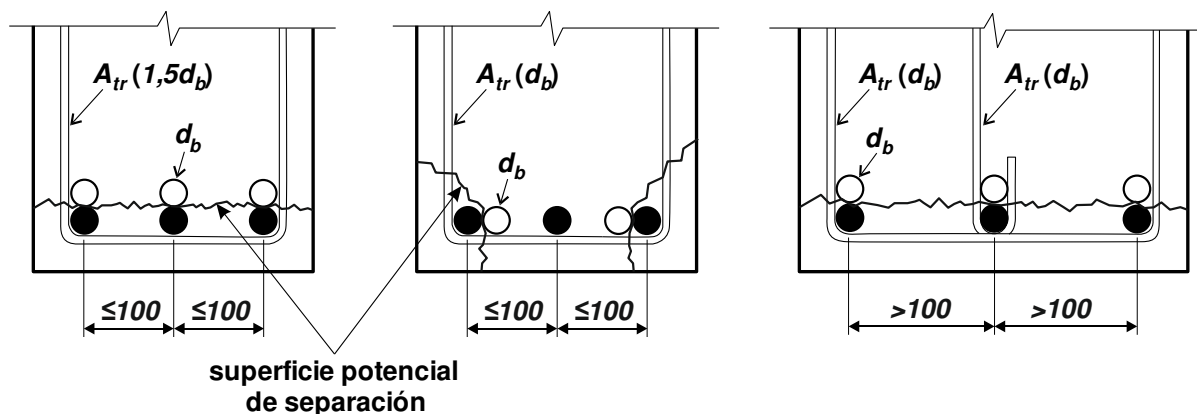


Figura 2.11. Confinamiento en empalmes por yuxtaposición.

C 2.2.10.3. Confinamiento en los empalmes por yuxtaposición

La armadura transversal provista en empalmes por yuxtaposición de acuerdo con la expresión [2.2-29], asegura que una sección con todas las barras empalmadas pueda soportar al menos **20** ciclos reversibles de carga al **85%** de la resistencia nominal. Estos empalmes pueden soportar aun unas pocas incursiones limitadas por encima de la fluencia. Los estribos deberán cruzar los planos potenciales de deslizamiento entre dos barras empalmadas, como muestra la Figura 2.11.

En las secciones donde pueda demostrarse que las tensiones reversibles no superan **0,60 f_y** en tracción o compresión, puede considerarse que la armadura transversal provista por otros requerimientos (corte, etc.) asegura un comportamiento satisfactorio del empalme.

2.2.10.4. Empalme de estribos por yuxtaposición

En zonas de formación de rótulas plásticas no deberán empalmarse estribos por yuxtaposición.

2.3. DISEÑO DE COLUMNAS

2.3.1. Limitaciones dimensionales

2.3.1.1. Para secciones rectangulares con momentos aplicados en ambos extremos por vigas adyacentes, deberá cumplirse:

$$\frac{L_n}{b_c} \leq 25 \quad [2.3 - 1]$$

$$\frac{L_n h_c}{b_c^2} \leq 100 \quad [2.3 - 2]$$

Para columnas de sección circular serán válidas las expresiones [2.3-1] y [2.3-2], donde b_c y h_c deberán tomarse como el diámetro d_c de la sección.

2.3.1.2. Para columnas en voladizo de sección rectangular, deberá cumplirse:

$$\frac{L_n}{b_c} \leq 15 \quad [2.3 - 3]$$

$$\frac{L_n h_c}{b_c^2} \leq 60 \quad [2.3 - 4]$$

Para columnas de sección circular serán válidas las expresiones [2.3-3] y [2.3-4], donde b_c y h_c deberán tomarse como el diámetro d_c de la sección.

C 2.3.1.1. – C 2.3.1.2. Es importante que se establezca alguna relación entre la altura, ancho y luz libre de los componentes, particularmente si se espera que el componente exhiba una respuesta dúctil ante el terremoto de diseño. Si el componente es demasiado esbelto, puede ocurrir el pandeo lateral del borde comprimido. Si el componente es demasiado robusto (poco esbelto), puede ser difícil controlar la degradación de rigidez y resistencia que resulta de los efectos del corte.

2.3.1.3. El ancho de la zona comprimida (b_c) para secciones rectangulares, T , L o I ; o el diámetro para secciones circulares (d_c), no deberá ser menor que **200 mm**.

$$b_c \geq 200mm \quad [2.3 - 5]$$

$$d_c \geq 200mm \quad [2.3 - 6]$$

2.3.1.4. Cuando a una columna concurren vigas angostas, el ancho de la columna que deberá suponerse que resiste los esfuerzos transmitidos por la viga (ancho efectivo del nudo) deberá cumplir con lo establecido en el artículo 2.4.7.

2.3.2. Rigidez

La rigidez efectiva de la sección, deberá tener en cuenta los efectos del agrietamiento. Podrá obtenerse a través de un análisis seccional, teniendo en cuenta la resistencia nominal y la deformación de fluencia, o bien de acuerdo con la Tabla 2.2. Los valores intermedios podrán interpolarse linealmente, y P_u deberá tomarse con signo negativo para tracción.

C 2.3.2. Rigidez

Para obtener predicciones reales de las deformaciones y de las solicitaciones internas en estructuras estáticamente indeterminadas, y para estimar el periodo de vibración, deben tenerse en cuenta los efectos del agrietamiento en la determinación de la rigidez de los componentes. Aunque los efectos de agrietamiento en la rigidez flexional, varían a lo largo

del componente de acuerdo con las características del diagrama de momentos, pueden adoptarse valores promedio de las propiedades efectivas de las secciones. Estos valores promedios deberán aplicarse a todas las secciones de los componentes prismáticos.

El diseñador podrá justificar los valores de rigidez efectiva a través de un análisis momento – curvatura seccional, o bien, utilizar los valores recomendados en la Tabla 2.2. para columnas.

Tabla 2.2. Momento de inercia efectivo de la sección de columnas

Nivel de esfuerzo axial	Momentos de Inercia efectivos de la sección (I_e)
(a) $P_u / (f'_c A_g) \geq 0,50$	$0,80 I_g$
(b) $P_u / (f'_c A_g) = 0,20$	$0,60 I_g$
(c) $P_u / (f'_c A_g) \leq -0,05$	$0,40 I_g$

2.3.3. Factor de sobrerresistencia flexional de vigas

En los casos generales, donde no se permita la formación de rótulas plásticas en columnas, los momentos últimos deberán basarse en la capacidad flexional de las vigas, teniendo en cuenta la sección de las armaduras longitudinales reales efectivamente dispuestas, de acuerdo con lo establecido en el artículo 2.2.3.2.4. y la sobrerresistencia del acero.

Se define el factor de sobrerresistencia flexional de vigas para cada uno de los sentidos de la acción sísmica horizontal:

$$\phi_o^b = \frac{\sum M_o^b}{\sum M_E^b} = \frac{\lambda_o \sum M_n^b}{\sum M_E^b} \quad [2.3 - 7]$$

Donde las sumas se extienden a las vigas concurrentes en el nudo considerado. Los momentos M_o^b y M_E^b , deberán referirse a la sección de la viga en correspondencia con el eje de la columna y no a la sección crítica (cara del apoyo).

De acuerdo con la definición anterior es importante recalcar que ϕ_o^b está referido a la capacidad flexional de las vigas en relación con la demanda de momento (M_E^b) producida solamente por la acción sísmica horizontal.

C 2.3.3. Factor de sobrerresistencia flexional de vigas

Uno de los requerimientos básicos del diseño por capacidad de pórticos con ductilidad completa es que, en general, debe minimizarse la posibilidad de rotulación plásticas de los extremos de columnas, excepto en la sección inferior de las columnas del primer piso y en la sección superior de las columnas del último piso. De acuerdo con ello, es necesario determinar las máximas solicitaciones impartidas por las vigas a las columnas. Esto se logra

con el uso del factor de sobrerresistencia flexional de vigas, tomado, por conveniencia, en los ejes de las columnas en cada piso y evaluado para cada dirección de la acción sísmica.

El factor de sobrerresistencia flexional de una viga ϕ_o^b , correspondiente a un extremo de una columna, es la relación entre la suma de las capacidades de las vigas que concurren a un nudo, cuando desarrollan su sobrerresistencia flexional, considerando la armadura realmente provista, y la suma de los momentos demandados en las mismas secciones, solamente por la acción sísmica, tomados ambos valores en los ejes de las columnas.

La evaluación de ϕ_o^b debe considerar toda la armadura que probablemente participe en la resistencia flexional de las potenciales rótulas plásticas que puedan formarse durante los desplazamientos inelásticos del pórtico. Las rótulas plásticas en una viga, pueden ocurrir en las caras de las columnas o en alguna otra sección dentro de la luz libre de la viga. Las capacidades flexionales de las vigas transmitidas a las columnas que concurren al nudo, deben determinarse a partir de las características de los diagramas de momentos, consistentes con la dirección de la acción sísmica, con dos rótulas plásticas desarrollando su sobrerresistencia flexional en las secciones pertinentes en cada una de las dos vigas adyacentes. En una columna exterior, sólo se considerará una viga.

Se necesita determinar el factor ϕ_o^b en cada piso al eje de cada columna independientemente para ambas direcciones de la acción sísmica (izquierda y derecha).

El factor ϕ_o^b posibilita considerar el momento total transmitido a las columnas por la acción combinada del sismo con la carga gravitatoria. Por lo tanto, no se necesita considerar separadamente los momentos producidos en las columnas por las cargas gravitatorias.

A causa de que el factor de sobrerresistencia del acero se toma como $\lambda_o=1,40$, y el factor de reducción de resistencia en flexión para vigas es $\phi = 0,90$, el factor de sobrerresistencia flexional ϕ_o^b para una viga diseñada para que cubra “exactamente” la demanda de la acción sísmica, considerando despreciable la demanda de la acción gravitatoria, sería:

$$\phi_o^b = 1,40 / 0,90 = 1,56$$

Sin embargo, a causa de la redistribución de momentos que pueda utilizarse en la viga, de la demanda de la acción gravitatoria, y por la disponibilidad de diámetros de aceros comerciales, ϕ_o^b en un nudo puede ser mayor o menor que **1,56**. El promedio para todos los nudos de las vigas del pórtico en un nivel debe ser mayor o igual que **1,56**.

2.3.4. Diseño a flexión y esfuerzo axial

El diseño a flexión y esfuerzo axial de columnas deberá determinarse para la **resistencia requerida a flexión M_u** según el artículo 2.3.4.1., y el **esfuerzo axial requerido P_u** según el artículo 2.3.4.2. El **factor de reducción de resistencia ϕ** deberá determinarse según lo indicado en el artículo 2.3.4.1., y la **resistencia nominal a flexión y esfuerzo axial** deberá determinarse según el artículo 2.3.4.3.

2.3.4.1. Resistencia requerida a flexión - M_u -

2.3.4.1.1. Columnas donde se permite la formación de rótulas plásticas

En los extremos inferiores de las columnas del primer piso o en los correspondientes al nivel de fundación, y en otras secciones de columnas donde se espera que se desarrollen rótulas plásticas, el momento último (M_u) para el caso de pórticos planos se obtendrá a partir de las

combinaciones de estados de carga establecidas en el artículo 1.3., y para el caso de pórticos espaciales se obtendrá como **1,10 veces** los momentos provenientes de las combinaciones de estados de carga establecidas en el artículo 1.3. La resistencia requerida a flexión (M_u) se utilizará en conjunto con el esfuerzo axial requerido (P_u) correspondiente a la misma combinación de estados de carga establecidas según el artículo 1.3.

En este caso, el momento último se utilizará en conjunto con los factores de reducción de resistencia (ϕ) dados en el artículo 1.5.1.2.

C 2.3.4.1.1. Columnas donde se permite la formación de rótulas plásticas

Para asegurar en pórticos espaciales que la capacidad flexional de las secciones de las columnas sea adecuada para soportar en cualquier dirección la acción sísmica prevista, la demanda de momento unidireccional debe incrementarse en un **10%**.

2.3.4.1.2. Columnas donde no se permite la formación de rótulas plásticas

Los momentos últimos (M_u) en las secciones extremas de columnas donde no se espera el desarrollo de rótulas plásticas, se determinarán de acuerdo con la expresión [2.3-8]. En este caso, se utilizarán junto con un factor de reducción de resistencia (ϕ) igual a **1,00**.

$$M_u = \phi_o \omega M_E^c - 0,30 h_b V_u \quad [2.3 - 8]$$

siendo:

V_u el esfuerzo de corte último en la columna definido en el artículo 2.3.8.1.2.

ω el factor de amplificación dinámica que se calculará de la siguiente forma:

(a) Para pórticos planos

$$1,30 \leq \omega = 0,60 T + 0,85 \leq 1,80 \quad [2.3 - 9]$$

En la sección superior de las columnas del último piso y en la sección inferior de las columnas del primer piso, deberá tomarse $\omega = 1,00$.

(b) Para pórticos espaciales

$$1,50 \leq \omega = 0,50 T + 1,10 \leq 1,90 \quad [2.3 - 10]$$

En la sección superior de las columnas del último piso y en la sección inferior de las columnas del primer piso, deberá tomarse $\omega = 1,10$.

T primer periodo traslacional en la dirección considerada, según el **Reglamento INPRES-CIRSOC 103 – Parte I “CONSTRUCCIONES EN GENERAL”**, sin considerar el límite impuesto por la expresión [6.7] de esa reglamentación.

C2.3.4.1.2. Columnas donde no se permite la formación de rótulas plásticas

Los momentos en columnas en la intersección de los ejes de vigas y columnas, se obtienen multiplicando, en capitel y base, los momentos correspondientes producidos por las fuerzas horizontales de diseño solamente M_E^c por el producto de ϕ_o^b y el factor de amplificación dinámica ω para el nivel considerado. La amplificación de momentos se aplica a los momentos de capitel y base solamente y no al diagrama de momentos en la columna. Los dos momentos extremos así obtenidos, no se espera que ocurran simultáneamente.

Se supone que la sección crítica de la columna está en la cara de la viga, por lo tanto, los momentos en el nudo $\phi_o^b \omega M_E^c$ deberían referirse a la cara de la viga. Se considera sólo el 60% del gradiente de momentos, que se utiliza para la determinación del esfuerzo de corte en la columna. Por lo tanto, los momentos al eje, se reducen por $0,60V_u(0,50 h_b)$, donde V_u se tomará de acuerdo con el artículo 2.3.8.1.2. Consecuentemente, el momento último M_u a usar con el esfuerzo axial apropiado P_u en la sección crítica de la columna, independientemente en cada una de las dos direcciones principales de la estructura, no deberá ser menor que el dado por la expresión [2.3-8].

(a) Pórticos planos

Deberán considerarse como planos los pórticos donde la acción sísmica en la dirección perpendicular se resiste totalmente por tabiques sismorresistentes.

Se considera que el método de análisis estático especificado en **Reglamento INPRES-CIRSOC 103 – Parte I “CONSTRUCCIONES EN GENERAL”**, conduce a una distribución satisfactoria de las resistencias potenciales de vigas en pórticos correspondientes a edificios regulares, con un periodo traslacional de vibración menor que 2 segundos. Para darle a las columnas un alto grado de protección a la fluencia prematura, deberá considerarse el apartamiento del diagrama de momentos de las columnas del obtenido de un análisis elástico a fuerzas horizontales. Este apartamiento se debe a los efectos dinámicos, en particular los efectos de los modos superiores en la estructura inelástica. El fenómeno puede medirse, por ejemplo, por el movimiento del punto de inflexión de la posición dada por un análisis elástico. Se supone que estos efectos dinámicos, son más importantes en los pisos superiores y a medida que aumenta el periodo fundamental de vibración de la estructura.

Estas consideraciones se encuentran reflejadas en la expresión [2.3-9]. El límite inferior de $\omega = 1,30$ minimiza la posibilidad de que se forme un mecanismo tipo “piso débil” en las columnas que son parte de un pórtico plano, esto es, cuando las vigas concurren a la columna sólo en un plano.

(b) Pórticos espaciales

Para columnas pertenecientes a pórticos espaciales, es necesario considerar los efectos simultáneos de la acción sísmica actuando en las dos direcciones principales de la estructura. Esto implicaría realizar un análisis de las secciones de las columnas para flexión biaxial y esfuerzo axial. Sin embargo, si se aumenta apropiadamente el factor de amplificación dinámica, puede simplificarse el proceso de diseño permitiendo que cada sección de columna se diseñe sólo para los momentos provenientes de la acción sísmica actuando independientemente en cada una de las dos direcciones principales de la estructura. En este caso, el factor de amplificación dinámica ω deberá tomarse de acuerdo con la expresión [2.3-10].

El valor mínimo resulta de considerar que las columnas deberían ser capaces de soportar los momentos impartidos por las rótulas plásticas de las vigas en ambas direcciones simultáneamente, correspondientes a los diagramas de momentos resultantes del análisis a fuerzas horizontales. Cuando se considera que una columna de sección cuadrada sometida a un momento que actúa según la diagonal tiene aproximadamente una eficiencia del 90%

en relación con la correspondiente al mismo momento actuando según un eje principal, se obtiene que el valor mínimo de ω es igual a $\omega = \sqrt{2/0,90} \cong 1,50$.

Sin embargo, la probable simultaneidad de momentos muy grandes en direcciones ortogonales, en cualquier sección de columna debido a los modos superiores, se considera que disminuye a medida que el periodo fundamental de vibración aumenta. Por lo tanto, se supone que el aumento del factor de amplificación ω para pórticos espaciales en relación con el correspondiente a pórticos planos, se reduce gradualmente a medida que el periodo fundamental aumenta, es decir con el aumento del número de pisos. Esto se observa al comparar las expresiones [2.3-9] y [2.3-10].

Las respuestas inelásticas en los cuasi modos superiores no afectan la resistencia requerida de la sección inferior de las columnas del primer piso. En esta sección se espera que se forme una rótula plástica y que se detalle adecuadamente.

Para asegurar en pórticos espaciales que la capacidad flexional de las secciones de las columnas sea adecuada para soportar en cualquier dirección la acción sísmica prevista, la demanda de momento unidireccional debe incrementarse en un **10%**. Consideraciones similares se aplican a las secciones de columnas correspondientes al capitel del nivel superior. De acuerdo con lo anterior, el valor de ω puede reducirse en esos niveles a **1,00** y **1,10** para pórticos planos y espaciales respectivamente.

2.3.4.1.3. Variación del factor de amplificación dinámica

Los valores del factor de amplificación dinámica ω , dados por las expresiones [2.3-9] y [2.3-10], deberán aplicarse sólo a los niveles que se ubican por encima de **0,30 veces** la altura **H** de la estructura, medida desde el nivel donde las columnas del primer piso se consideran empotradas. Por debajo de **0,30 H** se considerará una variación lineal entre el valor dado por las expresiones [2.3-9] y [2.3-10], y el mínimo especificado en dichas expresiones en correspondencia con el segundo nivel. Por debajo de éste, se supondrá una variación lineal, hasta el valor especificado para la sección inferior de las columnas del primer piso. En el nivel inmediatamente por debajo del último nivel, el valor de ω deberá tomarse igual a **1,30** para pórticos planos y **1,50** para pórticos espaciales. Ver la Figura 2.12. y la Figura 2.13.

C 2.3.4.1.3. Variación del factor de amplificación dinámica

Se considera que las respuestas en los modos superiores, afectan más los momentos en los pisos superiores que en los inferiores. Por ello, el factor de amplificación dinámica ω dado por las expresiones [2.3-9] y [2.3-10], es aplicable a los niveles por encima de **0,30H** medidos a partir del nivel donde se considere que las columnas estén efectivamente empotradas. Por debajo de **0,30H** se admite una variación lineal. Sin embargo, bajo ninguna circunstancia, el valor de ω en el **nivel 2** y en el nivel inmediatamente por debajo del último nivel, podrá tomarse inferior al mínimo especificado en las expresiones [2.3-9] y [2.3-10].

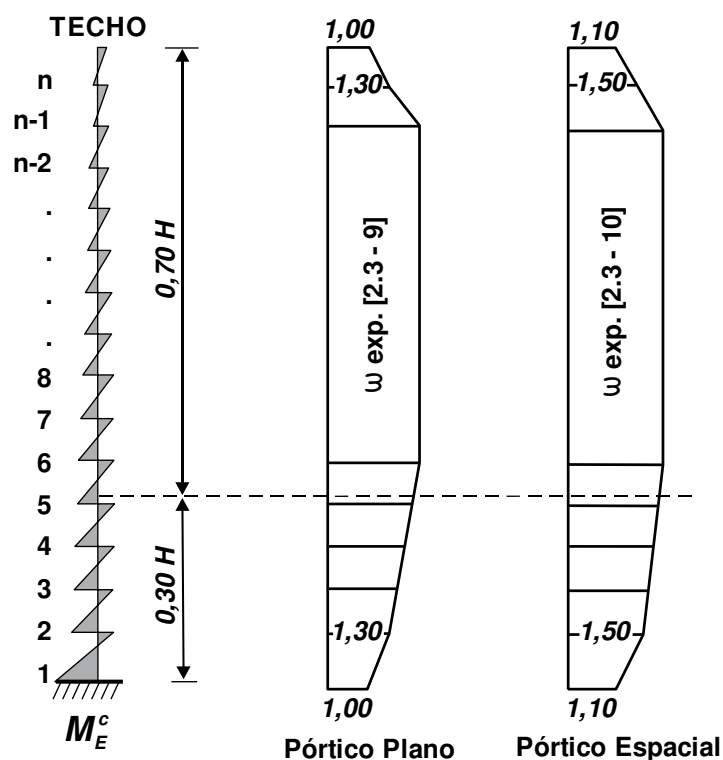


Figura 2.12. Factor de amplificación dinámica ω para columnas de pórticos.

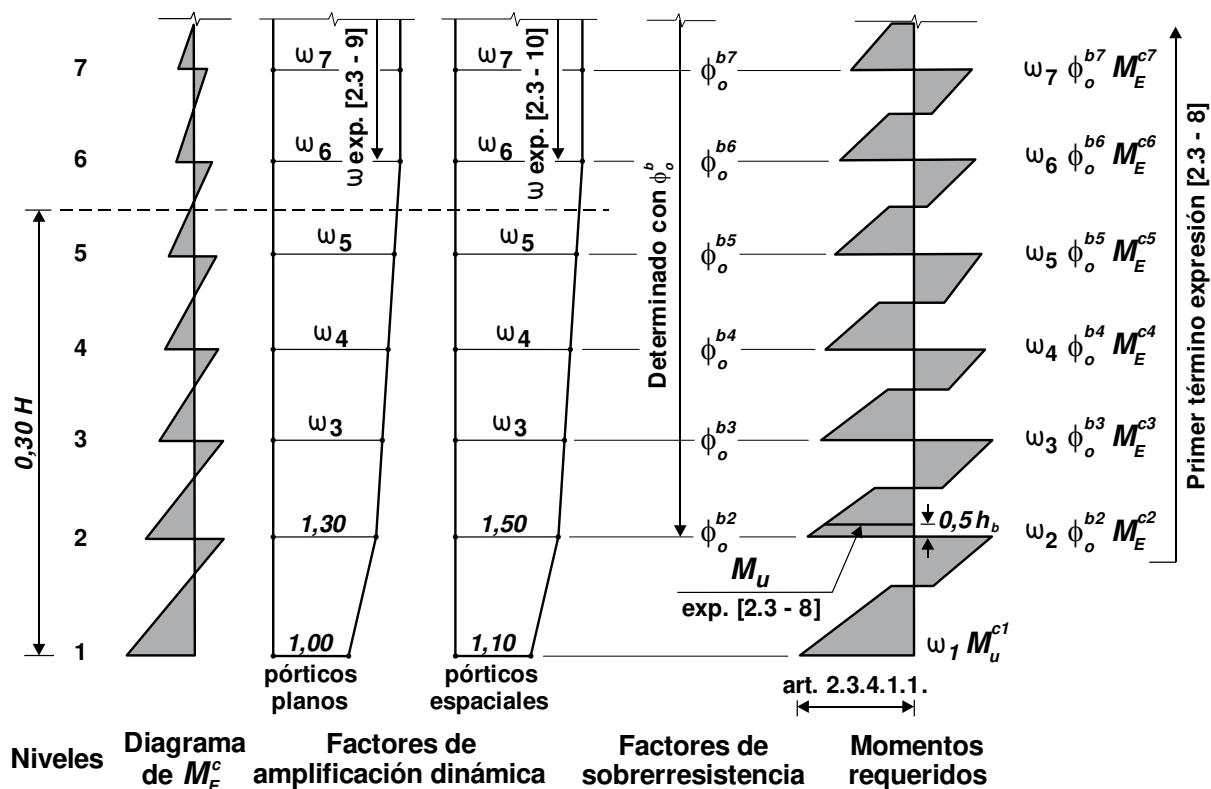


Figura 2.13. Momentos requeridos en columnas en los pisos inferiores de un pórtico.

2.3.4.1.4. Columnas con acción de voladizo

- (a) En las columnas con acción de voladizo, a partir del primer nivel donde la columna muestre un punto de inflexión, de acuerdo con el análisis elástico con fuerzas de diseño estáticas horizontales, y en todos los pisos inferiores ubicados por debajo de ese nivel, ver la Figura 2.14., deberá usarse en la expresión [2.3-8], en lugar de ϕ_o^b , el factor de sobrerresistencia flexional de columna ϕ_o^c correspondiente a la sección inferior de la columna del primer piso:

$$\phi_o^c = \frac{M_o^c}{M_E^c} \quad [2.3 - 11]$$

Para la determinación de la capacidad en el desarrollo de la sobrerresistencia flexional de la sección de la columna M_o^c se utilizará la expresión [2.3-25].

C 2.3.4.1.4.(a) Cuando una columna es significativamente más rígida que las vigas que a ella concurren, la acción de voladizo dominará su comportamiento en los niveles inferiores. En tales casos la resistencia requerida en la columna puede ser mayor que el momento total impartido por las vigas en ese nivel. Por lo tanto, en el nivel ubicado por debajo de aquél donde, de acuerdo con un análisis elástico correspondiente a las fuerzas sísmicas horizontales, no aparece un punto de inflexión, y en todos los niveles correspondientes a los pisos inferiores por debajo de ese nivel, debe usarse el factor de sobrerresistencia ϕ_o^c pertinente a la sección inferior de la columna del primer piso, indicado por la expresión [2.3-11].

Después de la formación de una rótula plástica, la sobrerresistencia flexional en la sección inferior de la columna M_o^c , debe tener en cuenta no sólo la sobrerresistencia del acero ($\lambda_o f_y$), sino también el aumento de la resistencia a compresión del hormigón f'_c resultante del confinamiento requerido en la sección considerada, donde deben también resistirse importantes esfuerzos de compresión, para ello se utilizará la expresión [2.3-25].

- (b) En los pisos donde no aparezcan puntos de inflexión, de acuerdo con el análisis elástico con fuerzas de diseño estáticas horizontales, deberá tomarse el valor mínimo de ω en el **nivel 2**, y desde allí incrementarlo linealmente con la altura hasta el valor dado por las expresiones [2.3-9] o [2.3-10], según corresponda, en el nivel inmediatamente por encima en que el análisis elástico indique el primer punto de inflexión, ver la Figura 2.14.

C 2.3.4.1.4.(b) En relación con la amplificación dinámica, las columnas con acción de voladizo requieren un tratamiento especial. En los pisos donde a causa de la acción dominante de voladizo no aparecen puntos de inflexión, de acuerdo con lo indicado por un análisis elástico, no es probable que los momentos críticos se vean afectados significativamente por los modos superiores de vibración. En tales columnas, el valor de ω puede tomarse igual al mínimo en el **nivel 2** y aumentarse luego linealmente con la altura hasta el valor obtenido de las expresiones [2.3-9] o [2.3-10], según corresponda, en correspondencia con el nivel ubicado inmediatamente por encima de aquél donde aparece el primer punto de inflexión de acuerdo con lo indicado por el análisis elástico. El intento aquí es nuevamente asegurar que las rótulas plásticas en las columnas con acción de voladizo ocurran en la base y no en los pisos superiores.

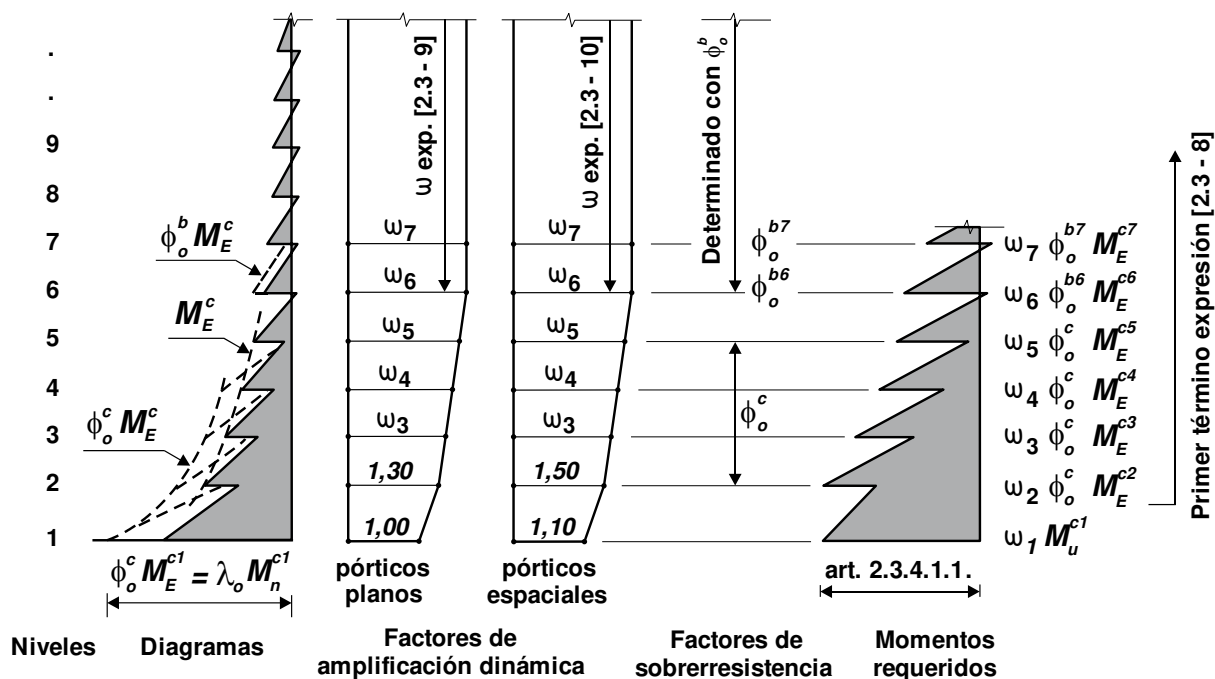


Figura 2.14. Amplificación de momentos de columnas con acción de voladizo, en los pisos inferiores de un pórtico.

2.3.4.1.5. Reducción del momento requerido- M_u -

Cuando el esfuerzo axial requerido P_u de compresión no supere el valor $0,10 f'_c A_g$, el momento último podrá reducirse de acuerdo con:

$$M_{u \text{ red}} = R_m (\phi_o^b \omega M_E^c - 0,30 h_b V_u) \quad [2.3 - 12]$$

Donde R_m está dado en la Tabla 2.3. y P_u deberá tomarse como negativo si es de tracción, considerando que:

- El valor de $P_u / (f'_c A_g)$ no deberá tomarse menor que el mayor entre: $(-0,15)$ y $(-0,50 \rho_t f_y / f'_c)$.
- La reducción de momento de columnas contenidas en un mismo plano vertical en un piso, no será mayor que el **10%** de la suma de los momentos últimos no reducidos de todas las columnas contenidas en dicho plano y en dicho piso.

C 2.3.4.1.5. Reducción del momento requerido - M_u -

Cuando una columna se encuentra sometida a pequeña compresión axial o a tracción, la plastificación es más aceptable. En tales casos, el momento último puede reducirse. Mientras mayor sea el esfuerzo axial de tracción y mayor sea el factor de amplificación dinámica ω , mayor será la reducción del momento.

Los requerimientos establecidos en el artículo 2.3.4.1.5. (a) y (b) intentan asegurar que la reducción de los momentos amplificados no sea excesiva. La reducción de los momentos últimos de las columnas ubicadas en un mismo plano, puede resultar en una pérdida de la capacidad lateral de dicho plano. Usualmente habrá una sola columna por plano y por piso que cumplirá las condiciones exigidas para admitir una reducción de momento. Como consecuencia de la pérdida de resistencia, cuando se desarrollan las capacidades flexionales de vigas o columnas, la reducción de momentos permitida no deberá exceder el **10%** de la suma de los momentos últimos de las columnas antes de la aplicación de la reducción de momentos para todas las columnas ubicadas en el mismo plano y en el mismo piso, esto es, inmediatamente por encima o por debajo de la viga del plano del piso correspondiente. Esta concesión permite la formación de una rótula plástica típicamente en una columna traccionada. Sin embargo, como todas las otras columnas del plano y del piso se diseñan para que permanezcan elásticas, las ductilidades de curvatura en dichas columnas serán pequeñas y estarán controladas.

Tabla 2.3. Factor de reducción de momento R_m

$\omega^{(1)}$	$P_u / (f'_c A_g)$										
	-0,150	-0,125	-0,100	-0,075	-0,050	-0,025	0,00	0,025	0,050	0,075	0,100
1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
1,10	0,85	0,86	0,88	0,89	0,91	0,92	0,94	0,95	0,97	0,98	1,00
1,20	0,72	0,75	0,78	0,81	0,83	0,86	0,89	0,92	0,94	0,97	1,00
1,30	0,62	0,65	0,69	0,73	0,77	0,81	0,85	0,88	0,92	0,96	1,00
1,40	0,52	0,57	0,62	0,67	0,71	0,76	0,81	0,86	0,90	0,95	1,00
1,50	0,44	0,50	0,56	0,61	0,67	0,72	0,76	0,83	0,89	0,94	1,00
1,60	0,37	0,44	0,50	0,56	0,62	0,69	0,75	0,81	0,88	0,94	1,00
1,70	0,31	0,38	0,45	0,52	0,59	0,66	0,73	0,79	0,86	0,93	1,00
1,80	0,30	0,33	0,41	0,48	0,56	0,63	0,70	0,78	0,85	0,93	1,00
1,90	0,30	0,30	0,37	0,45	0,53	0,61	0,68	0,76	0,84	0,92	1,00
	TRACCIÓN							COMPRESIÓN			

⁽¹⁾ valor del factor de amplificación dinámica ω aplicable a la sección de la columna considerada.

2.3.4.2. Esfuerzo axial requerido - P_u -

2.3.4.2.1. Los esfuerzos axiales inducidos en cualquier nivel, sólo por las acciones sísmicas horizontales, deberán ser:

$$P_{oE} = R_v \sum V_{oE}^p \quad [2.3 - 13]$$

siendo:

$\sum V_{oE}^p$ la suma de los esfuerzos de corte inducidos en las vigas por encima del nivel considerado, cuando éstas desarrollan su sobrerresistencia en las secciones críticas.

R_v el factor de reducción, determinado según la Tabla 2.4.

Tabla 2.4. Factor de reducción de la carga axial inducida por la acción sísmica R_v

N° de pisos por encima del nivel considerado	Factor de amplificación dinámica ω					
	1,30 o menor	1,50	1,60	1,70	1,80	1,90
2	0,97	0,97	0,96	0,96	0,96	0,95
4	0,94	0,94	0,93	0,92	0,91	0,91
6	0,91	0,90	0,89	0,88	0,87	0,86
8	0,88	0,87	0,86	0,84	0,83	0,81
10	0,85	0,84	0,82	0,80	0,79	0,77
12	0,82	0,81	0,78	0,76	0,74	0,72
14	0,79	0,77	0,75	0,72	0,70	0,67
16	0,76	0,74	0,71	0,68	0,66	0,63
18	0,73	0,71	0,68	0,64	0,61	0,58
20 o más	0,70	0,68	0,64	0,61	0,57	0,54

El esfuerzo axial último P_u , se obtendrá a partir de los esfuerzos axiales inducidos sólo por las acciones sísmicas horizontales P_{oE} , en conjunto con los derivados de las cargas gravitatorias P_G mayoradas según las combinaciones de estados de carga establecidas en el artículo 1.3.:

$$P_u = P_G \pm P_{oE} \quad [2.3 - 14]$$

C 2.3.4.2.1. Los esfuerzos axiales inducidos por la acción sísmica, de acuerdo con lo expresado en la expresión [2.3-13], se basan en la suposición de que a medida que aumenta el número de pisos por encima del nivel considerado, se reduce el número relativo de rótulas plásticas que desarrollan simultáneamente su sobrerresistencia flexional. Para tener en cuenta lo anterior, se acepta una reducción del **1,50%** por piso en el máximo esfuerzo axial inducido en cualquier nivel, hasta un máximo de **30%** para **20 pisos** o más por encima del nivel considerado.

Se considera que los máximos esfuerzos axiales inducidos por la acción sísmica no es probable que coincidan con los máximos momentos requeridos en las columnas que resultan de la amplificación dinámica. Consecuentemente se considera que es apropiado admitir mayores reducciones cuando ω es mayor que **1,30**.

En la determinación del esfuerzo axial derivado de las cargas gravitatorias P_G mayoradas deberán tenerse en cuenta la mínima y máxima incidencia de las cargas verticales, incluyendo el efecto vertical de la acción sísmica, según las combinaciones de estados de carga establecidas en el artículo 1.3.

2.3.4.2.2. Para la obtención de los esfuerzos axiales últimos, deberán sumarse los esfuerzos de corte que provienen de todas las vigas que concurren a la columna en las dos

direcciones principales de análisis. Cuando el factor de amplificación dinámica ω en las dos direcciones sea diferente, deberá tomarse el mayor valor correspondiente al nivel considerado.

C 2.3.4.2.2. La suma de los esfuerzos de corte que provienen de todas las vigas en las dos direcciones principales, no afectará, en general a las columnas interiores. Sin embargo, para las columnas exteriores y de esquina, esto resultará en incrementos importantes del esfuerzo axial, los que deben considerarse para tener en cuenta la acción sísmica actuando en una dirección oblicua.

2.3.4.3. Resistencia nominal a flexión y esfuerzo axial

2.3.4.3.1. Hipótesis de diseño

La resistencia nominal a flexión y esfuerzo axial de las secciones transversales de columnas, deberá basarse en lo establecido en el artículo 10.2. del **Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón – CIRSOC 201 – 2005**.

2.3.4.3.2. Máximo esfuerzo axial requerido en compresión

El esfuerzo axial requerido máximo en compresión deberá cumplir con:

$$P_u \leq 0,70 \phi P_n \quad [2.3 - 15]$$

donde $P_n = \alpha_1 f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st} \quad [2.3 - 16]$

Si $f'_c \leq 55 \text{ MPa}$ $\alpha_1 = 0,85 \quad [2.3 - 17a]$

Si $f'_c > 55 \text{ MPa}$ $0,75 \leq \alpha_1 = 0,85 - 0,004 (f'_c - 55) \leq 0,85 \quad [2.3 - 17b]$

C 2.3.4.3.2. Máximo esfuerzo axial requerido en compresión

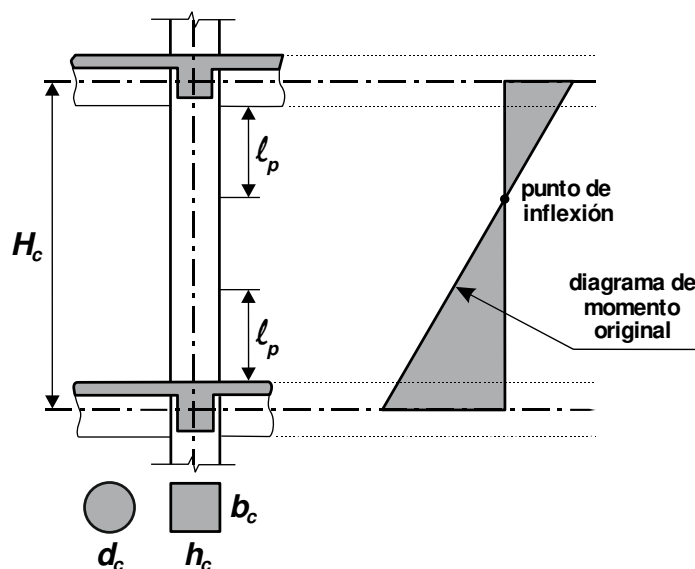
Se estipula un límite superior de $0,70 \phi P_n$ para el esfuerzo axial requerido P_u en columnas, porque las secciones fuertemente cargadas requieren una gran cantidad de armadura transversal para que sean adecuadamente dúctiles. El límite superior se aplica tanto a columnas donde no se espera la formación de rótulas plásticas como a aquellas columnas donde se espera la formación de rótulas plásticas.

Cuando las cargas en las columnas de pórticos se han obtenido siguiendo los principios del diseño por capacidad, el valor de ϕ a utilizar en la expresión [2.3-15] será $\phi=1,00$.

2.3.5. Longitud de la zona de formación potencial de rótulas plásticas

2.3.5.1. Cuando la columna presente un punto de inflexión dentro del piso, la longitud de la zona de formación potencial de rótula plástica en columnas (ℓ_p), medida desde la cara de la viga, se determinará de acuerdo con lo siguiente:

- (i) Cuando $P_u \leq 0,25\phi f'_c A_g$: el mayor valor entre la dimensión mayor de la sección transversal de la columna, y **0,20** de la longitud H_c de la columna. Ver la Figura 2.15.
- (ii) Cuando $0,25\phi f'_c A_g < P_u \leq 0,50\phi f'_c A_g$: el mayor valor entre **2** veces la dimensión mayor de la sección transversal de la columna, y **0,30** de la longitud H_c de la columna. Ver la Figura 2.15.
- (iii) Cuando $0,50\phi f'_c A_g < P_u \leq 0,70\phi f'_c A_g$: el mayor valor entre **3** veces la dimensión mayor de la sección transversal de la columna, y **0,40** de la longitud H_c de la columna. Ver la Figura 2.15. Momento en la parte inferior de la columna M_o^c .



La longitud de la zona de formación de rótula plástica (ℓ_p) será el mayor valor entre:

$$\gamma b_c, \gamma h_c, \gamma d_c \text{ o } \eta H_c$$

con:

$$P_u \leq 0,25\phi f'_c A_g \Rightarrow \gamma = 1,0 \text{ y } \eta = 0,20$$

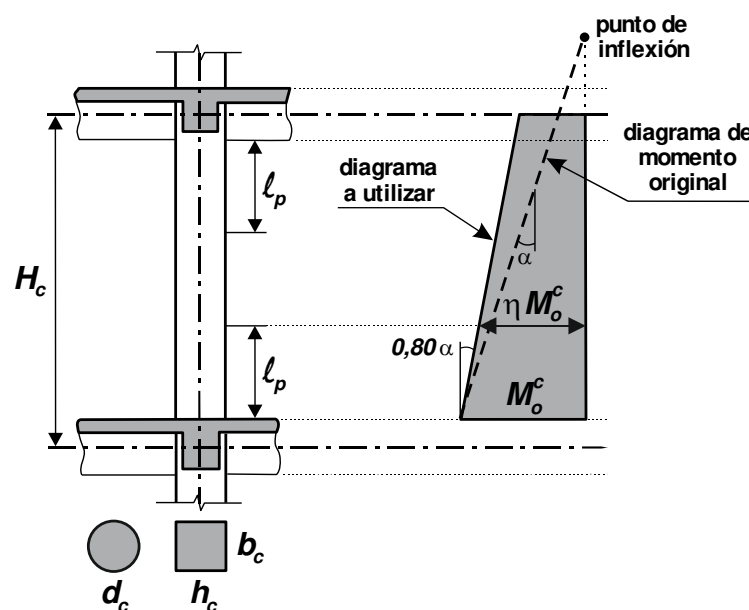
$$0,25\phi f'_c A_g < P_u \leq 0,50\phi f'_c A_g \Rightarrow \gamma = 2,0 \text{ y } \eta = 0,30$$

$$0,50\phi f'_c A_g < P_u \leq 0,70\phi f'_c A_g \Rightarrow \gamma = 3,0 \text{ y } \eta = 0,40$$

Figura 2.15. Determinación de la longitud de la zona de formación potencial de rótula plástica (ℓ_p) en columnas que presentan un punto de inflexión dentro del piso.

2.3.5.2. Cuando la columna no presente un punto de inflexión dentro del piso, se deberá considerar un diagrama de momento que resulta de tomar la capacidad flexional de la columna en la sección crítica extrema y una distribución en altura con una pendiente igual al **80 %** de la pendiente del diagrama original, ver la Figura 2.16. Para el cálculo de la sobrerresistencia de la sección crítica de la columna, se deberá utilizar la expresión [2.3-25]. La longitud de la zona de formación potencial de rótula plástica en columnas (ℓ_p), medida desde la cara de la viga, se determinará de acuerdo con lo siguiente:

- (i) Cuando $P_u \leq 0,25\phi f'_c A_g$: el mayor valor entre la dimensión mayor de la sección transversal de la columna, y la longitud donde el momento supera **0,80** veces el valor máximo. Ver la Figura 2.16.
- (ii) Cuando $0,25\phi f'_c A_g < P_u \leq 0,50\phi f'_c A_g$: el mayor valor entre **2** veces la dimensión mayor de la sección transversal de la columna, y la longitud donde el momento supera **0,70** veces el valor máximo. Ver la Figura 2.16.
- (iii) Cuando $0,50\phi f'_c A_g < P_u \leq 0,70\phi f'_c A_g$: el mayor valor entre **3** veces la dimensión mayor de la sección transversal de la columna, y la longitud donde el momento supera **0,60** veces el valor máximo. Ver la Figura 2.16.



La longitud de la zona de formación de rótula plástica (ℓ_p) será el mayor valor entre:

$\gamma b_c, \gamma h_c, \gamma d_c$ o distancia donde el momento cae a un valor ηM_o^c

con: $P_u \leq 0,25\phi f'_c A_g \Rightarrow \gamma = 1,0$ y $\eta = 0,80$

$0,25\phi f'_c A_g < P_u \leq 0,50\phi f'_c A_g \Rightarrow \gamma = 2,0$ y $\eta = 0,70$

$0,50\phi f'_c A_g < P_u \leq 0,70\phi f'_c A_g \Rightarrow \gamma = 3,0$ y $\eta = 0,60$

Figura 2.16. Determinación de la longitud de la zona de formación potencial de rótula plástica (ℓ_p) en columnas que no presentan un punto de inflexión dentro del piso.

C 2.3.5. Longitud de la zona de formación potencial de rótulas plásticas

La longitud de las zonas de formación potencial de rótulas plásticas en columnas con poca carga axial es menor que en vigas. Esto es así porque los diagramas de momentos en las columnas tienen una variación lineal y porque los máximos momentos ocurren en los extremos. En una viga, debido a la presencia de la carga gravitatoria, el diagrama de momentos usualmente sigue una variación parabólica entre los momentos extremos y, por lo tanto, los momentos positivos pueden estar cercanos al valor máximo en una longitud

importante del componente. También, en vigas la zona de momento máximo positivo puede estar alejada de los extremos.

Cuando la carga axial en la columna es alta, la cantidad de armadura de confinamiento también será alta y resultará en un incremento de la resistencia del hormigón confinado. Así, la resistencia a flexión de las secciones fuertemente confinadas en las zonas de formación potencial de rótulas plásticas en los extremos del componente puede ser significativamente mayor que la resistencia a flexión de las secciones menos confinadas que se encuentran fuera de la zona de formación potencial de rótulas plásticas. Por esta razón, la zona a ser confinada es mayor cuando el esfuerzo axial es alto.

La longitud de la zona de formación potencial de rótula plástica se toma como la mayor entre un múltiplo de la mayor dimensión de la sección transversal y la longitud donde el momento excede un porcentaje del valor máximo o, para columnas con un punto de inflexión dentro del piso, en forma aproximada se toma un porcentaje de la longitud H_c de la columna.

Para la determinación de la longitud de la zona de formación potencial de rótulas plásticas en columnas (ℓ_p), se deberá tener en cuenta la amplificación dinámica y la sobrerresistencia en la sección transversal extrema. La amplificación dinámica modifica la posición del punto de inflexión y consecuentemente la magnitud de los momentos extremos.

Por otro lado, el diagrama de momentos para una columna se conoce con precisión en los casos isostáticos y en pórticos bajos donde los efectos de los modos superiores de vibración no son importantes. En pórticos altos donde estos efectos sí son importantes, el diagrama de momentos será diferente al obtenido con las fuerzas sísmicas horizontales. En lugar de un análisis más preciso, se considera aceptable, para el caso de columnas con punto de inflexión fuera del piso, adoptar un diagrama de momento que resulta de tomar la capacidad flexional de la columna en la sección crítica extrema inferior y una distribución en altura con una pendiente igual al **80 %** de la pendiente del diagrama original. Para el caso de columnas con punto de inflexión dentro del piso, se adopta un diagrama de momento que resulta de tomar la capacidad flexional de la columna en la sección crítica extrema inferior y cero en el extremo opuesto, en correspondencia con el eje de la viga.

2.3.6. Armadura longitudinal

(a) **Armadura mínima:** El área de la armadura longitudinal total de la columna no será menor que **$0,008 A_g$** . El número mínimo de barras longitudinales será de **6** en una disposición circular y **4** en una rectangular, de diámetro **12 mm** de acero **ADN 420**.

C 2.3.6.(a) El área mínima de la armadura longitudinal es similar a la especificada para componentes no diseñados para acciones sísmicas (**Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón – CIRSOC 201**).

(b) **Armadura máxima:** El área de la armadura longitudinal total de la columna no será mayor que **$18 A_g / f_y$** , excepto en la zona de empalme por yuxtaposición donde el área total no deberá superar **$24 A_g / f_y$** .

C 2.3.6.(b) El área máxima de la armadura longitudinal es considerablemente menor que la correspondiente a componentes no diseñados para acciones sísmicas (**Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón – CIRSOC 201**).

El límite especificado para la zona de empalme por yuxtaposición es tal que, si se usa el valor máximo del área de armadura longitudinal en la columna, solamente un tercio de la armadura podrá empalmarse en una única sección, lo que asegura que los empalmes por yuxtaposición se alternen cuando se utilicen grandes secciones de armaduras.

(c) **Relación entre diámetros de barras:** En cualquier fila de barras longitudinales el diámetro menor de la barra utilizada no deberá ser inferior a **$2/3$** del diámetro mayor de la barra utilizada (**$2/3 d_b$**).

(d) **Separación máxima de barras:** La separación entre ejes de barras longitudinales a través de la sección transversal no será mayor que el mayor valor entre:

- (i) Para secciones rectangulares: **200mm** y **$1/4$** de la dimensión de la sección transversal de la columna en la dirección considerada.
- (ii) Para secciones circulares: **200mm** y **$1/4$** del diámetro de la sección transversal de la columna.

2.3.7. Armadura transversal

Las columnas donde, según el mecanismo de colapso elegido, se espera la formación potencial de rótulas plásticas en al menos uno de los extremos, se identificarán como columnas plásticas. Las columnas donde, según el mecanismo de colapso elegido, no se prevea la formación potencial de rótulas plásticas, se identificarán como columnas elásticas.

C 2.3.7. Armadura transversal

Los estribos en las columnas deben cumplir cuatro propósitos fundamentales:

- (1) Proveer resistencia al corte.
- (2) Prevenir el pandeo de las barras longitudinales comprimidas.
- (3) Proveer confinamiento en la zona de hormigón comprimido.
- (4) Proporcionar confinamiento en empalmes por yuxtaposición de la armadura longitudinal.

La disposición, diámetro, y separación de la armadura transversal en columnas, deberá satisfacer independientemente cada uno de los cuatro propósitos indicados, en ningún caso los requerimientos deberán adicionarse.

Deberá distinguirse entre columnas plásticas y columnas elásticas. Las primeras son aquellas donde se espera, según el mecanismo de colapso elegido, la formación potencial de rótulas plásticas en al menos uno de los extremos. Las columnas elásticas son aquellas donde el mecanismo de colapso elegido no prevé la formación potencial de rótulas plásticas.

La cantidad de armadura transversal a disponer por confinamiento en la zona crítica extrema, cuya extensión se define en el artículo 2.3.5., deberá diferenciar si la columna es plástica o elástica. En las zonas críticas de columnas plásticas, deberá aplicarse el **100%** de la armadura básica de confinamiento, expresiones [2.3-18] y [2.3-20] según corresponda. En el caso de columnas elásticas, las zonas críticas deberán confinarse con el **70%** de la armadura básica, expresiones [2.3-18] y [2.3-20] según corresponda. Ver la Figura C2.9.

La cantidad de armadura transversal a disponer por confinamiento en la zona normal, zona central de las columnas fuera de la extensión dada por el artículo 2.3.5., deberá diferenciar si la columna es plástica o elástica, requiriendo el **70%** de la armadura de la zona crítica extrema. En las zonas normales de columnas plásticas, deberá aplicarse el **70%** de la armadura básica de confinamiento, expresiones [2.3-18] y [2.3-20] según corresponda. En el caso de columnas elásticas, las zonas normales deberán confinarse con el **50%** de la armadura básica (aproximación del **70%** de **70%** de la armadura básica), expresiones [2.3-18] y [2.3-20] según corresponda. La Figura C2.9. resume los conceptos antes desarrollados.

El requisito de confinamiento distingue entre columnas rectangulares y columnas circulares.

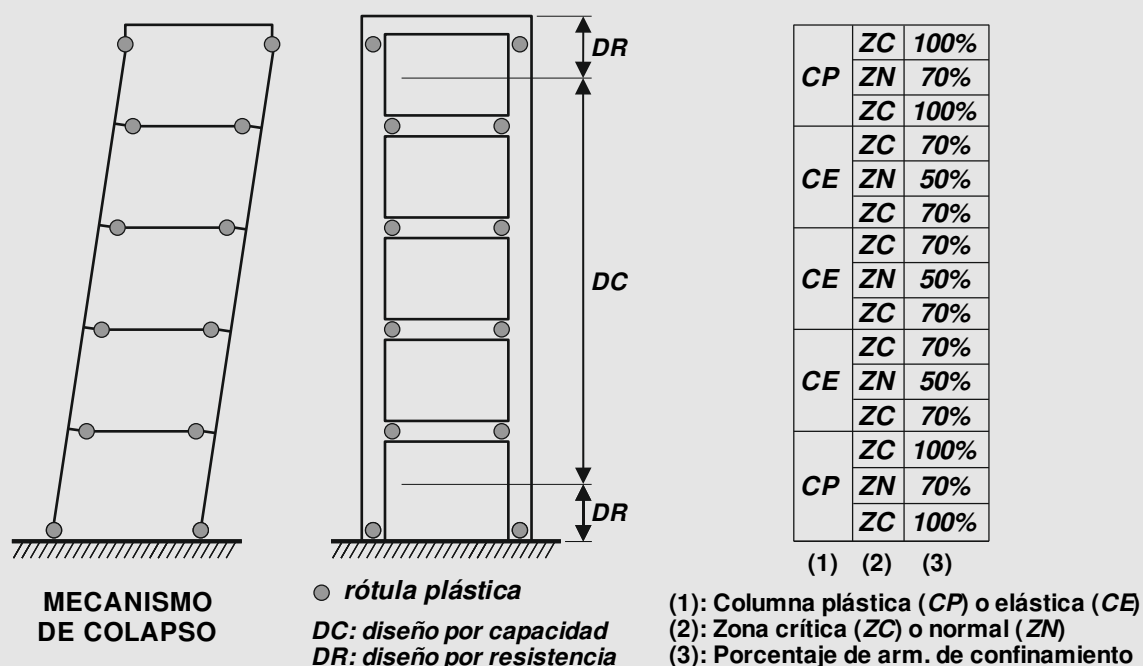


Figura C2.9. Identificación del tipo de columna y el requerimiento de confinamiento.

2.3.7.1. Columnas rectangulares

2.3.7.1.1. Columnas rectangulares plásticas

- (a) Zonas Críticas: en las zonas donde, según el mecanismo de colapso elegido, se espera la formación potencial de rótulas plásticas cuya extensión se define en el artículo 2.3.5., cuando se usen estribos rectangulares con o sin estribos suplementarios de una rama:
- (i) El área total efectiva de estribos y estribos suplementarios de una rama, en cada una de las direcciones principales de la sección transversal, no será menor que:

$$A_{sh} = \frac{(1,30 - \rho_t m) s h'' A_g f'_c}{3,30 A_c f_{yt} \phi f'_c A_g} \frac{P_u}{\phi f'_c A_g} - 0,006 s h'' \quad [2.3 - 18]$$

A_g área total de la sección de hormigón

A_c área del núcleo de la sección de hormigón encerrada por el eje del perímetro externo de estribos.

$$A_g/A_c \geq 1,20$$

$A_g/A_c \leq 1,50$, de no cumplirse, ver sección 2.3.9.3.

$$m = f_y / 0,85 f'_c$$

$$\rho_t = A_{st} / A_g$$

A_{st} área total de acero longitudinal

$$\rho_t m \leq 0,40$$

s separación vertical de la armadura horizontal de estribos y estribos suplementarios

h'' dimensión del núcleo de hormigón de la sección rectangular medida perpendicular a la dirección de análisis, entre los ejes del estibo externo, ver Fig. 2.26.

$\phi = 1,0$ si P_u , esfuerzo axial máximo, fue determinado a partir de principios del diseño por capacidad.

- (ii) El área de una rama de estribo en la dirección del pandeo potencial de la barra longitudinal no deberá ser menor que:

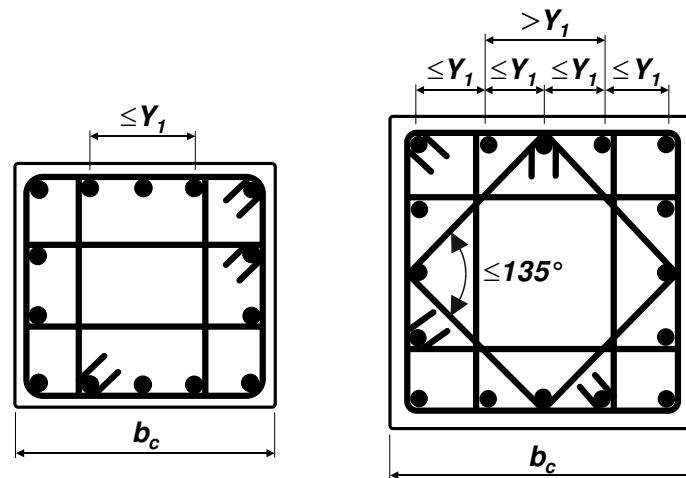
$$A_{te} = \frac{\sum A_b f_y s}{96 f_{yt} d_b} \quad [2.3 - 19]$$

siendo $\sum A_b$, la suma de las áreas de las barras longitudinales que se encuentran restringidas, por esa rama, para prevenir el pandeo.

- (iii) La separación vertical entre capas de estribos no deberá exceder el menor valor entre: **6** veces el diámetro de la barra longitudinal que restringe (**6 d_b**), y el mayor entre **1/4** de la menor dimensión de la sección transversal de la columna y **100mm**.
- (iv) Cada barra longitudinal (o conjunto de barras) deberá estar restringida lateralmente por la esquina de un estribo cerrado con un ángulo menor que **135°** o por un estribo suplementario de una rama, con excepción de los dos casos siguientes:

1- Las barras (o conjunto de barras) que se encuentren entre dos barras (o conjunto de barras) lateralmente restringidas por el mismo estribo, cuando la distancia entre las barras (o conjunto de barras) lateralmente restringidas no supere el mayor valor de **1/4** de la dimensión lateral adyacente de la sección transversal o **200 mm**, ver Figura 2.17. El área tributaria de las barras longitudinales exceptuadas deberá incluirse en $\sum A_b$ de la expresión [2.3-19].

2- Las capas internas de barras dentro del núcleo de hormigón espaciadas más de **75 mm** de la cara interna de los estribos.



Y_1 mayor longitud entre 200mm y $b_c/4$

Figura 2.17. Detalles de armadura transversal de columnas rectangulares en zona de rótula plástica.

- (b) Zonas Normales: la zona central de las columnas rectangulares plásticas, fuera de la extensión dada por el artículo 2.3.5., la armadura transversal a disponer deberá cumplir:
- (i) La separación vertical entre capas de estribos no deberá exceder el menor valor entre: **10** veces el diámetro de la barra longitudinal que restringe (**10 d_b**), y el mayor entre **1/3** de la menor dimensión de la sección transversal de la columna y **150mm**.
 - (ii) La cantidad de armadura trasversal no será menor que el **70%** de la requerida por las expresiones [2.3-18] y [2.3-19].

2.3.7.1.2. Columnas rectangulares elásticas

- (a) Zonas Críticas: en las columnas rectangulares donde, según el mecanismo de colapso elegido, no se prevea la formación potencial de rótulas plásticas, la cantidad de armadura transversal a disponer en la extensión dada por el artículo 2.3.5. en ambos extremos, deberá cumplir lo especificado en el artículo 2.3.7.1.1.(a), requiriendo solamente el **70%** de la expresión [2.3-18], pero no menos que la requerida por la expresión [2.3-19]. No se permitirá esta reducción de la armadura transversal, en el capitel de las columnas del primer piso y en la base de las columnas del último piso.
- (b) Zonas Normales: en la zona central de las columnas rectangulares elásticas, fuera de la extensión dada por el artículo 2.3.5., la armadura transversal a disponer deberá cumplir:
- (i) La separación vertical de estribos no deberá exceder el menor valor entre: **10** veces el diámetro de la barra longitudinal que restringe (**10 d_b**), y el mayor entre **1/3** de la menor dimensión de la sección transversal de la columna y **150mm**.

- (ii) La cantidad de armadura transversal no será menor que el **50%** de la requerida por la expresión [2.3-18], pero no menos que el **70%** de la requerida por la expresión [2.3-19].

2.3.7.2. Columnas circulares

2.3.7.2.1. Columnas circulares plásticas

- (a) Zonas Críticas: en las zonas donde, según el mecanismo de colapso elegido, se espera la formación potencial de rótulas plásticas cuya extensión se define en el artículo 2.3.5., cuando se usen estribos circulares o en espiral:

- (i) La cuantía volumétrica ρ_s no deberá ser menor que el mayor valor que se obtenga de la aplicación de las expresiones [2.3-20] y [2.3-21].

$$\rho_s = \frac{(1,30 - \rho_t m) A_g f'_c}{2,40 A_c f_{yt}} \frac{P_u}{\phi f'_c A_g} - 0,0084 \quad [2.3 - 20]$$

Donde A_g/A_c no deberá ser adoptado menor que **1,20**, y cuando $A_g/A_c \geq 1,50$ deberá aplicarse lo especificado en el artículo 2.3.7.3.; ($\rho_t m$) no deberá tomarse mayor que **0,40**; y deberá considerarse $m = f_y / (0,85 f'_c)$.

$$\rho_s = \frac{A_{st}}{110 d} \frac{f_y}{f_{yt}} \frac{1}{d_b} \quad [2.3 - 21]$$

- (ii) La separación vertical de estribos circulares o en espiral, no deberá exceder el menor valor entre: **6** veces el diámetro de la barra longitudinal que restringe (**6 d_b**), y el mayor entre **1/4** del diámetro de la sección transversal del componente y **100 mm**.
- (b) Zonas Normales: en la zona central de las columnas circulares plásticas, fuera de la extensión dada por el artículo 2.3.5., la armadura transversal a disponer deberá cumplir:
- (i) La separación vertical de estribos circulares o en espiral no deberá exceder el menor valor entre: **10** veces el diámetro de la barra longitudinal que restringe (**10 d_b**), y el mayor entre **1/3** del diámetro de la sección transversal de la columna y **150mm**.
- (ii) La cantidad de armadura transversal no será menor que el **70%** de la requerida por las expresiones [2.3-20] y [2.3-21].

2.3.7.2.2. Columnas circulares elásticas

- (a) Zonas Críticas: en las columnas circulares donde, según el mecanismo de colapso elegido, no se prevea la formación potencial de rótulas plásticas, la cantidad de

armadura transversal a disponer en la extensión dada por el artículo 2.3.5. en ambos extremos, deberá cumplir lo especificado en el artículo 2.3.7.2.1.(a), requiriendo solamente el **70%** de la expresión [2.3-20], pero no menos que la requerida por la expresión [2.3-21]. No se permitirá esta reducción de la armadura transversal, en el capitel de las columnas del primer piso y en la base de las columnas del último piso.

- (b) Zonas Normales: en la zona central de las columnas circulares elásticas, fuera de la extensión dada por el artículo 2.3.5., la armadura transversal a disponer deberá cumplir:
- (i) La separación vertical de estribos circulares o en espiral no deberá exceder el menor valor entre: **10** veces el diámetro de la barra longitudinal que restringe (**10 d_b**), y el mayor entre **1/3** del diámetro de la sección transversal de la columna y **150mm**.
 - (ii) La cantidad de armadura trasversal no será menor que el **50%** de la requerida por la expresión [2.3-20], pero no menos que el **70%** de la requerida por la expresión [2.3-21].

C 2.3.7.1. Columnas rectangulares

C 2.3.7.2. Columnas circulares

(a) Armadura transversal en zonas de formación potencial de rótulas plásticas

Las expresiones [2.3-18] y [2.3-20] tienen implícito un factor de ductilidad de curvatura $\mu_\phi = \phi_u / \phi_y = 20$ y, a menos que se lleven a cabo estudios especiales, este factor no debería ser mayor o suponerse mayor que **20**.

Con bajos niveles de carga axial la necesidad de armadura transversal de confinamiento disminuye y los requerimientos relativos a la prevención del pandeo de las barras longitudinales se vuelven más críticos. La cantidad de armadura transversal requerida para prevenir el pandeo de la armadura longitudinal está dada por la expresión [2.3-19] para estribos rectangulares cerrados o estribos suplementarios de una rama, y por la expresión [2.3-21] caso de estribos circulares o en espiral.

La armadura transversal no deberá ser menor que la mayor de las requeridas para el confinamiento del hormigón, expresiones [2.3-18] y [2.3-20]; y para la prevención del pandeo de las barras longitudinales, expresiones [2.3-19] y [2.3-21].

La cuantía volumétrica ρ_s de armadura transversal en columnas circulares, sean zunchadas o con estribos circulares, es la relación entre el volumen del zuncho o estribo, y el volumen de hormigón, esto es:

$$\rho_s = \frac{4A_{sp}}{d'' s} = \pi \frac{d_{te}^2}{d'' s}$$

Siendo: A_{sp} el área de la sección del zuncho o estribo circular, y d_{te} el diámetro del mismo.

La separación permitida para la armadura transversal: no mayor de **1/4** de la dimensión lateral mínima o del diámetro de la columna, también es para asegurar un adecuado confinamiento del hormigón. Esta máxima separación se mantiene razonablemente

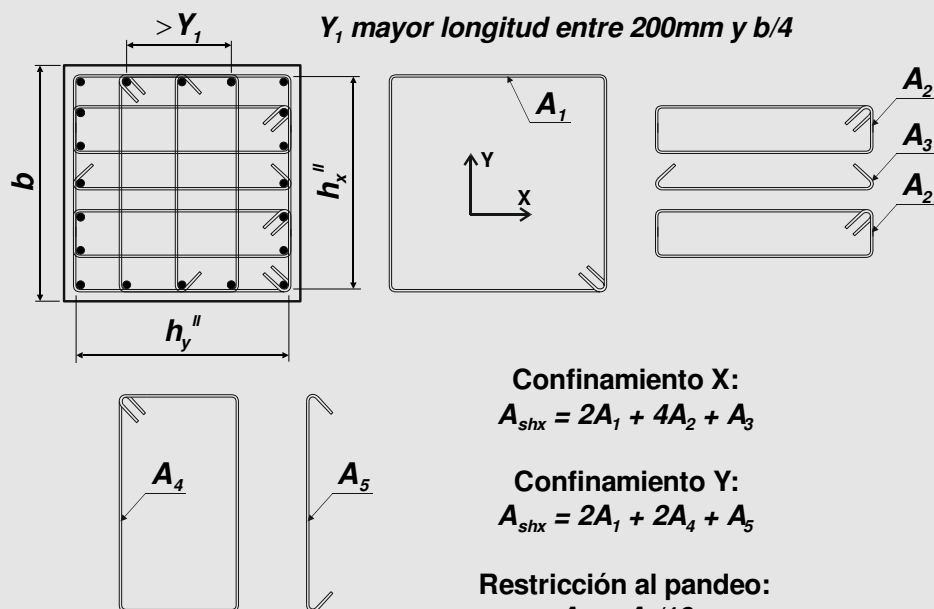
pequeña. Esto es porque el hormigón se confina principalmente por un “efecto arco” entre los estribos y por lo tanto si la separación vertical es demasiado grande una porción importante de hormigón no confinado penetrará en el núcleo de hormigón entre los estribos reduciendo, de esta manera, la sección efectiva de hormigón confinado. La separación máxima es una función de la dimensión de la columna y, por lo tanto, la separación es mayor para secciones más grandes que para secciones más chicas, ya que una mayor penetración del hormigón no confinado entre la armadura transversal tiene un efecto menos importante en la resistencia para secciones más grandes. Los requerimientos en que la separación vertical no debe ser mayor que **6** veces los diámetros de las barras longitudinales son para prevenir el pandeo de estas barras cuando sufran reversiones en fluencia en tracción y compresión, consistentes con un factor de ductilidad de curvatura de al menos **20**. Es bien sabido que tales reversiones de tensiones en el campo plástico causan una reducción del módulo tangente del acero a tensiones relativamente bajas. Debido al efecto Baüschinger y, por lo tanto, se requiere armadura transversal poco espaciada que provea apoyo lateral para prevenir el pandeo de la armadura longitudinal.

En la mayoría de las secciones rectangulares un solo estribo periférico resulta insuficiente para confinar propiamente al hormigón y para restringir lateralmente a las barras longitudinales. Por lo tanto, es necesario disponer estribos yuxtapuestos o combinarlos con estribos suplementarios de una rama. Parece mejor la utilización un número adecuado de estribos yuxtapuestos en vez de un solo estribo periférico con estribos suplementarios de una rama.

Las ramas de los estribos rectangulares y estribos suplementarios de una rama no deben estar muy separadas a través de la sección si se quiere un adecuado confinamiento y una adecuada restricción al pandeo lateral de las barras longitudinales. Sin embargo, no todas las barras longitudinales necesitan estar lateralmente soportadas por un codo de un estribo cerrado o por un estribo suplementario de una rama. Si las barras o grupos de barras que están soportadas por codos en el mismo estribo no distan más de **200 mm** $1/4$ de la dimensión lateral adyacente de la sección transversal, cualquier barra (o conjunto de barras entre ellas) no necesita tener un apoyo lateral efectivo provisto por un codo. Tampoco necesitan un apoyo lateral especial las barras que se encuentren dentro del núcleo de la sección a más de **75 mm** de la cara interna del estribo periférico.

En la Figura C2.10. se presentan diferentes disposiciones de armaduras transversales en columnas de sección cuadrada, se determina la armadura transversal de confinamiento para las dos direcciones principales (A_{sh}) y la armadura mínima de cada rama para cumplir los requisitos de prevención del pandeo de las barras longitudinales (A_{te}). En la Figura C2.10. se supone que: $f_y = f_{yt}$; $s = 6d_b$; Y_1 es igual a la mayor longitud entre **200mm** y $b/4$; y que todas las barras longitudinales poseen área A_b .

CASO A



CASO B

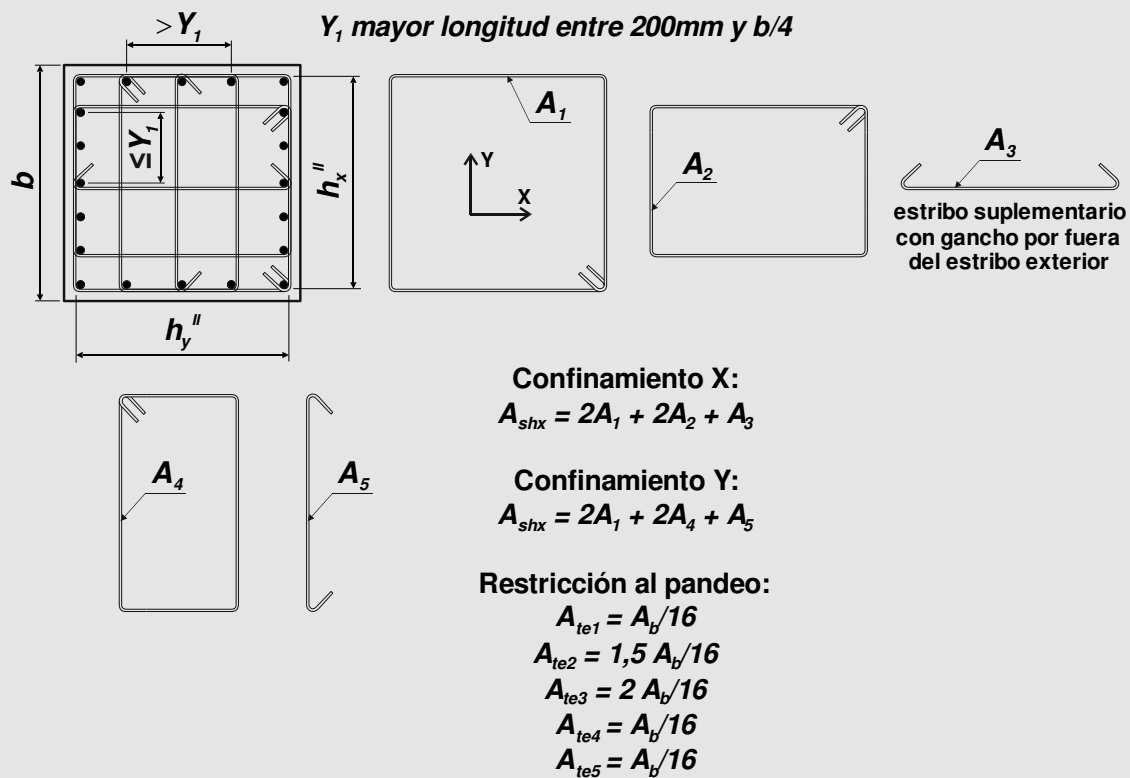
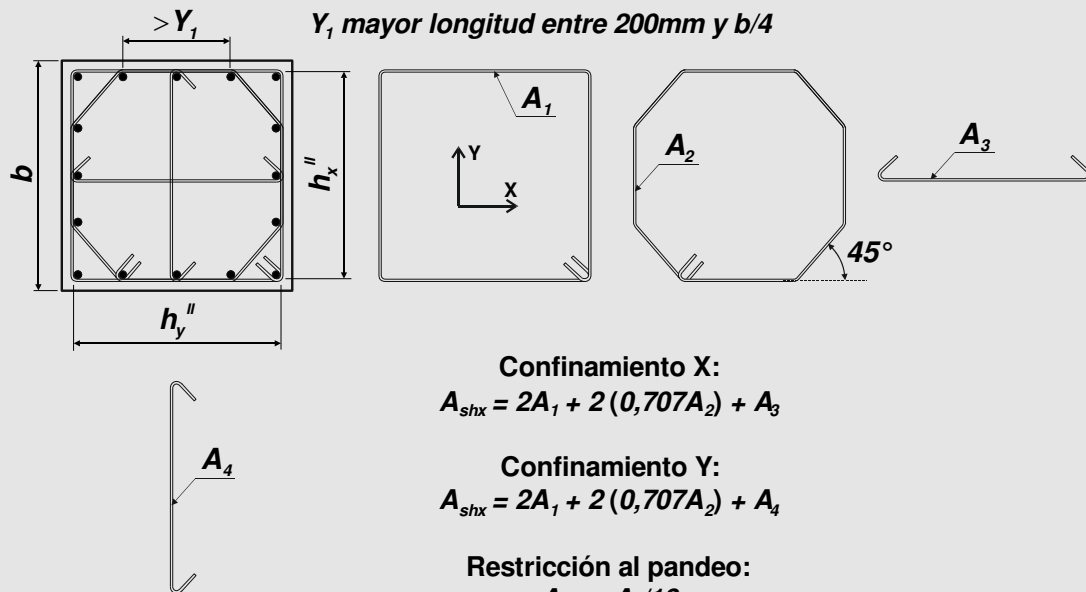


Figura C2.10. Ejemplos de disposición de armadura transversal en zona de rótula plástica en una columna cuadrada, considerando que $f_y = f_{yt}$, y una separación $s = 6d_b$.

CASO C



CASO D

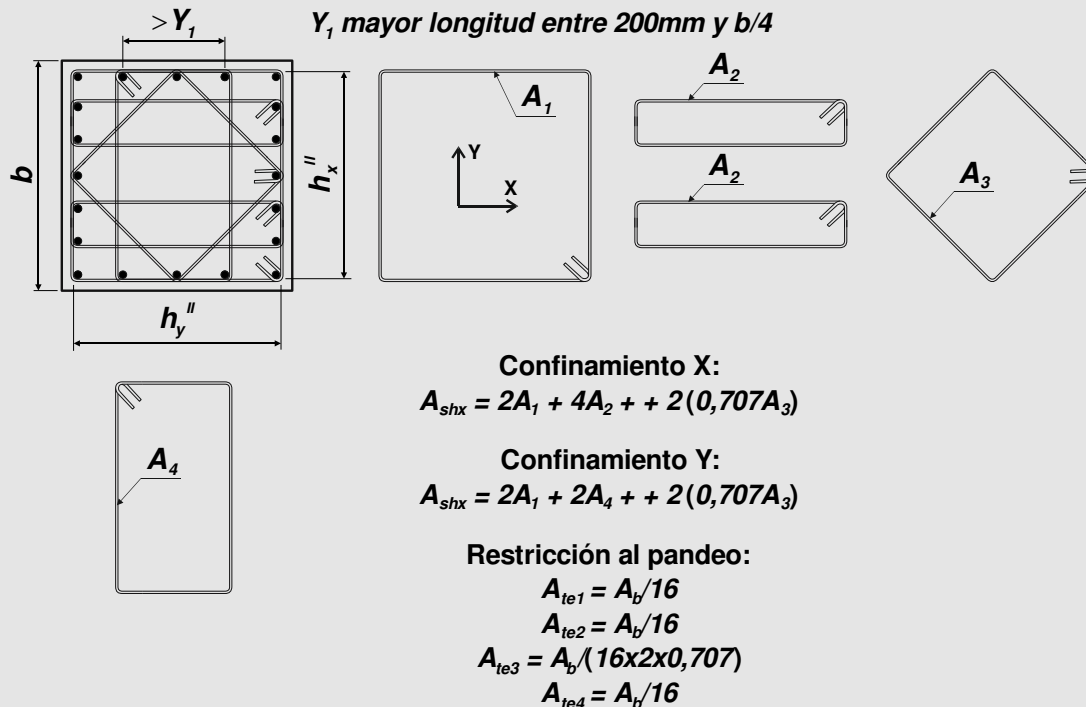


Figura C2.10. (continuación) Ejemplos de disposición de armadura transversal en zona de rótula plástica en una columna cuadrada, considerando que $f_y = f_{yt}$, y una separación $s = 6d_b$.

(b) Armadura transversal en extremos de columnas elásticas

En las columnas que han sido diseñadas por capacidad a fin de disminuir la posibilidad de que se formen rótulas plásticas, se reduce la necesidad de armadura transversal ya que sólo pueden soportar fluencia limitada bajo condiciones extremas. Por lo tanto, se considera que la cantidad de armadura transversal de confinamiento puede reducirse al **70%** de la requerida por las expresiones [2.3-18] y [2.3-20]. Esto posibilitará que la columna logre un factor de ductilidad de curvatura de al menos $\mu_\phi = \phi_u / \phi_y = 10$ por si fuera necesario. Sin embargo, se requiere la protección contra el pandeo de las barras, y algún grado de confinamiento para el hormigón, y por lo tanto son todavía necesarios todos los otros requerimientos de detallado.

Esta reducción de la armadura transversal no se aplica al capitel y base de las columnas del primer piso ya que, en esas zonas, no puede prevenirse el desarrollo de rótulas plásticas. Nótese que el aumento de longitud de las vigas debido a la rotulación plástica puede conducir a la aparición de rótulas plásticas también en el capitel de las columnas del primer piso.

La cantidad de armadura transversal para prevenir el pandeo de las armaduras longitudinales no se reduce, por ello deberá aplicarse el **100%** de las expresiones [2.3-19] y [2.3-21].

(c) Armadura transversal en zonas normales

En las zonas de las columnas que se encuentran alejadas de las zonas de formación potencial de rótulas plásticas, la separación de la armadura transversal puede aumentarse, ya que las barras longitudinales no deberían entrar en fluencia y el hormigón no necesita un confinamiento completo. Esta reducción en la cantidad de armadura transversal no se aplica si las zonas de rótulas plásticas están muy próximas. Por ejemplo, para una columna con $P_u > 0,50 \phi f'_c A_g$ en un pórtico donde la relación entre la luz libre de la columna y la mayor dimensión lateral de la sección transversal es **6** o menos, toda la altura de la columna está dentro de las dos zonas de formación potencial de rótulas plásticas y por lo tanto deberá confinarse al hormigón completamente.

2.3.7.3. Columnas con alta relación A_g/A_c

Cuando en una columna, rectangular o circular, se cumpla que $A_g/A_c \geq 1,50$ deberá verificarse que el núcleo confinado de la columna resiste las solicitaciones requeridas. Podrá considerarse el aumento de la resistencia del hormigón por confinamiento.

2.3.7.4. Ubicación del estribo

La distancia entre el primer espiral o estribo en la columna, y el correspondiente dentro del nudo viga-columna, no excederá **6** veces el diámetro de la barra longitudinal de la columna (**6 d_b**) que restringe.

C 2.3.7.4. Ubicación del estribo

En la vecindad de la armadura de la viga que pasa a través de, o se ancla en los nudos viga-columna, algunas barras de la columna pueden no estar adecuadamente restringidas para prevenir el pandeo lateral porque la distancia entre el primer estribo en la columna y el del nudo, puede ser excesiva. Las barras típicas afectadas son las de esquina de columnas interiores donde el ancho de las vigas es menor que el ancho de la columna, o aquellas que están el perímetro donde no llega viga a la columna. En tales casos puede ser necesario

poner estribos a las barras afectadas de la columna para asegurar que su longitud no soportada no sea mayor que $6 d_b$.

2.3.7.5. Contribución a la resistencia al corte

Se admite que los estribos dispuestos de acuerdo con los artículos 2.3.7.1., 2.3.7.2. y 2.3.7.3. contribuyen, además, a la resistencia al corte de la columna.

C 2.3.7.5. Contribución a la resistencia al corte

Se puede admitir que la armadura transversal de confinamiento contribuye a la resistencia al corte del componente, y al confinamiento de empalmes por yuxtaposición, si efectivamente atraviesa la sección.

Esto es, los estribos interiores paralelos a la dirección del esfuerzo de corte y que pasan alrededor de sólo unas pocas barras longitudinales, no son efectivos como armadura de corte si no se extienden hasta cerca de las fibras extremas en tracción o compresión de la sección transversal. Nótese que es esencial controlar la armadura de corte ya que los requerimientos de corte pueden ser mayores que los requerimientos de confinamiento.

2.3.8. Diseño a corte

El diseño a corte de columnas deberá responder a la siguiente expresión:

$$V_d = \phi V_n \geq V_u \quad [2.3 - 22]$$

Donde el **factor de reducción de resistencia ϕ** deberá determinarse según el artículo 2.3.8.1, la **resistencia nominal a corte V_n** deberá determinarse según el artículo 2.3.8.3., y la **resistencia requerida a corte V_u** deberá determinarse según el artículo 2.3.8.1.

2.3.8.1. Resistencia requerida a corte - V_u -

2.3.8.1.1. Columnas donde se permite la formación de rótulas plásticas

El esfuerzo de corte último (V_u) en columnas donde se prevea la formación de rótulas plásticas, deberá evaluarse de acuerdo con lo siguiente:

- (i) Si se prevé la formación de rótulas plásticas en ambos extremos de la columna:

$$V_u = \frac{M_o^{c\ base} + M_o^{c\ capitel}}{L_n} \quad [2.3 - 23]$$

- (ii) Si se prevé la formación de una rótula plástica en uno de los extremos:

$$V_u = \frac{M_u + M_o^c}{L_n} \quad [2.3 - 24]$$

Donde M_u se obtiene según la expresión [2.3-8] para el extremo de columna donde no se espera la formación de rótula plástica.

La capacidad flexional en el desarrollo de la sobrerresistencia de las secciones de columnas donde se prevea la formación de rótulas plásticas (M_o^c) deberá evaluarse teniendo en cuenta el incremento de la resistencia a tracción del acero y el incremento de la resistencia a compresión del núcleo de la columna debido al confinamiento, de acuerdo con:

$$M_o^c = \left[\lambda_o + 2 \left(\frac{P_u}{f_c A_g} - 0,10 \right)^2 \right] M_n^c \quad [2.3 - 25]$$

Donde el segundo término entre corchetes de la expresión [2.3-25], deberá considerarse igual a cero si el esfuerzo axial último P_u es de tracción, o cuando siendo de compresión se verifique que $P_u / (f_c A_g) \leq 0,10$.

En este caso, el esfuerzo de corte último se utilizará junto con un factor de reducción de resistencia $\phi=1,00$.

C 2.3.8.1.1. Columnas donde se permite la formación de rótulas plásticas

En el caso de columnas donde, según el mecanismo de colapso elegido, se prevea la formación de una rótula plástica en uno de los extremos solamente, se debe aplicarse la expresión [2.3-24].

En el cómputo de la capacidad flexional en el desarrollo de la sobrerresistencia de secciones de columnas, deberá tenerse en cuenta no sólo la sobrerresistencia del acero λ_o , sino también la provista por el hormigón confinado de acuerdo con la expresión [2.3-25].

2.3.8.1.2. Columnas donde no se permite la formación de rótulas plásticas

El esfuerzo de corte último (V_u) en columnas donde no se prevea la formación de rótulas plásticas en sus extremos, deberá evaluarse de acuerdo con lo siguiente:

- (i) En los pisos superiores de pórticos planos:

$$V_u = 1,30 \phi_o^b V_E^c \quad [2.3 - 26]$$

- (ii) En los pisos superiores de pórticos espaciales:

$$V_u = 1,60 \phi_o^b V_E^c \quad [2.3 - 27]$$

Deberá adoptarse el mayor valor de ϕ_o^b correspondiente a base o capitel de la columna en el piso considerado.

En este caso, el esfuerzo de corte último se utilizará junto con un factor de reducción de resistencia $\phi=1,00$.

C 2.3.8.1.2. Columnas donde no se permite la formación de rótulas plásticas

En columnas donde no se permite la formación de rótulas plásticas, el esfuerzo de corte último puede estimarse a partir del gradiente del diagrama de momentos a lo largo de la columna. El mínimo esfuerzo de corte a considerar es ϕ_o^b veces el corte derivado de un análisis elástico de la estructura ante fuerzas sísmicas horizontales solamente.

Se debe tener en cuenta, sin embargo, una distribución desproporcionada de los momentos impartidos por las vigas a las secciones de las columnas ubicadas por debajo y por encima del nudo, que pudiera dar un gradiente un poco mayor que el que resulta del análisis elástico. Se considera apropiado un **20%** de aumento por esta causa.

Por otro lado, es necesario reconocer las consecuencias más serias de una falla por corte. En tal sentido se incorpora un factor adicional **0,90/0,85** que reconoce los factores pertinentes de reducción de resistencia dados en el artículo 1.5.1.2., arribándose a la expresión [2.3-26].

Para tener en cuenta la posibilidad de que la acción sísmica actúe en dirección oblicua, en el caso de pórticos espaciales, el factor **1,30** se aumenta a **1,60** de acuerdo con lo estipulado en la expresión [2.3-27].

2.3.8.1.3. Límite inferior del esfuerzo de corte último

El esfuerzo de corte último (V_u) en la columna no podrá ser menor que **1,70** veces el esfuerzo de corte derivado de la aplicación de las fuerzas sísmicas solamente: $V_u \geq 1,70 V_E^c$.

C 2.3.8.1.3. Límite inferior del esfuerzo de corte último

Teniendo en cuenta que la sobrerresistencia de un pórtico es al menos igual al **50%** por encima del nivel mínimo especificado, se requiere que la capacidad nominal al corte de una columna sea al menos un poco mayor.

2.3.8.2. Máxima resistencia requerida a corte V_u en zonas de formación potencial de rótulas plásticas

En las zonas de formación potencial de rótulas plásticas, en la extensión dada por el artículo 2.3.5, la resistencia requerida a corte (V_u) no deberá exceder los siguientes límites:

$$V_u \leq 0,16 f'_c A_{cv} \quad [2.3 - 28.a]$$

$$V_u \leq 0,85 \sqrt{f'_c} A_{cv} \quad [2.3 - 28.b]$$

En ningún caso deberán tomarse valores de f'_c mayores que **50 MPa**.

2.3.8.3. Resistencia nominal a corte - V_n -

La resistencia nominal a corte V_n deberá determinarse según la siguiente expresión:

$$V_n = V_c + V_s \quad [2.3 - 29]$$

Donde la resistencia proporcionada por el hormigón V_c deberá determinarse según el artículo 2.3.8.3.1., y la resistencia proporcionada por la armadura de corte V_s deberá determinarse según el artículo 2.3.8.3.2.

2.3.8.3.1. Resistencia proporcionada por el hormigón - V_c -

La resistencia nominal a corte proporcionada por el hormigón V_c deberá determinarse según la siguiente expresión:

$$V_c = v_c A_{cv} \quad [2.3 - 30]$$

Donde el área efectiva de corte A_{cv} deberá determinarse:

- (i) En secciones rectangulares, T , L o I , como el producto del ancho efectivo del alma b_w , y la altura útil de la misma d , según cada dirección considerada, despreciando la colaboración de las alas.
- (ii) En secciones octogonales, circulares, elípticas o similares; como el área encerrada por el perímetro externo de la armadura transversal.

La tensión nominal de corte provista por el hormigón v_c , deberá tomarse como:

- (a) En las zonas críticas de todas las columnas, en la extensión dada por el artículo 2.3.5.:

$$v_c = 3 k_a v_b \left[\frac{P_u}{f'_c A_g} - 0,10 \right] \geq 0 \quad [2.3-31.a]$$

Donde $P_u / (f'_c A_g)$ no deberá adoptarse mayor que **0,30**.

- (b) En las zonas normales de todas las columnas, cuando P_u sea de compresión:

$$v_c = k_a v_b \left[1 + \frac{3 P_u}{f'_c A_g} \right] \quad [2.3-31.b]$$

Donde $P_u / (f'_c A_g)$ no deberá adoptarse mayor que **0,30**.

- (c) En las zonas normales de todas las columnas, cuando P_u sea de tracción:

$$v_c = k_a v_b \left[1 + \frac{12 P_u}{f'_c A_g} \right] \geq 0 \quad [2.3 - 31.c]$$

Donde P_u deberá tomarse con signo negativo para tracción.

Donde k_a es un factor que depende del tamaño máximo del agregado: $k_a = 1,00$ para agregados de tamaño máximo igual o mayor que **20mm**; $k_a = 0,85$ para agregados de tamaño máximo igual o menor que **10mm**; se deberá interpolar linealmente para valores intermedios del tamaño máximo del agregado.

La tensión de corte básica v_b , deberá determinarse según la siguiente expresión:

$$v_b = (0,07 + 10 \rho_{ef}) \sqrt{f'_c} \leq 0,20 \sqrt{f'_c} \quad [2.3 - 32]$$

Para la determinación de v_b no deberán tomarse valores de f'_c mayores que **50 MPa**.

La cuantía efectiva de la armadura longitudinal traccionada de la columna ρ_{ef} , deberá evaluarse usando el área bruta de sección de la columna (A_g), y el área de armadura longitudinal en el sector comprendido entre el borde traccionado de la sección y una línea, paralela al borde traccionado, localizada a **1/3** de la altura útil d de la sección medida a partir de la armadura traccionada más alejada del eje neutro.

C 2.3.8.3.1. Resistencia proporcionada por el hormigón - V_c -

Para la determinación del área efectiva de corte A_{cv} se deberá despreciar la colaboración de las alas en secciones **T**, **L** o **I**. En secciones octogonales, circulares, elípticas o similares; A_{cv} se tomará como el área encerrada por el perímetro externo de la armadura transversal. Ver la Figura C2.11.

En las zonas críticas de todas las columnas, en la extensión dada por el artículo 2.3.5., donde según el mecanismo de colapso elegido se prevea o no la formación de una rótula plástica, cuando el esfuerzo axial de compresión es pequeño, esto es, cuando $P_u / (f'_c A_g) \leq 0,10$ el valor de v_c debe tomarse igual a cero como en el caso de vigas sin carga axial. Para esfuerzos de compresión mayores, la expresión [2.3-31.a] da un incremento gradual de la contribución del hormigón a medida que aumenta el esfuerzo de compresión.

Cuando se compute v_c y P_u , es necesario asegurar que correspondan a la misma combinación de estados de carga. En la expresión [2.3-31.a], P_u deberá ser el valor mínimo consistente con el esfuerzo de corte actuante.

La contribución del hormigón a la resistencia al corte en zonas normales, viene dada por las expresiones [2.3-31.b] y [2.3-31.c]. Esta contribución aumenta cuando existe compresión axial y disminuye en presencia de tracción axial. El segundo término de la expresión [2.3-31.c] es siempre negativo.

La cuantía efectiva de la armadura longitudinal traccionada de la columna ρ_{ef} , deberá evaluarse según:

$$\rho_{ef} = \frac{A_{se}}{A_g}$$

Donde A_{se} es el área de armadura longitudinal en el sector comprendido entre el borde traccionado de la sección y una línea, paralela al borde traccionado, localizada a **1/3** de la altura útil d de la sección medida a partir de la armadura traccionada más alejada del eje neutro. Ver la Figura C2.12.

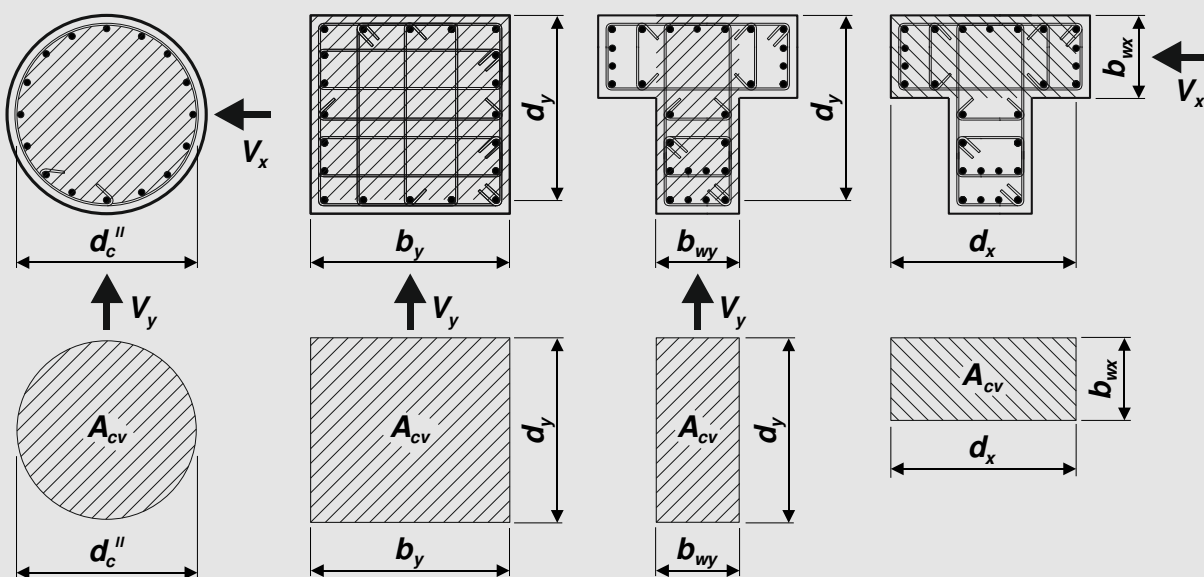


Figura C2.11. Ejemplos para la determinación del área efectiva de corte en columnas.

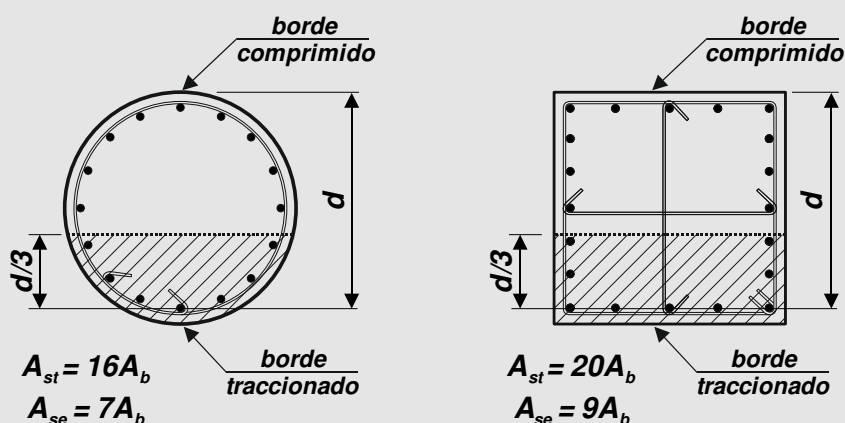


Figura C2.12. Área efectiva de la armadura longitudinal traccionada en columnas.

2.3.8.3.2. Resistencia proporcionada por la armadura - V_s -

La resistencia nominal a corte proporcionada por la **armadura de corte perpendicular al eje de la columna** deberá determinarse según:

- (a) Estribos rectangulares, con o sin estribos suplementarios de una rama:

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{s} \quad [2.3 - 33]$$

En el caso de estribos rectangulares en columnas de sección circular, deberá tomarse d como la longitud de la rama de estribo en consideración.

- (b) Estribos circulares o en espiral:

$$V_s = \frac{\pi A_{v1} f_{yt} d''}{2 s}$$

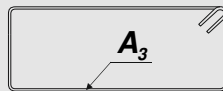
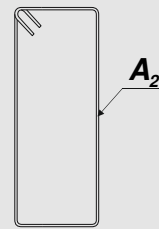
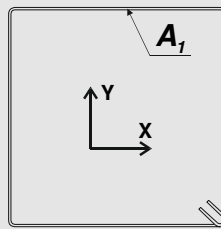
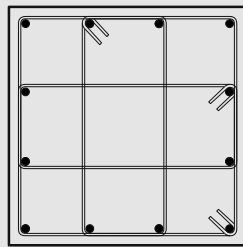
[2.3 - 34]

Donde A_{v1} es el área individual del estribo circular o en espiral.

C 2.3.8.3.2. Resistencia proporcionada por la armadura - V_s -

En la Figura C2.13. se presentan diferentes disposiciones de armaduras transversales en columnas de sección cuadrada, y se determina la armadura de corte total en cada dirección.

EJEMPLO A



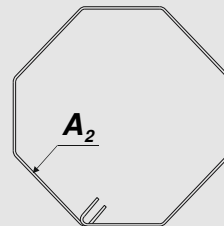
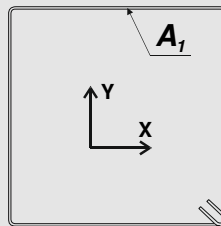
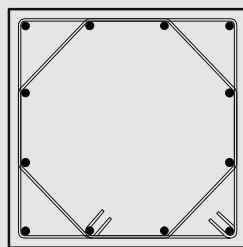
Armadura de corte en X:

$$A_{vx} = 2A_1 + 2(1/3)A_2 + 2A_3$$

Armadura de corte en Y:

$$A_{vy} = 2A_1 + 2A_2 + 2(1/3)A_3$$

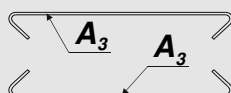
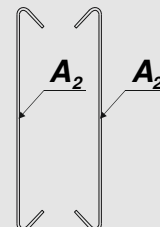
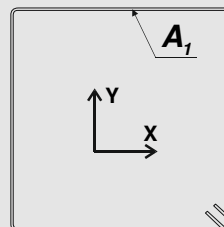
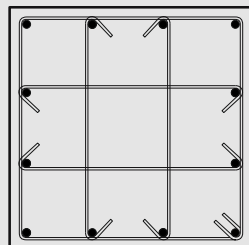
EJEMPLO B



Armadura de corte en X e Y:

$$A_{vx} = A_{vy} = 2A_1 + 2(1/3)A_2 + 4(1/3)0,707A_2$$

EJEMPLO C



Armadura de corte en X:

$$A_{vx} = 2A_1 + 2A_3$$

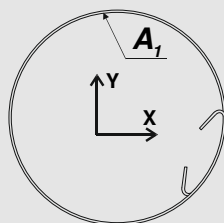
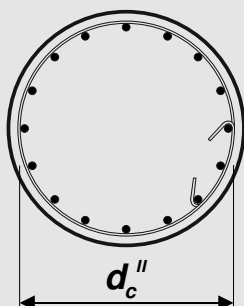
Armadura de corte en Y:

$$A_{vy} = 2A_1 + 2A_2$$

Figura C2.13 Ejemplos para la determinación de la armadura de corte total en columnas cuadradas.

En la Figura C2.14 se muestran diferentes disposiciones de armaduras transversales en columnas de sección circular, y se determina la resistencia nominal a corte V_s proporcionada por esas configuraciones de estribos.

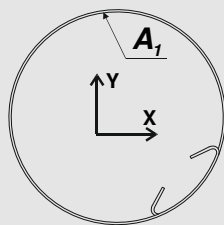
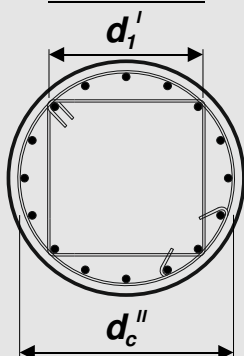
EJEMPLO A



Resistencia nominal a corte
proporcionada por los estribos:

$$V_{sx} = V_{sy} = (\pi/2) A_v f_y (d_c''/s) \quad \text{con } A_v = A_1$$

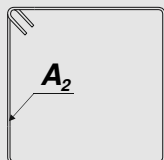
EJEMPLO B



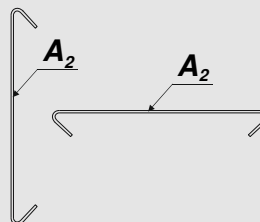
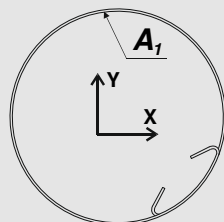
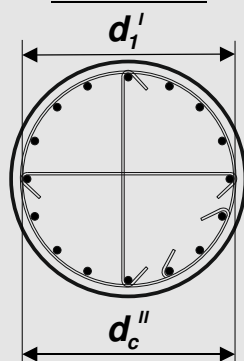
Resistencia nominal a corte
proporcionada por los estribos:

circular: $V_{sx} = V_{sy} = (\pi/2) A_v f_y (d_c''/s) \quad \text{con } A_v = A_1$

rectangular: $V_{sx} = V_{sy} = A_v f_y (d_1'/s) \quad \text{con } A_v = 2A_2$



EJEMPLO C



Resistencia nominal a corte
proporcionada por los estribos:

circular: $V_{sx} = V_{sy} = (\pi/2) A_v f_y (d_c''/s) \quad \text{con } A_v = A_1$

de una rama: $V_{sx} = V_{sy} = A_v f_y (d_1'/s) \quad \text{con } A_v = A_2$

Figura C2.14. Ejemplos para la determinación de la resistencia nominal a corte proporcionada por estribos en columnas circulares.

2.3.9. Armadura de corte

2.3.9.1. Separación máxima de estribos

La separación entre estribos de columnas no deberá ser mayor que:

- (a) Cuando $P_u/(f'_c A_g) \leq 0,12$: como en vigas (artículo 2.2.8.1.)
- (b) Cuando $P_u/(f'_c A_g) > 0,12$: $0,75h_c$ o 600 mm

C 2.3.9.1. Separación máxima de estribos

Se establecen separaciones máximas de estribos para asegurar que los planos potenciales de falla por tracción diagonal estén cruzados por suficientes conjuntos de estribos.

2.3.9.2. Armadura diagonal en zonas de formación potencial de rótulas plásticas

En columnas donde $P_u/(f'_c A_g) \leq 0,10$, con la carga axial mínima de compresión asociada con el corte máximo, deberá aplicarse lo establecido en el artículo 2.2.8.2. Se exceptúan las columnas sometidas a cualquier nivel de compresión axial cuando las barras verticales se encuentren distribuidas en todas las caras de la sección y aquéllas donde las barras verticales se dispongan en forma circular.

C 2.3.9.2. Armadura diagonal en zonas de formación potencial de rótulas plásticas

Las rótulas plásticas que puedan desarrollarse en columnas no se espera que estén sometidas a grandes demandas de ductilidad y, por lo tanto, a fluencia por tracción cíclica reversible. Más aún, al menos para una dirección de la acción sísmica, existirá una considerable compresión axial que cerraría las grandes grietas. También, es probable que la acción de pasador de un número considerable de las barras longitudinales de las columnas, sea más efectiva en las zonas extremas confinadas. Por esta razón los requerimientos del artículo 2.2.8.2. no se aplicarán, cualquiera sea el nivel de compresión axial, cuando las barras verticales, que se consideran que actúan como pasadores, estén uniformemente distribuidas en todas las caras de la sección de la columna o estén dispuestas en forma circular. De no ser así, y cuando $P_u/(f'_c A_g) \leq 0,10$, la columna deberá ser tratada como una viga. Estas columnas normalmente corresponden a edificios bajos o al piso superior de edificios de varios pisos. En la mayoría de los casos es probable que la tensión total de corte en tales columnas no supere $0,25\sqrt{f'_c}$.

Las zonas de rótulas plásticas de columnas sometidas a momento y tracción axial, deberán ser tratadas como las zonas similares de vigas. De esta manera, deberá proveerse armadura de corte diagonal en las zonas críticas extremas de dichas columnas cuando la tensión total de corte sea mayor que $0,25\sqrt{f'_c}$.

Debe notarse que para esta situación se intenta permitir que se forme una rótula plástica y, por lo tanto, debe esperarse una fluencia considerable de la armadura de la columna. Con una gran tracción axial, la profundidad del eje neutro puede ser tan pequeña que el hormigón no estará en contacto en la sección crítica. La recomendación implica que hasta una tensión de corte de $0,25\sqrt{f'_c}$ puede absorberse sólo por acción de pasador.

2.3.9.3. Corte por fricción

Cuando la resistencia al corte en componentes sometidos a acciones sísmicas, deba ser provista por un mecanismo de fricción por corte y la respuesta en el plano crítico de corte permanezca elástica, se aplicará lo especificado en el artículo 11.7. del **Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón – CIRSOC 201 – 2005**. Esta prescripción no es aplicable a las zonas de formación potencial de rótulas plásticas en vigas o columnas.

C 2.3.9.3. Corte por fricción

En componentes sometidos a acciones sísmicas, sólo se deberá utilizar lo estipulado en el artículo 11.7. del **Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón – CIRSOC 201 – 2005** cuando pueda demostrarse que no ocurrirán deformaciones inelásticas cuando se alcance la sobrerresistencia de la estructura.

2.3.10. Anclajes

2.3.10.1. Longitud de anclaje

Para el cálculo de la longitud de anclaje (ℓ_d) se tendrá en cuenta lo establecido en el **Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón – CIRSOC 201 – 2005**, salvo lo correspondiente a los artículos 12.2.5., 12.5.3. y 12.7.1. relacionado con la reducción por la armadura en exceso.

C 2.3.10.1. Longitud de anclaje

Lo estipulado en los artículos 12.2.5, 12.5.3. y 12.7.1. del **Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón – CIRSOC 201 – 2005** referido a la reducción de la longitud de anclaje por la armadura en exceso, es inseguro en zonas adyacentes a las zonas de formación potencial de rótulas plásticas y en los extremos de columnas que se encuentran protegidas por un diseño por capacidad. En tales columnas, la magnitud de las tensiones en las barras longitudinales puede aproximarse a la fluencia.

2.3.10.2. Anclaje efectivo de las barras longitudinales

Cuando las barras longitudinales de la columna terminen en un nudo viga-columna o en un nudo entre columna y elementos de fundación, y cuando se espera que se desarrolle una rótula plástica en la columna, el anclaje de las barras longitudinales de la columna deberá considerarse a partir de la menor longitud entre $1/2$ de la altura de la viga ($h_b/2$) u $8 d_b$, medido desde la cara en la cual las barras de la columna entran en la viga o elemento de fundación. Cuando no se desarrolle rótula plástica en la columna, la longitud de anclaje deberá comenzar desde la cara de la viga donde entran las barras de la columna.

C 2.3.10.2. Anclaje efectivo de las barras longitudinales

Como consecuencia de la penetración de la fluencia desde la cara de la viga hacia su núcleo, la longitud disponible para que las barras de la armadura longitudinal desarrollen su resistencia (longitud de anclaje) se reduce gradualmente durante las reversiones cíclicas de las acciones sísmicas. Para asegurar que la capacidad de la columna se mantenga después de varias incursiones de la estructura en el campo inelástico, se requiere que no se considere para el anclaje una longitud igual a la menor entre la mitad de la altura de la viga $h_b/2$ y $8 d_b$.

Ese requisito no se aplica en las columnas donde no se espera el desarrollo potencial de rótulas plásticas.

2.3.10.3. Posición del anclaje de las barras longitudinales

Ninguna barra de una columna que se ancle en una viga, deberá terminarse dentro del nudo sin un codo a 90° o un dispositivo equivalente de anclaje tan cerca como sea posible a la cara opuesta de la viga y no más cerca que $3/4$ de la altura de la viga ($3/4 h_b$) medido desde la cara donde entran las barras. A menos que una columna se diseñe solamente para resistir esfuerzos axiales, la dirección del tramo horizontal del codo deberá dirigirse siempre hacia la cara opuesta de la columna.

C 2.3.10.3. Posición del anclaje de las barras longitudinales

Cuando las barras se anclan en, o cerca del núcleo de una viga, se requiere que la tensión de aplastamiento desarrollada en el dobléz, se dirija hacia el núcleo para asegurar una transferencia importante de esfuerzos dentro del nudo. Por lo tanto, no se permite doblar las barras fuera del núcleo.

Si en un nudo se desarrollan rótulas plásticas en los extremos de las vigas, cuando una o más barras de armadura longitudinal de la columna se deban anclar en el nudo, es preferible anclar las barras en la misma columna, situación que evita un aumento innecesario de la capacidad flexional de la viga en la zona de rótula plástica.

2.3.10.4. Máximo diámetro de las barras longitudinales

El diámetro de las barras longitudinales pasantes a través de nudos, deberá ser como máximo igual a $1/25$ de la altura de la viga ($h_b/25$).

C 2.3.10.4. Máximo diámetro de las barras longitudinales

En nudos viga-columna, pueden desarrollarse tensiones de adherencia extremadamente altas cuando un pórtico soporta grandes deformaciones inelásticas debido a la acción sísmica. Las barras longitudinales de las vigas son forzadas a fluir en tracción en una cara de la columna y están sometidas a una gran compresión en la cara opuesta.

Existen dos criterios diferentes para limitar el diámetro de las barras longitudinales pasantes. Uno, sostenido por la escuela neocelandesa propende a evitar que las barras deslicen prematuramente en el núcleo del nudo durante desplazamientos cíclicos inelásticos. El otro,

sostenido por la escuela norteamericana, en cambio, permite la pérdida de adherencia dentro del nudo, aceptando que las barras se anclen en la viga opuesta. Este segundo criterio es el que se ha adoptado, porque permite un relajamiento del diámetro de las armaduras longitudinales pasantes, descongestionando el nudo, y permitiendo una mayor facilidad en el colado del hormigón.

2.3.10.5. Extensión de las barras longitudinales en el nudo

Cuando se desarrollen rótulas plásticas en las columnas las barras longitudinales que pasen por un nudo deberán extenderse rectas a través de los mismos. Cuando no se desarrollen rótulas plásticas en las columnas, la pendiente de las barras inclinadas con el eje de la columna no deberá exceder **1 en 6** y deberán disponerse estribos horizontales en el doblez que soporten **1,50** veces el empuje horizontal desarrollado por las barras de la columna a la tensión de fluencia. Estos estribos se adicionarán a los necesarios para resistir el corte.

C 2.3.10.5. Extensión de las barras longitudinales en el nudo

Se intenta prevenir la posibilidad del pandeo lateral de barras dobladas por cambios de sección cuando las barras están en compresión, o la pérdida del recubrimiento de hormigón cuando las barras están en tracción.

2.3.10.6. Anclaje de estribos

Los estribos cerrados rectangulares o circulares, zunchos, y estribos suplementarios de una rama deberán encerrar las barras longitudinales de la columna, estando en contacto con las mismas. Los estribos y zunchos deberán estar anclados por un gancho de al menos **135°**. Alternativamente los extremos del estribo o zuncho podrán soldarse para que desarrollen la resistencia de rotura de la barra.

Los estribos circulares no podrán anclarse con ganchos en la misma barra longitudinal, deberán solaparse en al menos una distancia de **150mm**, se deberá intercalar la posición del solape en altura.

C 2.3.10.6. Anclaje de estribos

Este requerimiento asegura el anclaje del estribo en el interior del núcleo, aun después de la pérdida del recubrimiento. La experiencia del comportamiento de las estructuras ante terremotos severos, y los ensayos de modelos en laboratorio, demuestran que los estribos con ganchos a **90°** no son eficaces.

2.3.11. Empalmes

2.3.11.1. Empalmes por yuxtaposición

Cuando se admita la formación de rótulas plásticas en columnas, el centro del empalme por yuxtaposición deberá ubicarse dentro del cuarto medio de la altura de la columna. Dentro de nudos viga-columna no podrán empalmarse barras por yuxtaposición.

C 2.3.11.1. Empalmes por yuxtaposición

Los empalmes por yuxtaposición no pueden ubicarse dentro de la zona de formación potencial de rótulas plásticas donde las condiciones de anclaje pueden ser muy críticas. Por ello, cuando se admitan rótulas plásticas en los extremos de columnas, deberán evitarse los empalmes por yuxtaposición, de no ser esto posible, el centro del empalme deberá desplazarse hasta el cuarto medio de la altura de la columna.

2.3.11.2. Empalmes soldados o con conectores mecánicos

Para los empalmes soldados o con conectores mecánicos será de aplicación lo especificado en el artículo 2.2.10.2.

2.3.11.3. Confinamiento en los empalmes por yuxtaposición

Para el confinamiento de los empalmes por yuxtaposición será de aplicación lo especificado en el artículo 2.2.10.3. En columnas rectangulares, podrán evitarse los estribos de confinamiento en los empalmes por yuxtaposición de las barras intermedias según lo especificado en el artículo 2.2.10.3. En columnas circulares podrán presentarse dos casos:

- (a) para el caso de empalme paralelo a la circunferencia, ver la Figura 2.18.(a), el valor de A_{tr} deberá considerarse según la expresión [2.2-29];
- (b) para el caso de empalme paralelo al radio, ver la Figura 2.18.(b), cuando $n > 6$, el valor de A_{tr} deberá considerarse como la expresión [2.2-29] incrementada en un factor $n/6$, siendo n el número de barras empalmadas.

2.3.11.4. Empalme de estribos por yuxtaposición

En zonas de formación potencial de rótulas plásticas no deberán empalmarse estribos por yuxtaposición.

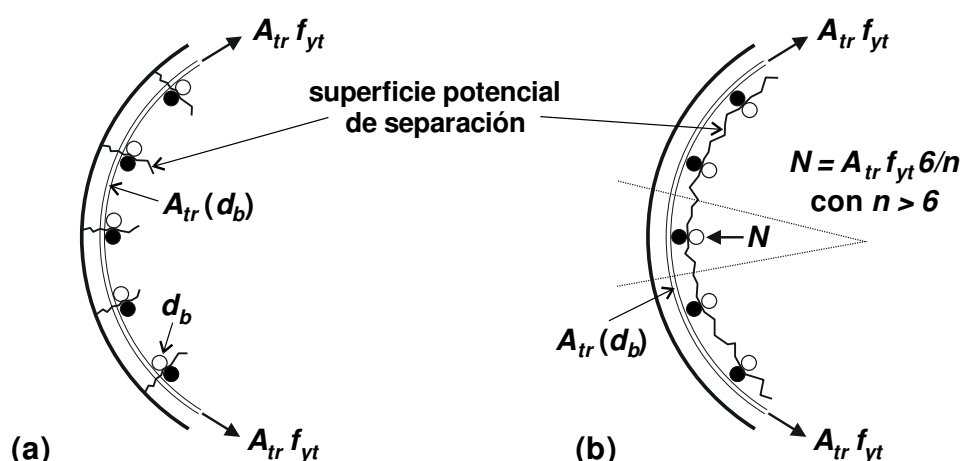


Figura 2.18. Confinamiento en empalmes por yuxtaposición en columnas circulares.

2.4. DISEÑO DE NUDOS VIGA-COLUMNA

2.4.1. Área efectiva del nudo

El área efectiva de corte horizontal en el nudo A_{jh} , y el área efectiva de corte vertical en el nudo A_{jv} , deberán considerarse como:

(a) En columnas rectangulares:

$$A_{jh} = b_j h_c \quad [2.4 - 1]$$

$$A_{jv} = b_j h_b \quad [2.4 - 2]$$

Donde el ancho efectivo del nudo b_j , deberá tomarse como:

(i) Cuando $b_c > b_w$, ver la Figura 2.19.(a), el menor de:

$$b_j = b_c \quad [2.4 - 3]$$

$$b_j = b_w + 0,50 h_c \quad [2.4 - 4]$$

(ii) Cuando $b_c < b_w$, ver la Figura 2.19.(b), el menor de:

$$b_j = b_w \quad [2.4 - 5]$$

$$b_j = b_c + 0,50 h_c \quad [2.4 - 6]$$

(b) En columnas circulares y poligonales, se podrá transformar la sección real de la columna en una sección cuadrada equivalente igualando sus respectivas áreas, y sobre la sección cuadrada equivalente se aplicará lo especificado en el artículo 2.4.1.(a).

- (c) En columnas de sección elíptica, se podrá transformar la sección real de la columna en una sección rectangular equivalente, igualando sus respectivas áreas y manteniendo la relación h_c/b_c igual a la relación entre los diámetros principales de la elipse, y sobre la sección rectangular equivalente se aplicará lo especificado en el artículo 2.4.1.(a).

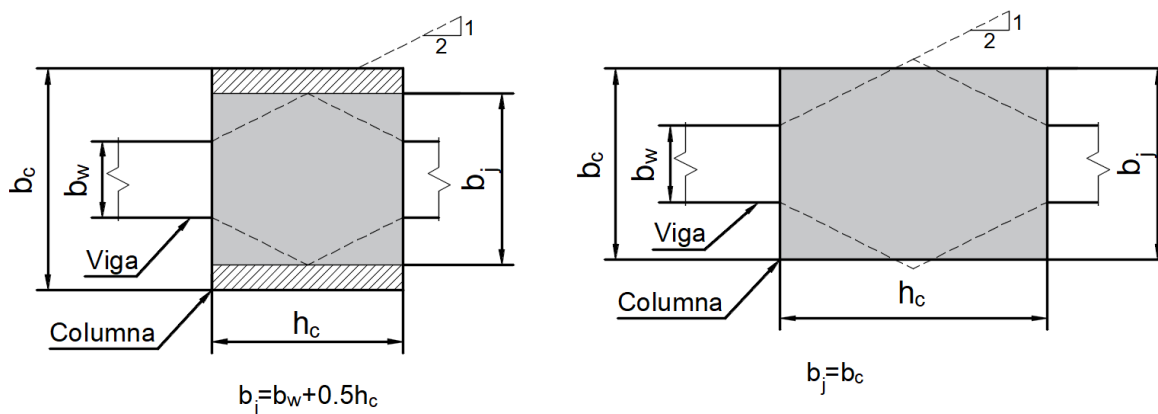


Figura 2.19 (a). Ancho efectivo del nudo. Caso de Ancho de viga, b_w , menor que ancho de columna, b_c .

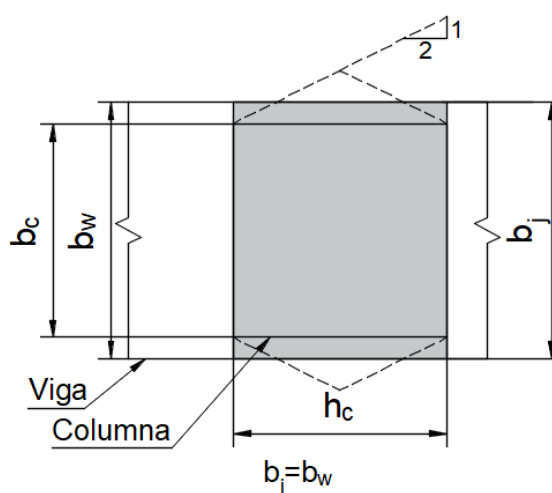


Figura 2.19 (b). Ancho efectivo del nudo. Caso de Ancho de viga, b_w , mayor que ancho de columna, b_c .

2.4.2. Esfuerzo de corte en el nudo

2.4.2.1. Nudos con rótulas plásticas en las vigas

El esfuerzo de corte horizontal en el nudo V_{jh} , deberá calcularse suponiendo que las secciones de las vigas que concurren al nudo desarrollan su sobrerresistencia flexional en la cara de la columna, del equilibrio de cuerpo libre del nudo, ver la Figura 2.20., se obtiene:

$$V_{jh} = T_s + C'_s + C'_c - V_{col} \quad [2.4 - 7]$$

El esfuerzo de corte en la columna V_{col} deberá evaluarse según el artículo 2.4.2.3.

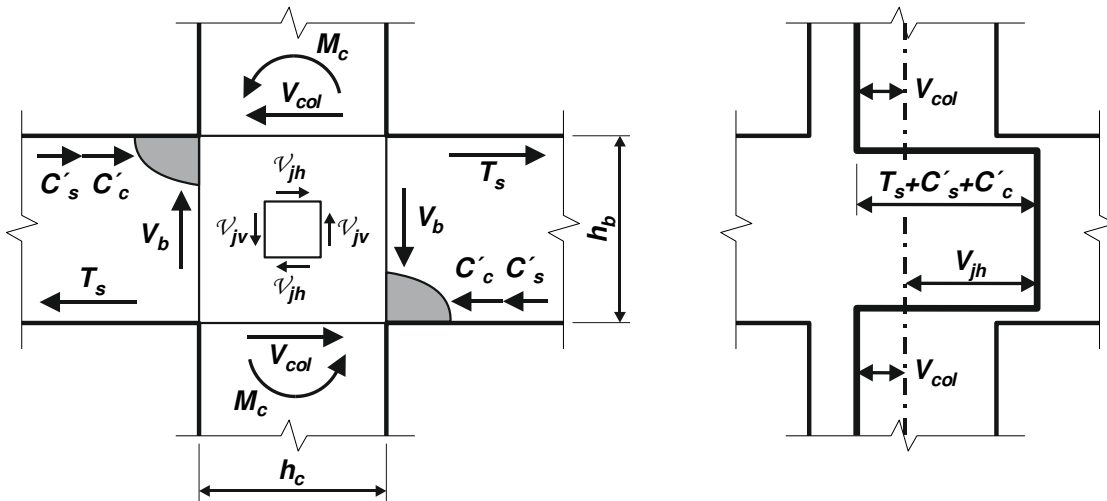


Figura 2.20. Diagrama de cuerpo libre de un nudo interior con vigas armadas convencionalmente.

- (a) Para nudos internos, con rótulas plásticas en las secciones extremas de las vigas, cuando la armadura de la viga es continua en el nudo y está dispuesta de forma convencional, el corte horizontal en el nudo V_{jh} se evalúa según:

$$V_{jh} = \lambda_o f_y (A_s + A'_s) - V_{col} \quad [2.4 - 8]$$

Cuando las vigas posean armaduras distintas a ambos lados del nudo, dispuestas de forma convencional, en la expresión [2.4-8] deberá considerarse el mayor valor entre: la suma de la armadura A_s de la viga izquierda y A'_s de la viga derecha ($A_{si} + A'_{sd}$), o la suma de la armadura A'_s de la viga izquierda y A_s de la viga derecha ($A'_{si} + A_{sd}$).

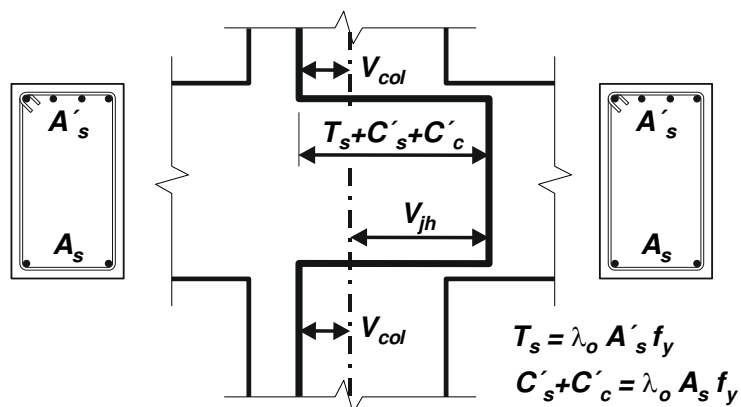


Figura 2.21. Corte horizontal en un nudo interno, con viga armada convencionalmente.

- (b) Para nudos internos, con rótulas plásticas en las secciones extremas de las vigas, cuando la armadura de la viga es continua en el nudo y está distribuida en las caras laterales, el corte horizontal en el nudo V_{jh} se evalúa según:

$$V_{jh} = \lambda_o f_y (A_{s1} + A_{s2}) - V_{col} \quad [2.4 - 9]$$

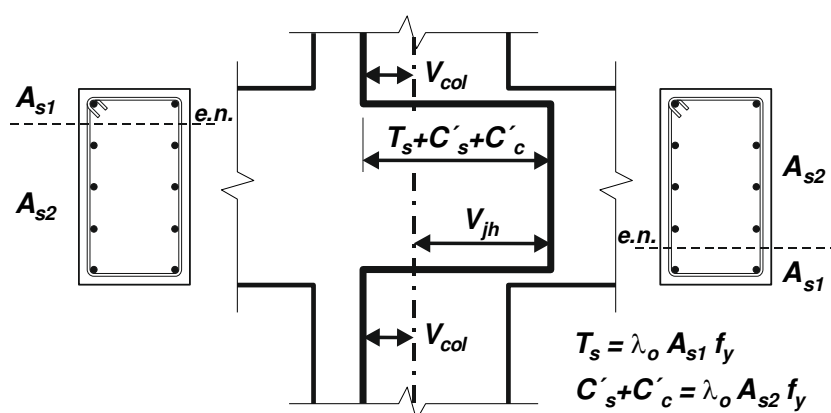


Figura 2.22. Corte horizontal en un nudo interno, con vigas con armadura en las caras laterales.

- (c) Para nudos externos, con rótula plástica en la sección extrema de la viga, cuando la armadura de la viga está dispuesta de forma convencional, el corte horizontal en el nudo V_{jh} se evalúa según:

$$V_{jh} = \lambda_o f_y A_s - V_{col} \quad [2.4 - 10]$$

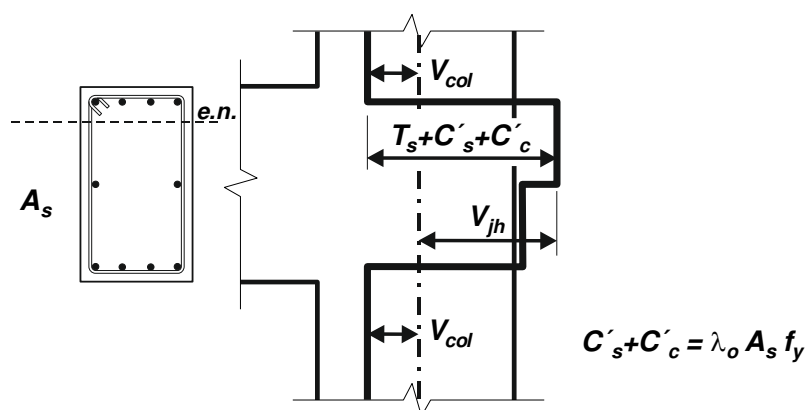


Figura 2.23. Corte horizontal en un nudo externo, con viga armada convencionalmente.

Cuando la viga que concurre al nudo posea armadura superior e inferior distintas, deberá considerarse A_s como la mayor entre ambas.

2.4.2.2. Nudos con rótulas plásticas en las columnas

El esfuerzo de corte horizontal en el nudo V_{jh} , para nudos internos o externos, deberá calcularse suponiendo que las secciones de las columnas que concurren al nudo desarrollan su sobrerresistencia flexional en la cara de la viga, resultando:

$$V_{jh} = \frac{M_o^{c\ supn} + M_o^{c\ infn}}{h_b} - V_u \quad [2.4 - 11]$$

Siendo, $M_o^{c\ supn}$ la capacidad en el desarrollo de la sobrerresistencia flexional de la sección de columna superior en el nudo, y $M_o^{c\ infn}$ la correspondiente para la sección de columna inferior en el nudo. Para la determinación de la capacidad en el desarrollo de la sobrerresistencia flexional de la sección de la columna M_o^c se utilizará la expresión [2.3-25].

El esfuerzo de corte último en la columna V_u , determinado según la expresión [2.3-23], se adoptará como el menor valor entre el esfuerzo de corte de la columna superior y el correspondiente de la columna inferior del nudo.

2.4.2.3. Esfuerzo de corte en la columna V_{col}

El esfuerzo de corte en la columna V_{col} asociado al desarrollo de la sobrerresistencia flexional de las vigas, que será utilizado en las expresiones [2.4-7], [2.4-8], [2.4-9] y [2.4-10], deberá determinarse según (ver la Figura 2.24.):

$$V_{col} = 2 \left(\frac{L_{b1}}{L_{nb1}} M_o^{b1} + \frac{L_{b2}}{L_{nb2}} M_o^{b2} \right) / (L_{c1} + L_{c2}) \quad [2.4 - 12]$$

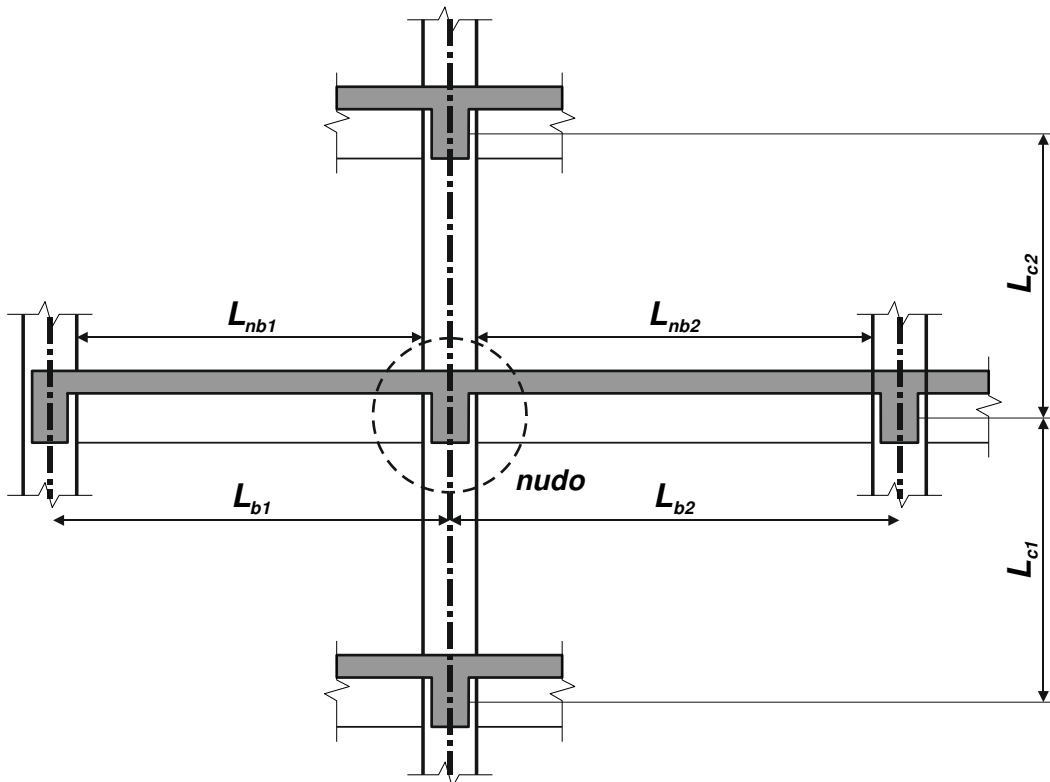


Figura 2.24. Variables para la determinación del esfuerzo de corte en la columna V_{col} para diseño de los nudos.

2.4.3. Máximo esfuerzo de corte horizontal en el nudo

El esfuerzo de corte horizontal en el nudo V_{jh} , no deberá exceder los siguientes límites, en todos los casos $f'_c \leq 50\text{MPa}$:

(a) Para nudos en pórticos planos:

$$V_{jh} \leq 0,25 f'_c A_{jh} \quad [2.4 - 13]$$

(b) Para nudos en pórticos espaciales, en cada dirección independientemente:

$$V_{jh} \leq 0,20 f'_c A_{jh} \quad [2.4 - 14]$$

C 2.4.3. Máximo esfuerzo de corte horizontal en el nudo

Se especifica un límite superior del esfuerzo de corte horizontal en el nudo V_{jh} para salvaguardar al hormigón del núcleo de tensiones excesivas de compresión diagonal.

2.4.4. Anclajes

El diámetro de las barras longitudinales de vigas pasantes a través de nudos deberá ser como máximo igual a $h_c/25$. El diámetro de las barras longitudinales de columnas pasantes a través de nudos deberá ser como máximo igual a $h_b/25$.

C 2.4.4. Anclajes

La limitación del diámetro máximo de las barras longitudinales de vigas y columnas, intenta prevenir una pérdida excesiva de adherencia de las barras dentro del nudo.

2.4.5. Armadura transversal

La armadura transversal en el nudo deberá ser al menos igual a la máxima correspondiente a los extremos de las columnas que concurren al nudo.

C 2.4.5. Armadura transversal

La resistencia al corte de un nudo viga–columna ante cargas horizontales monótonamente crecientes está provista por dos mecanismos: un mecanismo de biela y un mecanismo de celosía. El primer mecanismo está compuesto por una biela de hormigón que atraviesa diagonalmente el nudo. Esta biela es capaz de equilibrar las compresiones transmitidas por el hormigón de vigas y columnas y una parte del esfuerzo de corte transmitido por las barras longitudinales dentro del ancho de la biela. El mecanismo de celosía transmite los esfuerzos de las barras longitudinales de vigas y columnas mediante un campo en compresión diagonal provisto por armaduras horizontales y verticales que equilibran las compresiones generadas en las bielas comprendidas entre grietas.

Existe una importante controversia en relación con la función de la armadura horizontal en un nudo. De acuerdo con la escuela neocelandesa, cuando el nudo se encuentra sometido a

solicitaciones cíclicas reversibles con plastificaciones importantes en las barras de la armadura, la adherencia se ve comprometida y el mecanismo de biela se empieza a deteriorar ya que la biela se encuentra sometida a compresiones en su eje y tracciones normales a su eje. De esta manera, mientras la escuela neocelandesa le asigna un papel preponderante al mecanismo de celosía, la escuela norteamericana, en cambio, se lo da al mecanismo de biela. De acuerdo con lo anterior, para la escuela neocelandesa, la armadura horizontal en un nudo tiene como función resistir el corte horizontal; para la escuela norteamericana, en cambio, la armadura horizontal tiene como función confinar a la biela comprimida de forma de que pueda mantener su resistencia sin degradaciones importantes.

En la versión original de la **Parte II** del **Reglamento INPRES-CIRSOC 103** del año **1983**, se especificaban dos tipos de hormigones sismorresistentes, el denominado hormigón sismorresistente convencional y el hormigón sismorresistente dúctil. Para el diseño de nudos viga–columna, el primero seguía la escuela norteamericana, mientras que el segundo seguía los criterios de la escuela neocelandesa. Este enfoque, pretendía aunar ambas escuelas tratando de que los criterios no fueran excluyentes sino complementarios. Posteriormente, con la puesta en vigencia del Reglamento se comprobó que la aplicación de la teoría neocelandesa conducía frecuentemente a congestiones importantes de armadura, que dificultaban el colado del hormigón. A raíz de esto, se desarrolló un programa experimental en el Laboratorio de Estructuras de **Instituto Nacional de Prevención Sísmica**, donde se comprobó que los nudos armados con los requerimientos de la escuela norteamericana, tenían también un buen comportamiento. Siendo su diseño más simple y su materialización en obra menos dificultosa. Con base en los resultados obtenidos, ya en la edición **1991** de la **Parte II** del **Reglamento INPRES-CIRSOC 103** se adoptaron exclusivamente los criterios de la escuela norteamericana. En esta nueva versión de la **Parte II**, se mantiene el criterio norteamericano de confinamiento.

2.4.6. Armadura vertical

La armadura vertical total en los planos paralelos al de flexión de las vigas deberá disponerse, dentro del ancho efectivo del nudo, entre las barras de esquina de la columna. Dicha armadura A_v^j , deberá tener como mínimo una sección igual al **40%** de la máxima sección de la armadura longitudinal de columna ubicada en un plano perpendicular al de la flexión de las vigas que concurren al nudo, ver la Figura 2.25.

$$A_v^j \geq 0,40 A_{sm\acute{a}x} \quad [2.4 - 15]$$

En el caso de pórticos espaciales, deberán verificarse ambas direcciones principales de análisis.

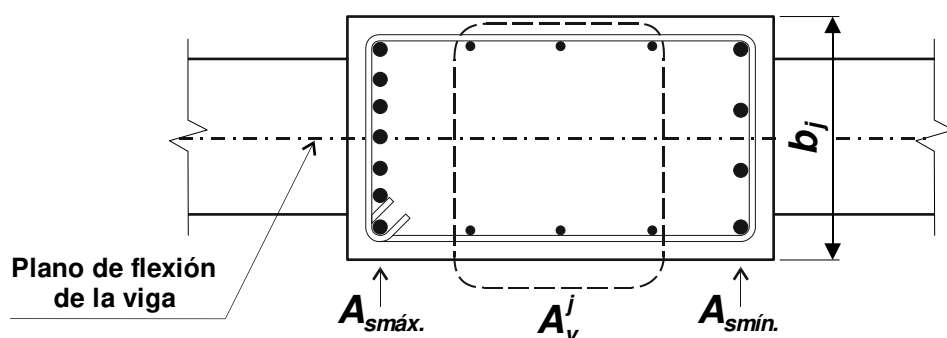


Figura 2.25. Disposición de armadura vertical en nudos.

C 2.4.6. Armadura vertical

La armadura vertical también contribuye al confinamiento del nudo y, al mismo tiempo, completa el mecanismo de celosía.

2.4.7. Nudos con columnas anchas y vigas angostas

Cuando el ancho de la columna sea mayor que el ancho efectivo del nudo especificado en los artículos 2.4.1. o 2.4.8., toda la armadura flexional requerida de la columna deberá ubicarse dentro del área efectiva del nudo ($b_j h_c$). En la columna, fuera del área efectiva del nudo, deberá ubicarse armadura longitudinal adicional según el artículo 2.3.6. y armadura transversal adicional según el artículo 2.3.7.

C 2.4.7. Nudos con columnas anchas y vigas angostas

Cuando, debido a las acciones sísmicas, una viga angosta transmite momentos a una columna ancha, puede ser inseguro suponer que la armadura longitudinal de la columna ubicada alejada del área del nudo, pueda efectivamente participar en la transferencia de momentos entre la columna y la viga. Por lo tanto, la armadura longitudinal de la columna que se requiere que interactúe en un nivel particular con una viga angosta deberá ubicarse dentro del ancho efectivo del nudo. Para resistir las cargas de los pisos superiores, o de vigas que concurren a la columna en la otra dirección, y para satisfacer requisitos mínimos para la distribución de la armadura longitudinal, las barras longitudinales deben también ubicarse fuera del área efectiva horizontal del nudo $b_j h_c$.

Un ejemplo de los detalles pertinentes de la armadura, se muestra en la Figura 2.26. Los requerimientos para la armadura longitudinal y transversal ubicada afuera del área efectiva horizontal del nudo $b_j h_c$ son proveer resistencia torsional y confinamiento.

2.4.8. Nudos excéntricos

El ancho efectivo del nudo (b_j) no deberá tomarse mayor que $0,50 (b_w + b_c + 0,50 h_c) - e$; donde e , es la excentricidad de la viga relativa a la columna a la cual concurre, ver la Figura 2.26.

C 2.4.8. Nudos excéntricos

Para evitar la necesidad de tener que estimar los efectos torsionales en una columna o en un nudo como resultado de la ubicación excéntrica de la viga que transfiere momentos inducidos por la acción sísmica, el ancho efectivo del nudo se reduce artificialmente y, como una concesión, se permite el procedimiento de diseño normal para el nudo y la columna. Se considera que esta restricción permitirá una reserva de resistencia suficiente de afuera del área efectiva del nudo especificada, para absorber con un margen adecuado de seguridad los efectos torsionales. Sin embargo, se justifica ser conservador en el diseño porque el comportamiento de nudos excéntricos no está bien entendido.

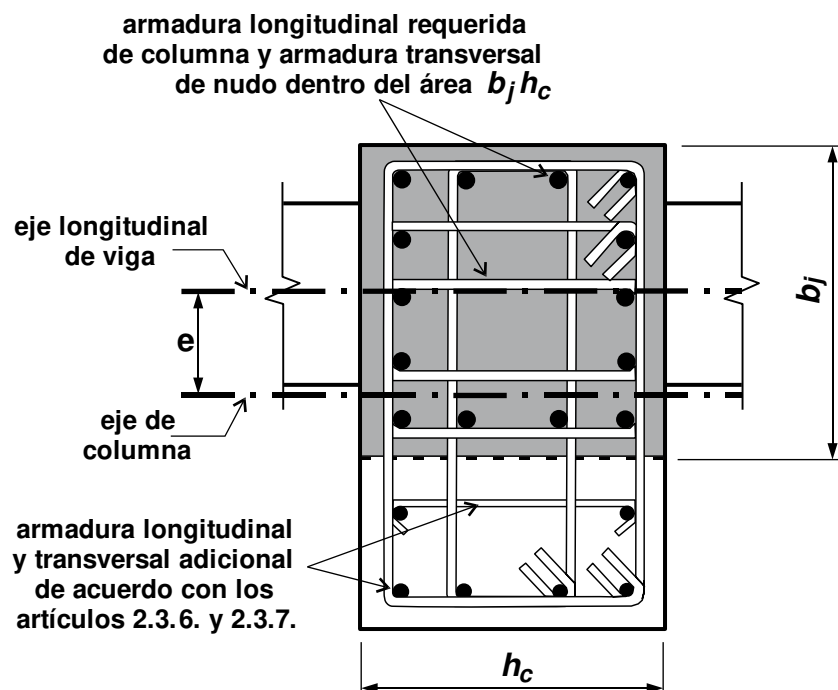


Figura 2.26. Detalle de armaduras en nudos con columnas anchas y vigas angostas.

CAPÍTULO 3. TABIQUES SISMORRESISTENTES DE HORMIGÓN ARMADO

3.0. SIMBOLOGÍA

A	grado de acoplamiento, definido en la expresión [3-1].
A_b	área de la sección de una barra longitudinal individual, en mm^2 .
A_c^*	área del núcleo de hormigón dentro de la zona a confinar, en mm^2 .
A_{cv}	área efectiva de corte, en mm^2 .
A_f	área efectiva de la sección del tabique para determinar la resistencia al corte por fricción, en mm^2 .
A_g	área bruta de la sección transversal, en mm^2 .
A_g^*	área bruta de hormigón de la zona a confinar, en mm^2 .
A_r	relación de aspecto de un tabique ($A_r = h_w/L_w$).
A_{sd}	área de la armadura diagonal en cada dirección, en mm^2 .
A_{sh}	área total de estribos de confinamiento para cada dirección, cerrados y suplementarios de una rama, distribuidos en una longitud h'' y con una separación s_h , en mm^2 .
A_{sw}	área total de la armadura vertical en el alma del tabique, en mm^2 .
A_{te}	área de la sección de una rama de estribo, en mm^2 .
A_{tr}	área de la armadura transversal para lograr la fuerza de cierre en empalmes, en mm^2 .
A_{vf}	área total de armadura perpendicular al plano de corte, en mm^2 .
A_{vh}	área total de estribos de corte en una capa horizontal, en mm^2 .
A_{vv}	área de la armadura vertical de corte, en mm^2 .
A_{wb}	área del elemento de borde, en mm^2 .
I_e	momento de inercia efectivo de la sección transversal, en mm^4 .
I_g	momento de inercia de la sección bruta transversal, en mm^4 .
L_T	distancia entre ejes de tabiques acoplados, en mm .
L_n	altura libre entre pisos u otros apoyos laterales efectivos, o longitud libre de un componente, en mm .
L_w	longitud de un tabique, en mm .
M_d	resistencia de diseño a flexión, en Nmm .

M_{di}	momento adicional provisto por la armadura diagonal, en Nmm .
M_E^w	momento en un tabique producido exclusivamente por la acción sísmica horizontal, en Nmm .
M_n	resistencia nominal de la sección, en Nmm .
M_o^w	capacidad en el desarrollo de la sobrerresistencia flexional en la sección crítica de un tabique ($M_o^w = \lambda_o M_n^w s. crítica = 1,40 M_n^w s. crítica$), en Nmm .
M_u	resistencia requerida a flexión, o momento último, en Nmm .
P_E^w	esfuerzo axial en un tabique producido exclusivamente por la acción sísmica horizontal, en Nmm .
$P_o^{w1,2}$	esfuerzo axial para la determinación de la capacidad en el desarrollo de la sobrerresistencia flexional de la sección crítica en tabiques acoplados, obtenido a partir del corte proveniente de la capacidad flexional de las vigas de acoplamiento, y de la carga axial provista por la carga permanente solamente, en N .
P_{oE}^w	esfuerzo axial inducido por la acción sísmica horizontal en cada uno de los tabiques acoplados, cuando se alcanza la sobrerresistencia de las vigas de acoplamiento, en N .
P_D^w	esfuerzo axial debido a cargas permanentes, determinado con un factor de mayoración igual a 1,00 , en N .
P_u	esfuerzo axial requerido, puede provenir de las combinaciones de carga o criterios de diseño por capacidad, en N .
R	factor de reducción, según el Reglamento INPRES-CIRSOC 103 – Parte I “CONSTRUCCIONES EN GENERAL” .
R_d	factor definido en la expresión [3-43].
V_1	esfuerzo de corte generado por el momento adicional provisto por la armadura diagonal, en N .
V_c	resistencia nominal a corte proporcionada por el hormigón, en N .
V_d	resistencia de diseño a corte, en N .
V_{di}	resistencia adicional al corte por deslizamiento provista por la armadura diagonal, en N .
V_E	esfuerzo de corte provocado por las fuerzas sísmicas horizontales solamente, en N .
V_{oE}	esfuerzo de corte de un tabique, obtenido a partir del desarrollo de la sobrerresistencia flexional en la base del tabique, en N .
V_f	resistencia al corte provista por el mecanismo de fricción por corte, en N .
V_o^b	esfuerzo de corte de sobrerresistencia de la viga de acoplamiento, en N .

V_n	resistencia nominal a corte, en N .
V_s	resistencia nominal a corte proporcionada por la armadura de corte, en N .
V_{sw}	resistencia al corte provista por el mecanismo de pasador, en N .
V_u	resistencia requerida a corte, o corte último, en N .
b	espesor del elemento de borde medido perpendicular a la longitud del tabique, en mm .
b_i	espesor del sector considerado del tabique, en mm .
b_1	espesor del elemento de borde medido según la longitud del tabique, en mm .
b_{cr}	espesor crítico de los elementos de borde de un tabique, en mm .
b_{ec}	ancho efectivo en compresión de las alas de un tabique, en mm .
b_{et}	ancho efectivo en tracción de las alas de un tabique, en mm .
b_f	ancho total del ala de un tabique, en mm .
b_w	espesor del alma de un tabique, en mm .
c	profundidad del eje neutro, en mm .
c'	profundidad de la zona a confinar, en mm .
c_c	profundidad crítica del eje neutro, en mm .
d	altura útil de la sección. Distancia entre la fibra comprimida extrema y el baricentro de la armadura longitudinal más traccionada, en mm .
d_b	diámetro de una barra longitudinal, en mm .
f'_c	resistencia especificada a la compresión del hormigón, en MPa . Según el Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón – CIRSOC 201 – 2005 .
f_y	tensión de fluencia especificada de la armadura longitudinal (corresponde al límite de fluencia nominal de la Norma IRAM-IAS), en MPa .
f_{yt}	tensión de fluencia especificada de la armadura transversal (corresponde al límite de fluencia nominal de la Norma IRAM-IAS), en MPa .
h''	dimensión del núcleo de hormigón confinado medido perpendicular a la dirección de las ramas de los estribos de confinamiento, en mm .
h_b	altura total de la sección de una viga de acoplamiento, en mm .
h_w	altura de un tabique, en mm .
k_{cr}	factor definido en la expresión [3-4].
ℓ_d	longitud de adherencia, en mm .
l_{di}	brazo de palanca de la cupla resistente de la armadura diagonal, en mm .

n	número de pisos.
s_h	separación entre capas de estribos horizontales, en mm .
s_v	separación de la armadura vertical de un tabique, en mm .
ν_c	tensión nominal de corte provista por el hormigón, en MPa .
α	ángulo que forma la armadura diagonal con la horizontal.
λ_o	factor de sobrerresistencia del acero ($\lambda_o=1,40$).
ξ	factor definido en la expresión [3-3].
ρ_l	cuantía de la armadura vertical del sector considerado ($\rho_l = \sum A_b / (b_i s_v)$).
ρ_{le}	cuantía de la armadura vertical del sector extremo de la sección transversal de un tabique sismorresistente en la zona de formación potencial de rótula plástica.
ϕ_o^w	factor de sobrerresistencia flexional en tabiques.
ω_v	factor de amplificación dinámica para tabiques.
ϕ	factor de reducción de resistencia.
μ_f	coeficiente de fricción, según el artículo 11.7.4.3. del Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón – CIRSOC 201 – 2005 .
$\sum A_b$	suma de las áreas de las barras longitudinales del sector del tabique, la sumatoria se extiende sobre las barras longitudinales comprendidas dentro del área - $b_i s_v$ -, en mm^2 .

3.1. CLASIFICACIÓN

3.1.1. Tabiques sismorresistentes en voladizo

Son aquéllos donde el momento de vuelco total en la base se resiste solamente por flexión, ver la Figura 3.1.(a). El mecanismo de colapso se generará por una única rótula plástica en la sección de mayor resistencia requerida a flexión, usualmente situada en la base de los tabiques.

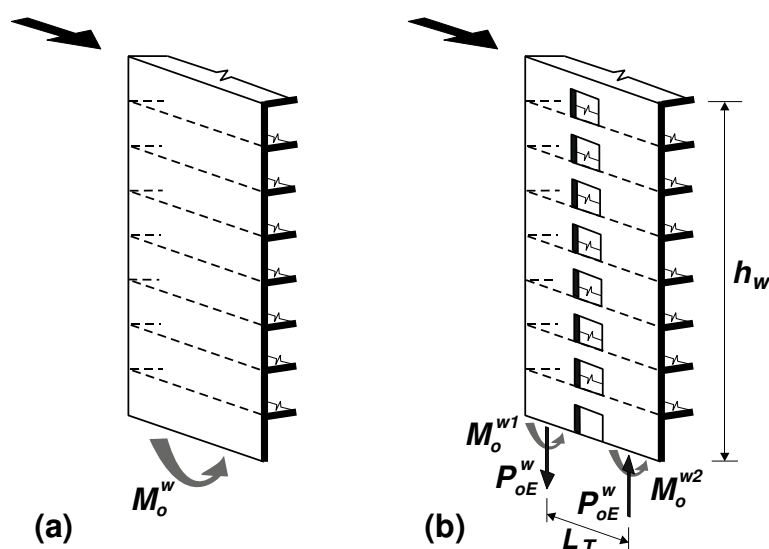


Figura 3.1. Mecanismos de resistencia flexional en tabiques sismorresistentes.

3.1.2. Tabiques sismorresistentes acoplados

Son aquéllos donde el momento de vuelco total en la base se resiste por flexión y por una cupla provocada por esfuerzos axiales, ver la Figura 3.1.(b). El mecanismo de colapso estará constituido por rótulas plásticas en las vigas de acoplamiento y en la sección de mayor resistencia requerida a flexión en cada uno de los tabiques, usualmente situada en la base de los mismos. Para que esto sea posible, las vigas de acoplamiento (según el artículo 3.8.1.) deberán poseer suficiente rigidez y resistencia a fin de que el grado de acoplamiento **A**, definido en la expresión [3-1], esté comprendido entre **1/3** y **2/3**.

$$\frac{1}{3} \leq A = \frac{P_{oE}^w L_T}{P_{oE}^w L_T + \sum M_o^{wi}} \leq \frac{2}{3} \quad [3 - 1]$$

Cuando **A** < **1/3** se considerará cada tabique como voladizo individualmente. Cuando **A** > **2/3** se considerará el conjunto como un único tabique en voladizo con aberturas.

C 3.1. CLASIFICACIÓN

Resulta conveniente clasificar los tabiques sismorresistentes en tabiques en voladizo y tabiques acoplados, ya que cada uno tiene particularidades propias en su diseño. Es importante también cuantificar el grado de acoplamiento a fin de que el diseñador pueda distinguir si está tratando con tabiques acoplados, con dos o más tabiques en voladizo interconectados entre sí, o con un único tabique con aberturas.

Para sistemas con más de dos tabiques acoplados o tabiques acoplados con columnas, el grado de acoplamiento **A** se define como:

$$A = \frac{\sum (P_{oE}^{wi} L_i)}{\sum (P_{oE}^{wi} L_i) + \sum M_o^{wi}}$$

Donde L_i es la distancia desde el baricentro geométrico de cada tabique a un punto auxiliar cualquiera, respecto del cual se calcula el momento global del sistema, ver la Figura C.3.1.

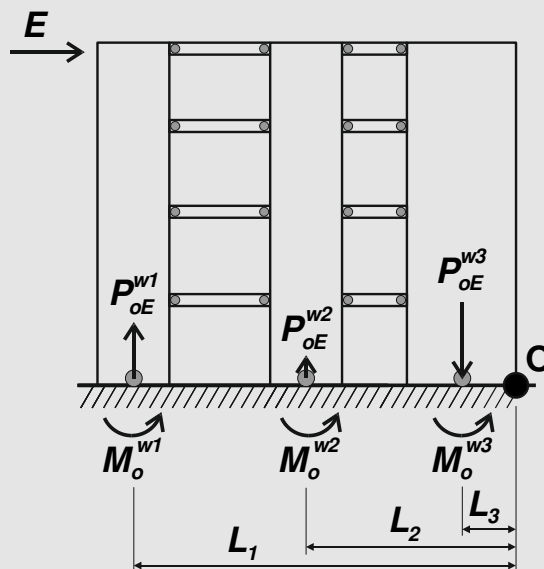


Figura C3.1. Determinación del grado de acoplamiento **A en sistemas con más de dos tabiques acoplados o tabiques acoplados con columnas.**

3.2. CONSIDERACIÓN SECCIONAL

Los tabiques sismorresistentes compuestos por almas, alas y/o elementos de bordes deberán considerarse como unidades monolíticas integradas.

C 3.2. CONSIDERACIÓN SECCIONAL

En el diseño de tabiques sismorresistentes se deberán utilizar los principios aceptados de acción monolítica estructural. Las armaduras de corte y flexión deberán disponerse en cada parte de la sección transversal de acuerdo con los principios básicos establecidos. El diseñador deberá asegurar, usando un detallado apropiado, que la interacción requerida entre las componentes pueda llevarse a cabo cuando se desarrolle la sobrerresistencia flexional y la ductilidad requerida.

3.3. LIMITACIONES DIMENSIONALES

Para evitar el pandeo prematuro fuera del plano de tabiques sismorresistentes de más de dos pisos, con secciones delgadas, en la zona de potencial formación de rótulas plásticas (definida según el artículo 3.5.3.), se aplicarán las limitaciones dimensionales que a continuación se prescriben, ver la Figura 3.2.

C 3.3. LIMITACIONES DIMENSIONALES

En la Parte II anterior (edición 1991), las previsiones relativas al pandeo prematuro del tabique fuera del plano, estaban basadas en conceptos del pandeo Euleriano. Investigaciones teóricas y experimentales, realizadas en Nueva Zelanda, indican que el pandeo potencial fuera del plano en la zona de rótula plástica aparece después que la zona de borde crítica se ha visto sometida a grandes deformaciones inelásticas de tracción. Cuando se revierten las acciones sísmicas, las amplias grietas formadas previamente deben cerrarse antes de que se restablezca la rigidez flexional de la sección, necesaria para la estabilidad. Como consecuencia del cierre irregular de las grietas, se ha observado en este estado, pandeo fuera del plano.

Los parámetros principales que afectan la inestabilidad del tabique bajo tales circunstancias son:

- (a) Las deformaciones máximas de la armadura traccionada, medidas por la ductilidad de curvatura,
- (b) El espesor del tabique en la zona de borde crítica,
- (c) La disposición de la armadura vertical (en una, dos, o más capas),
- (d) La cantidad de armadura vertical en la zona de borde. A medida que la cuantía ρ_l aumenta, se demora el cierre de las grietas formadas previamente,
- (e) La probable longitud de pandeo.

Aunque la relación entre estos parámetros es relativamente simple, las expresiones derivadas de principios fundamentales no conducen a una fácil aplicación para el diseño de rutina. Por ello, las expresiones que figuran en las prescripciones, contienen una serie de simplificaciones que permiten incorporarlas en el proceso de diseño sin pérdida sensible de exactitud.

3.3.1. Cuando se utilicen dos o más capas de armaduras longitudinales, con al menos una capa ubicada cerca de cada una de las caras del tabique sismorresistente, el espesor b de los elementos de borde de la sección del tabique, deberá extenderse al menos la altura total del primer piso y no deberá ser menor que el siguiente valor:

$$b_{cr} = \frac{7k_{cr}(A_r+2)L_w}{1700\sqrt{\xi}} \quad [3 - 2]$$

Siendo:

$$\xi = 0,30 - \frac{\rho_l f_y}{2,50 f'_c} \geq 0,10 \quad [3 - 3]$$

Donde la cuantía de la armadura vertical ρ_l deberá tomarse del elemento de borde solamente, y $k_{cr} = 1,00$ a menos que pueda demostrarse que para tabiques sismorresistentes largos:

$$k_{cr} = \frac{L_n}{(0,25 + 0,055A_r)L_w} < 1,00 \quad [3 - 4]$$

C 3.3.1. Para prevenir el pandeo lateral, el espesor de la zona de borde de la sección del tabique, no puede ser menor que b_{cr} dado por la expresión [3-2], la que es aplicable sólo a tabiques con altura superior a dos pisos.

En la primera etapa del diseño, cuando aún no se establecen las armaduras longitudinales a disponer, y se necesita estimar la estabilidad lateral del tabique en el borde comprimido, en la expresión [3-2] es útil adoptar un valor $\xi = 0,20$, promedio de los posibles valores. Suposición que deberá verificarse luego de establecer las armaduras reales a disponer.

Las demandas de ductilidad de curvatura y, por lo tanto, las máximas deformaciones de tracción, se estiman con la relación de aspecto $A_r = h_w/L_w$ del tabique. El parámetro ξ dado por la expresión [3-3], mide el efecto que tiene la cantidad de armadura vertical traccionada en la zona de borde de la sección transversal del tabique, en restringir el cierre de las grietas cuando el momento se revierte. Cuando la zona de borde está fuertemente armada, de manera que $\rho_l(f_y/f_c) \geq 0,50$, la inestabilidad se vuelve insensible a la cantidad de armadura y, para estos casos, puede tomarse $\xi = 0,10$. En la mayoría de los casos, para tabiques sismorresistentes rectangulares, los requerimientos de corte controlarán el espesor del tabique, y no serán necesarios elementos de borde.

Cuando la longitud de pandeo, que se supone igual a la longitud teórica de la rótula plástica se acerca o supera la altura no soportada del tabique en el primer piso, la limitación dada por la expresión [3-2] se vuelve muy severa. En tales casos, que se encuentran cuando la longitud del tabique relativa a la altura del primer piso es grande, se supone que la longitud de pandeo es igual al **80%** de la altura libre no soportada del tabique. Esto se tiene en cuenta en la expresión [3-4].

En la expresión [3-3], ρ_l debe computarse sólo para la armadura vertical en la zona de borde del tabique.

3.3.2. En tabiques sismorresistentes donde se use sólo una capa de armadura no deberá utilizarse un factor de reducción R mayor que **4** ($R \leq 4,0$). El espesor b de los elementos de borde de la sección del tabique, deberá extenderse al menos la altura total del primer piso y no deberá ser menor que **1,25** veces el requerido de la expresión [3-2].

C 3.3.2. Como consecuencia de que las zonas extremas de tabiques con sólo una capa de armadura no pueden confinarse, y no puede prevenirse el pandeo lateral de las barras después de la pérdida del recubrimiento, sólo podrá asignársele a estos tabiques una capacidad limitada de ductilidad.

Cuando se aplica el criterio del artículo 3.3.1. a tabiques con sólo una capa de armadura, al menos se requiere un **25%** de incremento en el espesor del tabique para prevenir la inestabilidad debida al pandeo fuera del plano. Cuando se desarrollen grandes ductilidades, se necesitará espesores mayores o iguales que **200 mm**, para lo cual el artículo 3.5.4.(c) requiere que se dispongan dos capas de armadura.

3.3.3. Cuando b_{cr} , según los artículos 3.3.1. o 3.3.2., sea mayor que el espesor b_w del alma del tabique ($b_{cr} > b_w$), se deberá proveer un elemento de borde con área A_{wb} tal que:

$$b_{cr}^2 \leq A_{wb} \geq \frac{b_{cr} L_w}{10} \quad [3 - 5]$$

C 3.3.3. Cuando los criterios de estabilidad controlan la geometría de la sección del tabique, será necesario ensanchar el tabique en las zonas de borde. Esto se logra proveyendo elementos de borde con dimensiones suficientes de manera de brindar una adecuada rigidez flexional en los extremos de la sección del tabique. La expresión [3-5] especifica las dimensiones mínimas de tales elementos, y la Figura 3.2. resume las aplicaciones posibles.

3.3.4. La relación entre el espesor del tabique sismorresistente en los bordes extremos y la altura libre del piso L_n , deberá satisfacer la condición siguiente:

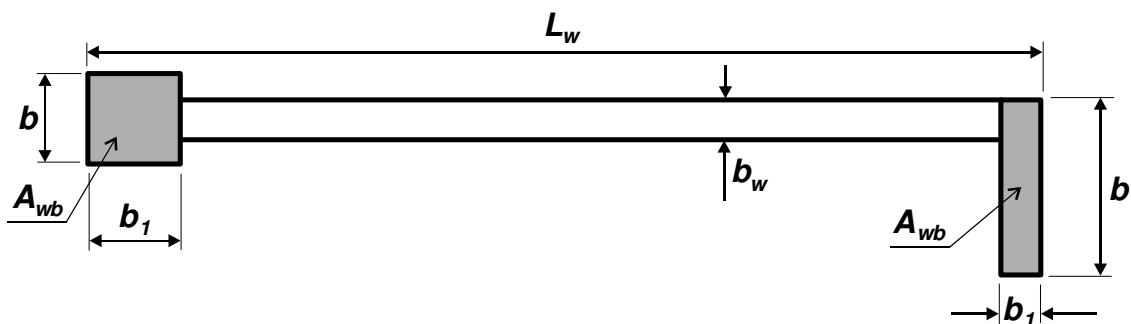
$$\frac{b}{L_n} \geq 0,06 \leq \frac{b_1}{L_n} \quad [3 - 6]$$

C 3.3.4. En el caso de tabiques con relaciones de aspecto pequeñas y bajas demandas de ductilidad, los criterios de estabilidad no serán críticos. En tales casos, lo especificado en el artículo 3.3.1. puede conducir a secciones excesivamente delgadas.

Con lo especificado en el artículo 3.3.4. se asegura que la relación entre el espesor del tabique y la altura libre en zonas de formación potencial de rótula plástica, sea al menos **1/16**.

3.3.5. Las alas de tabiques sismorresistentes con longitudes mayores que **3** veces su espesor y que cumplan con el artículo 3.3.3., deberán satisfacer lo establecido en artículo 3.3.4.

C 3.3.5. El área de un ala que intenta estabilizar el extremo de un tabique, debe determinarse por la expresión [3-5]. Para prevenir el pandeo fuera del plano de alas anchas y delgadas, deberá cumplirse con lo especificado en el artículo 3.3.4. Si la cuantía de la armadura en el ala es grande y el ancho del ala es mayor que tres veces su espesor, la expresión [3-2] controlará el espesor del ala.



$$b \geq b_w \quad b_1 \geq \frac{b_{cr} L_w}{10b} \quad (\text{art. 3.3.3.})$$

$$b \geq b_{cr} \quad (\text{art. 3.3.1 ó 3.3.2.}) \quad b_1 \geq \frac{b_{cr}^2}{b} \quad (\text{art. 3.3.3.})$$

$$b \geq 0,06 L_n \quad (\text{art. 3.3.4.}) \quad b_1 \geq 0,06 L_n \quad (\text{art. 3.3.4.})$$

Figura 3.2. Dimensiones mínimas de los elementos de borde en las zonas de formación potencial de rótulas plásticas.

3.4. RIGIDEZ

Para la estimación de las rigideces deberán tenerse en cuenta los efectos del agrietamiento.

3.4.1. Rigidez efectiva de tabiques

El valor de la rigidez efectiva de la sección debe tener en cuenta los efectos del agrietamiento. Para la determinación de la rigidez efectiva se empleará el momento de inercia efectivo, que se debe obtener de la Tabla 3.1, donde los valores intermedios podrán obtenerse por interpolación lineal. Alternativamente se obtendrá de un análisis seccional, teniendo en cuenta la resistencia nominal y la deformación de fluencia.

Tabla 3.1. Momento de inercia efectivo de la sección de tabiques

Nivel de esfuerzo axial	Momentos de Inercia efectivos de la sección(I_e)
(a) $P_u/(f'_c A_g) \geq 0,20$	$0,45 I_g$
(b) $P_u/(f'_c A_g) = 0,00$	$0,25 I_g$
(c) $P_u/(f'_c A_g) \leq -0,10$	$0,15 I_g$

3.4.2. Rigidez efectiva de vigas de acoplamiento

Para la determinación de la rigidez de vigas de acoplamiento, deberá considerarse un momento de inercia efectivo I_e según la Tabla 3.2., que incluye las deformaciones por corte y la penetración de las deformaciones inelásticas de las barras longitudinales de las vigas en los tabiques sismorresistentes.

Tabla 3.2. Momento de inercia efectivo de la sección de vigas de acoplamiento

Disposición de armadura	L_n/h_b				
	1	1,5	2	3	4
(a) Con armadura convencional (longitudinal y transversal)	$0,05 I_g$	$0,08 I_g$	$0,10 I_g$	$0,14 I_g$	$0,165 I_g$
(b) Con armadura diagonal	$0,10 I_g$	$0,16 I_g$	$0,20 I_g$	$0,28 I_g$	$0,33 I_g$

C 3.4. RIGIDEZ

Para obtener predicciones reales de las deformaciones y de las solicitaciones internas en estructuras estáticamente indeterminadas, y para estimar el periodo de vibración, deben tenerse en cuenta los efectos del agrietamiento en la determinación de la rigidez de los componentes. Aunque los efectos de agrietamiento en la rigidez flexional, varían a lo largo

del componente de acuerdo con las características del diagrama de momentos, pueden adoptarse valores promedio de las propiedades efectivas de las secciones. Estos valores promedios deberán aplicarse a todas las secciones de los componentes prismáticos. Los valores recomendados se muestran en las Tablas 3.1. y 3.2.

3.5. DISEÑO A FLEXIÓN Y ESFUERZO AXIAL

El diseño a flexión y esfuerzo axial de tabiques deberá determinarse para la **resistencia requerida a flexión M_u** y el **esfuerzo axial requerido P_u** según el artículo 3.5.1. El **factor de reducción de resistencia ϕ** deberá determinarse según lo indicado en el artículo 3.5.1.1., y la **resistencia nominal a flexión y esfuerzo axial** deberá determinarse según el artículo 3.5.2.

3.5.1. Resistencia requerida a flexión - M_u - y esfuerzo axial requerido - P_u -

3.5.1.1. Solicitaciones en la sección crítica de formación potencial de rótula plástica

Las solicitaciones últimas en la sección crítica de formación potencial de rótula plástica de un tabique sismorresistente (M_u y P_u) se obtendrán a partir de las combinaciones de estados de carga establecidas en el artículo 1.3., y se utilizarán junto con los factores de reducción de resistencia (ϕ) dados en el artículo 1.5.1.2.

La sección crítica de formación potencial de rótula plástica es la de mayor resistencia requerida a flexión (M_u), usualmente situada en la base de los tabiques sismorresistentes. En estructuras con basamento o subsuelo rígido, la sección crítica se ubica en el borde superior del basamento o subsuelo.

C 3.5.1.1. Solicitaciones en la sección crítica de formación potencial de rótula plástica

De acuerdo con los principios del diseño por capacidad, el momento y el esfuerzo axial requerido en las zonas de formación potencial de rótulas plásticas, debe provenir de las combinaciones de estados de carga, y utilizarse con el correspondiente factor de reducción de resistencia.

En edificios con basamento o subsuelo, de gran rigidez, la sección crítica de formación potencial de rótula plástica en los tabiques sismorresistentes se ubica en el borde superior del basamento o subsuelo, ver la Figura C3.2.

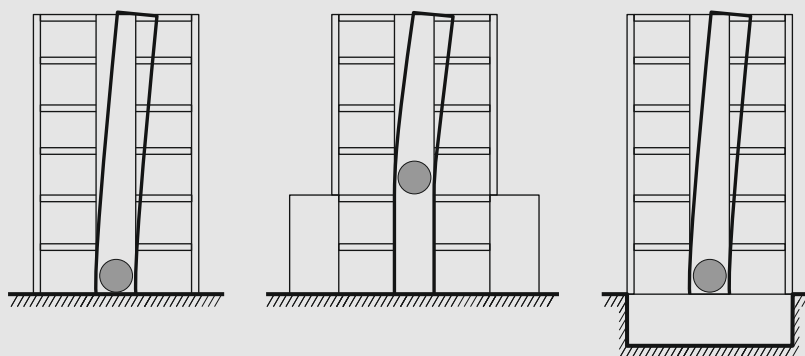


Figura C3.2. Sección crítica en tabiques sismorresistentes.

3.5.1.2. Redistribución de momentos

Se podrán redistribuir las fuerzas sísmicas horizontales y los correspondientes momentos, entre tabiques sismorresistentes, siempre que la fuerza sísmica horizontal en cualquier tabique, no se reduzca en más de un **30%**, y se mantenga el equilibrio de la estructura.

C 3.5.1.2. Redistribución de momentos

Los principios y las razones para la redistribución de momentos entre tabiques sismorresistentes con ductilidad completa, son los mismos que los correspondientes a pórticos sismorresistentes con ductilidad completa.

3.5.2. Resistencia nominal a flexión y esfuerzo axial

3.5.2.1. Hipótesis de diseño

La resistencia nominal a flexión y esfuerzo axial de las secciones transversales de tabiques, deberá basarse en lo establecido en el artículo 10.2. del **Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón – CIRSOC 201 – 2005**.

3.5.2.2. Ancho efectivo de las alas

El ancho efectivo de las alas de un tabique sismorresistente, deberá tomarse igual a:

(a) Para alas traccionadas:

$$b_{et} = h_w + b_w \leq b_f \quad [3 - 7]$$

(b) Para alas comprimidas:

$$b_{ec} = 0,30 h_w + b_w \leq b_f \quad [3 - 8]$$

C 3.5.2.2. Ancho efectivo de las alas

Como en el caso de vigas, también es necesario determinar la sobrerresistencia flexional de la sección crítica de tabiques sismorresistentes. En tabiques con alas, la sobrerresistencia está controlada principalmente por la cantidad de armadura traccionada que se movilizará durante un gran desplazamiento inelástico. Por lo tanto, es necesario estimar el ancho efectivo en tracción. El ancho efectivo en compresión no tiene una influencia importante en la estimación de la sobrerresistencia flexional. La expresión [3-7] se basa en la suposición que los esfuerzos verticales debidos a las tensiones de corte introducidas por el alma del tabique en el ala traccionada, se difunden con una pendiente **1:2 (26,6°)**, ver la Figura C3.3.

Aunque la resistencia a flexión de secciones de tabiques con el ala en compresión es insensible con relación al ancho efectivo supuesto, debe tenerse presente que, después de importantes incursiones por tracción en fluencia, el área de contacto en compresión se achica, con las barras exteriores hacia los extremos del ala todavía con deformaciones de tracción. Por ello, se supone que el ancho efectivo en compresión viene dado por la expresión [3-8].

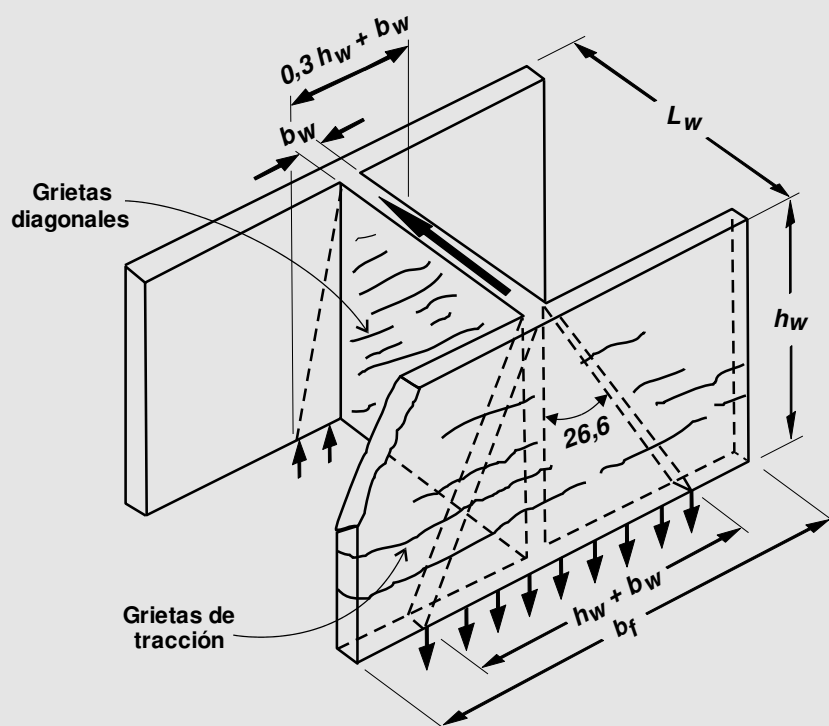


Figura C3.3. Estimación del ancho efectivo de alas en tabiques sismorresistentes.

3.5.3. Longitud de la zona de formación potencial de rótula plástica

La altura de la zona de formación potencial de rótula plástica, medida desde la sección crítica, se extiende una longitud igual a la mayor entre la longitud del tabique (L_w), y $1/6$ de la altura total del tabique ($h_w/6$) pero no mayor que $2 L_w$. Si la sección crítica se ubica por encima de la base del tabique, la altura de la zona de formación potencial de rótula plástica se extiende la longitud mencionada anteriormente hacia ambos lados de la sección crítica.

3.5.4. Armadura longitudinal

(a) **Cuantía máxima de la armadura longitudinal:** En cualquier parte de la sección de un tabique sismorresistente, tanto en la zona de formación potencial de rótula plástica como fuera de la misma, la cuantía de la armadura longitudinal ρ_l deberá cumplir con:

$$\rho_l = \frac{\sum A_b}{b_l s_v} \leq \frac{16}{f_y} \quad [3 - 9]$$

Donde $\sum A_b$ es la suma de las áreas de las barras longitudinales del sector considerado del tabique, la sumatoria se extiende sobre las barras longitudinales comprendidas dentro del área $b_l s_v$.

Cuando sea inevitable la utilización de empalmes por yuxtaposición en los elementos de borde, la cuantía de la armadura longitudinal, incluyendo el área de los empalmes no deberá exceder $21/f_y$.

(b) Cuantía mínima de la armadura longitudinal:

- (i) En los sectores extremos de la sección transversal de un tabique sismorresistente, en una distancia igual a **0,15** veces de la longitud del tabique L_w (ver la Figura 3.3.), en la zona de formación potencial de rótula plástica, la cuantía de la armadura longitudinal ρ_{le} deberá cumplir con:

$$\rho_{le} = \frac{\sum A_b}{b_i s_v} \geq \frac{\sqrt{f'_c}}{2,6 f_y} \quad [3-10]$$

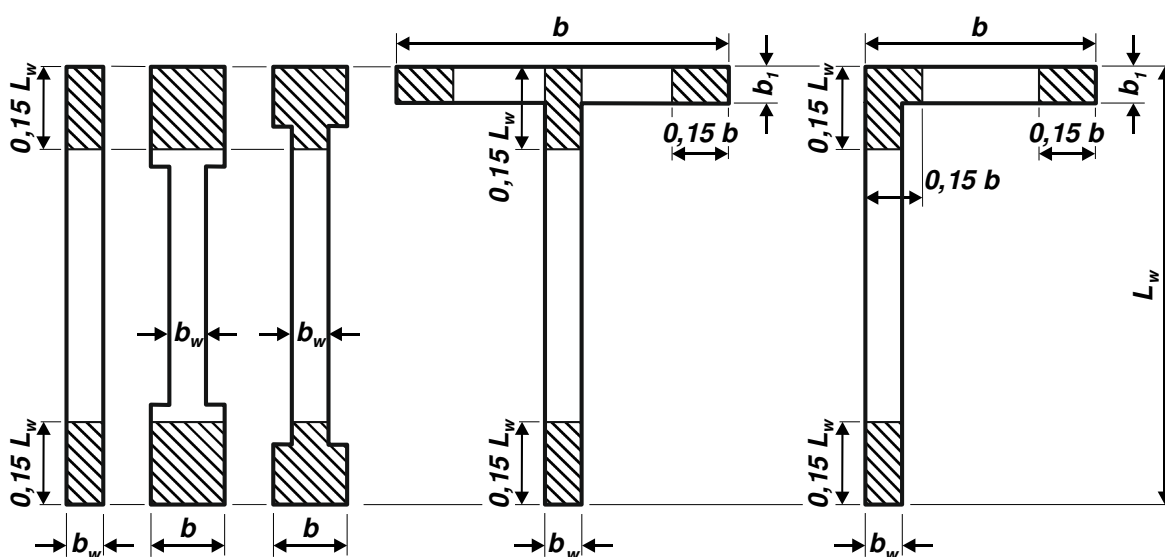


Figura 3.3. Definición de los sectores extremos de la sección transversal de un tabique sismorresistente, en la zona de formación potencial de rótula plástica.

- (ii) En el sector central de la sección transversal de un tabique sismorresistente, fuera de los sectores extremos definidos en el artículo 3.5.4.(b)(i), en la zona de formación potencial de rótula plástica, la cuantía de la armadura longitudinal ρ_l deberá cumplir simultáneamente con las siguientes expresiones:

$$\rho_l = \frac{\sum A_b}{b_i s_v} \geq \frac{\sqrt{f'_c}}{5,2 f_y} \quad [3 - 11]$$

$$\rho_l \geq 0,3 \rho_{le} \quad [3 - 12]$$

- (iii) En cualquier sector de la sección transversal de un tabique sismorresistente, fuera de la zona de formación potencial de rótula plástica, la cuantía de la armadura longitudinal ρ_l deberá cumplir con la expresión [3-11].

C 3.5.4.(b) Cuantía mínima de la armadura longitudinal:

Se requiere una cantidad mínima de armadura longitudinal traccionada para evitar una falla frágil al comienzo del agrietamiento. Para obtener fisuras flexionales adecuadamente distribuidas en la zona de formación potencial de rótula plástica de tabiques sismorresistentes,

es necesario disponer armadura longitudinal mínima adicional en los sectores extremos de la sección transversal.

- (c) **Cantidad de capas:** En tabiques sismorresistentes con espesores superiores o iguales a **200 mm**, deberán utilizarse al menos dos capas de armaduras longitudinales, con al menos una capa ubicada cerca de cada una de las caras del tabique.
- (d) **Diámetro máximo de la armadura longitudinal:** El diámetro máximo de las barras verticales en cualquier zona del tabique sismorresistente no podrá ser mayor que el **10%** del espesor del tabique en la zona en que se ubica la barra.

3.5.5. Interrupción en altura de la armadura longitudinal

La armadura longitudinal podrá interrumpirse en altura, cubriendo al menos un diagrama envolvente dado por una variación lineal de la resistencia nominal a flexión en la sección crítica, teniendo en cuenta el esfuerzo axial correspondiente, con un corrimiento vertical igual a L_w . Las barras longitudinales deberán prolongarse desde la sección donde se requiere que desarrollen su resistencia una longitud al menos igual a ℓ_d , ver la Figura 3.4.

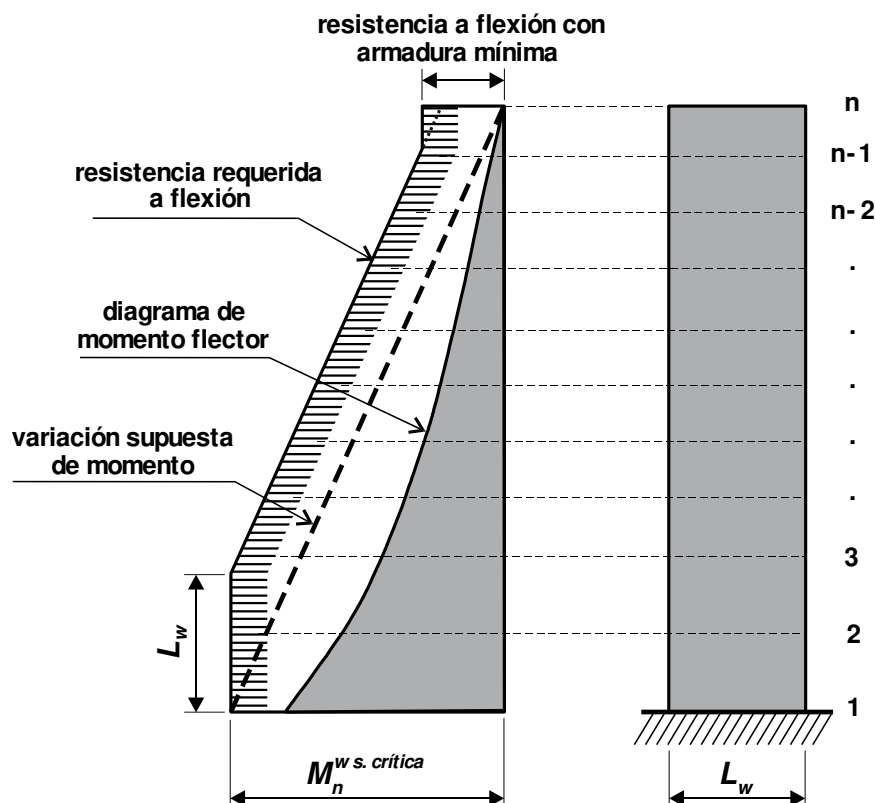


Figura 3.4. Envolvente de la resistencia requerida a flexión para tabiques en voladizo.

C 3.5.5. Interrupción en altura de la armadura longitudinal

Si la armadura vertical se interrumpiera exactamente siguiendo el diagrama de momentos que se obtiene de las fuerzas sísmicas horizontales especificadas, podrían formarse

entonces rótulas plásticas con igual probabilidad en cualquier lugar a lo largo de la altura del tabique durante un terremoto severo. Esto sería indeseable desde el punto de vista del diseño porque las rótulas plásticas requieren un detallado especial y necesariamente más oneroso. Por otro lado, si se formaran las rótulas plásticas a cierta altura por encima de la base del tabique, aumenta fuertemente la ductilidad de curvatura demandada para obtener una misma ductilidad de desplazamiento. Más aún, como en el caso de vigas, la resistencia al corte de tabiques de hormigón armado disminuye en las zonas donde la armadura flexional entra en fluencia. Esto necesitaría armadura de corte adicional en todos los niveles. Es más racional asegurar que una rótula plástica pueda desarrollarse sólo en una ubicación predeterminada, lógicamente ésta sería en la base del tabique, proveyendo resistencia flexional en el resto del tabique en exceso de las máximas demandas probables.

Cuando debido al diseño de la construcción, sólo sea posible la formación de una rótula plástica en un nivel superior respecto a la base, por ejemplo, edificios con basamento rígido, se deberá considerar el aumento de la ductilidad de curvatura para la misma ductilidad de desplazamiento. En consecuencia, se deberá disminuir el factor de reducción global R de la acción sísmica horizontal.

Las envolventes de momentos de la respuesta dinámica, elástica e inelástica, de tabiques sismorresistentes sometidos a terremotos severos, muestran una variación aproximadamente lineal de las demandas de momentos. Como consecuencia se ha estipulado que la armadura flexional en tabiques sismorresistentes en voladizo se interrumpa de modo tal de dar una variación lineal de la resistencia a momentos con la altura no menor que la demanda de momento. Esta variación lineal se obtiene a partir del momento nominal en la sección crítica del tabique y momento igual a cero en la parte superior del mismo, como se indica con la línea de trazos en la Figura 3.4.

Cuando se interrumpe la armadura vertical, debe considerarse también el fenómeno de corrimiento de la tracción. De acuerdo con ello, este corrimiento se supone igual a la longitud del tabique L_w . Por lo tanto, las barras a interrumpir deben extenderse una distancia no menor que la longitud de anclaje ℓ_d , por encima del nivel en el cual se requieren para que desarrollen su tensión de fluencia, ver la Figura 3.4.

La demanda de armadura flexional en un tabique en voladizo, no es proporcional a la demanda de momento, como la suministrada por la envolvente lineal descrita, por la presencia de compresión axial. Si la cantidad de armadura vertical se mantuviera constante con la altura, la resistencia a flexión de la sección se reduciría con la altura, porque la compresión axial disminuye. Para la interrupción en altura de la armadura longitudinal en tabiques en voladizo, se considera aceptable utilizar los esfuerzos axiales P_u que se obtienen a partir de las combinaciones de estados de carga establecidas en el artículo 1.3.

Los tabiques sismorresistentes en voladizo están normalmente sometidos a compresiones axiales bien por debajo del nivel correspondiente a la carga balanceada, en este campo la sección es sensible a la intensidad de la compresión axial. Este aspecto rara vez es crítico, pero igual se justifica ser conservador con la interrupción de la armadura vertical.

3.5.6. Armadura transversal

3.5.6.1. Armadura transversal mínima

Deberán cumplirse los requerimientos de armadura mínima según lo especificado en el artículo 14.3. del **Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón – CIRSOC 201 – 2005**.

3.5.6.2. Control del pandeo de las barras longitudinales

En tabiques sismorresistentes con armadura en dos capas y con cuantía de armadura longitudinal ρ_l mayor que $2/f_y$, deberá proveerse armadura transversal para prevenir el pandeo de las barras longitudinales.

(a) Armadura en zona de formación potencial de rótula plástica:

La armadura transversal a disponer en la zona de formación potencial de rótula plástica, definida según el artículo 3.5.3., para prevenir el pandeo de las barras longitudinales, ver la Figura 3.5., deberá cumplir:

Cada barra longitudinal o conjunto de barras ubicadas en las proximidades de las caras del tabique sismorresistente, deberá estar restringida lateralmente por un codo a 90° de un estribo cerrado o por un gancho de al menos 135° de un estribo cerrado o de una rama. Se exceptúan las barras intermedias que estén ubicadas entre dos o más barras restringidas por el mismo estribo cerrado y que no disten entre sí más de **200 mm**, y las barras que disten más de **75 mm** de las barras próximas a las caras del tabique.

El área de una rama de un estribo A_{te} en la dirección del pandeo potencial de la barra longitudinal, deberá cumplir con lo especificado en el artículo 2.2.6.(b).

La separación de estribos a lo largo de las barras longitudinales, no deberá ser mayor que **6** veces el diámetro de la barra longitudinal que restringe ($6d_b$).

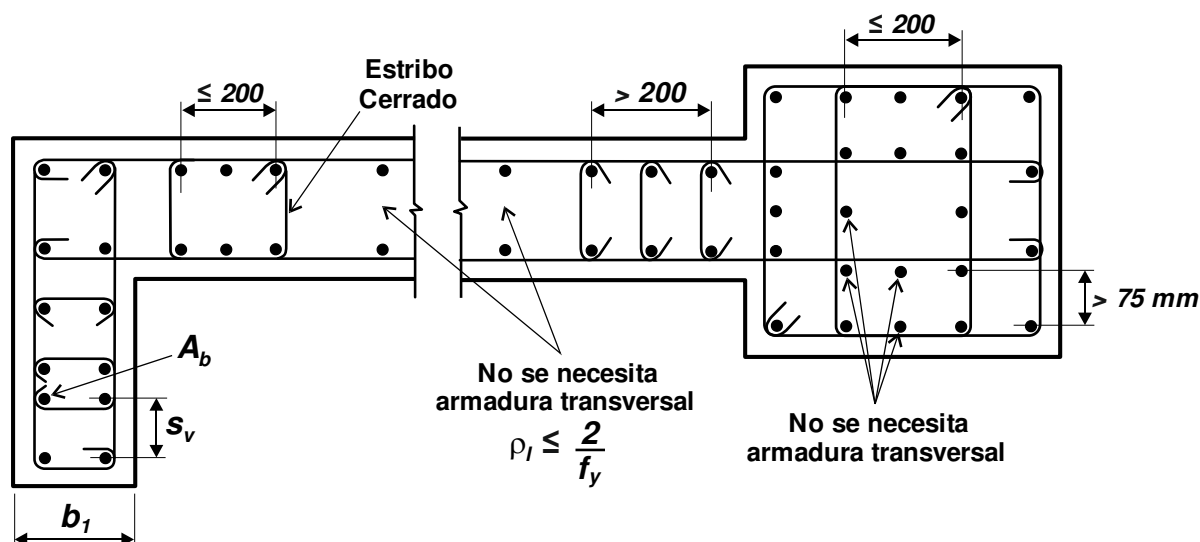


Figura 3.5. Armadura transversal en zona de formación potencial de rótula plástica.

(b) Armadura fuera de la zona de formación potencial de rótula plástica:

La armadura transversal a disponer fuera de la zona de formación potencial de rótula plástica, definida según el artículo 3.5.3., para prevenir el pandeo de las barras longitudinales deberá cumplir:

El diámetro del estribo no deberá ser menor que **1/4** del diámetro de la barra longitudinal que restringe ($d_b/4$).

La separación de estribos a lo largo de las barras longitudinales, no deberá ser mayor que **12** veces el diámetro de la barra longitudinal que restringe ($12d_b$).

C 3.5.6.2. Control del pandeo de las barras longitudinales

Se intenta asegurar que la armadura longitudinal principal, usualmente dispuesta cerca de los bordes del tabique, tenga un apoyo lateral adecuado, teniendo en cuenta el efecto Baüschinger, que posibilite su incursión en compresión en el campo plástico. Los requerimientos se extienden a aquellas zonas ubicadas horizontalmente o verticalmente, donde la armadura longitudinal pueda entrar en fluencia. En la mayoría de los tabiques, cada barra vertical debe suponerse que está sometida a fluencia alternada en tracción y compresión. La extensión vertical de la fluencia potencial se define en el artículo 3.5.3.

Se exceptúan de estos requerimientos, los tabiques con una sola capa de armadura, o aquéllos que en la zona crítica de compresión flexional tengan una cuantía de la armadura vertical inferior a $2/f_y$. En estos casos no se espera que la armadura longitudinal entre en fluencia. Más aún, tampoco se espera que se pierda el recubrimiento.

Los requerimientos de detallado para la disposición de los estribos, el área de las ramas, y la separación, son similares a los establecidos para las zonas de formación potencial de rótulas plásticas en vigas. La interpretación de estos requerimientos, se ilustra en la Figura 3.5., que muestra una pequeña ala y un elemento de borde típico, que contiene el grueso de la armadura flexional longitudinal para un tabique.

3.5.6.3. Confinamiento de la zona comprimida

- (i) En la zona de formación potencial de rótula plástica, definida según el artículo 3.5.3., se deberá confinar el hormigón cuando la profundidad del eje neutro c sea mayor que:

$$c_c = 0,05 \phi_o^w L_w \quad [3 - 13]$$

siendo:

$$\phi_o^w = \frac{M_o^w}{M_E^w} = \frac{\lambda_o M_n^{w \text{ s. crítica}}}{M_E^w} \quad [3 - 14]$$

Cuando c supere el **80%** del límite dado por la expresión [3-13], deberán disponerse al menos dos capas de armadura longitudinal.

- (ii) La extensión horizontal de la zona a confinar deberá tener una longitud igual a la profundidad del eje neutro c .
- (iii) Deberá disponerse armadura transversal para confinamiento en cada una de las dos direcciones ortogonales de la sección a confinar, tal que:

$$A_{sh} = 0,25 s_h h'' \frac{A_g^* f'_c}{A_c^* f_{yt}} \left(\frac{c}{L_w} - 0,07 \right) \quad [3 - 15]$$

- (iv) La separación de los estribos a lo largo de las barras longitudinales no deberá ser mayor que **6** veces el diámetro de la barra longitudinal (**$6d_b$**), **$1/2$** del espesor de la pared en la zona confinada, o **150 mm**.

Las prescripciones contenidas en los artículos 3.5.6.2. y 3.5.6.3. se ilustran en la Figura 3.6.

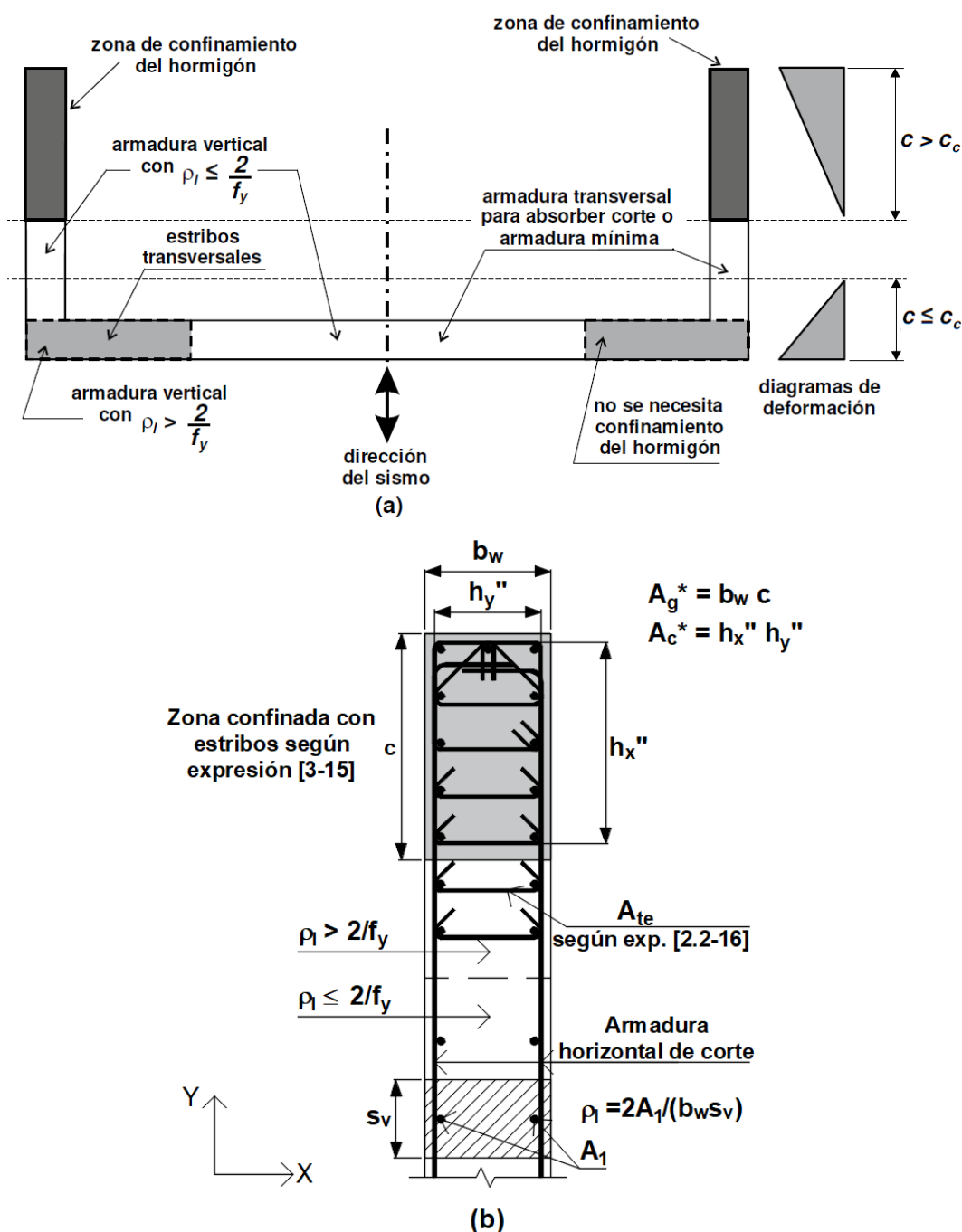


Figura 3.6. Zonas de armadura transversal de acuerdo con el artículo 3.5.6.

C 3.5.6.3. Confinamiento de la zona comprimida

Se requiere confinar al hormigón comprimido, sólo si la deformación de compresión se espera que sea excesiva. Por lo tanto, estos requerimientos son dependientes de la profundidad crítica del eje neutro c_c definida en la expresión [3-13]. El factor de sobrerresistencia flexional ϕ_o^w reconoce que cuando se ha provisto resistencia flexional en exceso, la demanda de ductilidad de curvatura es probable que se reduzca y por lo tanto puede aceptarse una profundidad mayor del eje neutro. Un caso similar se produce cuando se tiene una reducida **demanda de ductilidad**.

En la mayoría de los tabiques la profundidad del eje neutro c será menor que la crítica y por lo tanto no se requerirá confinamiento.

Cuando la sección crítica de formación potencial de rótula plástica se ubique por encima de la base del tabique, los requerimientos de confinamiento deberán extenderse a ambos lados de la sección crítica en la longitud especificada en el artículo 3.5.3.

La armadura transversal de confinamiento según la expresión [3-15] debe distribuirse en una extensión horizontal de longitud igual a la profundidad del eje neutro c .

La Figura 3.6.(a). ilustra la definición de las zonas de un tabique donde se requiere armadura transversal para confinar el hormigón comprimido, y otras zonas sólo debe asegurarse la estabilidad de las barras verticales. La armadura transversal deberá disponerse en una altura medida desde la sección crítica no menor que la definida en el artículo 3.5.3.

Detalles típicos de los estribos usados para confinar el hormigón comprimido o para estabilizar las barras en compresión, y el anclaje de la armadura de corte horizontal en la zona extrema de la sección de un tabique, se muestran en la Figura 3.6.(b).

Fuera de la zona de formación potencial de rótula plástica en un tabique en voladizo, no se necesitan los requerimientos especiales de detallado siempre que se asegure que no entre en fluencia la armadura longitudinal. Esto puede lograrse si la armadura flexional se interrumpe de acuerdo con la envolvente lineal establecida en el artículo 3.5.5.

3.6. DISEÑO A CORTE

El diseño a corte de tabiques deberá responder a la siguiente expresión:

$$V_d = \phi V_n \geq V_u \quad [3 - 16]$$

Donde el **factor de reducción de resistencia** ϕ deberá determinarse según el artículo 3.6.1.1, la **resistencia nominal a corte** V_n deberá determinarse según el artículo 3.6.3., y la **resistencia requerida a corte** V_u deberá determinarse según el artículo 3.6.1.

3.6.1. Resistencia requerida a corte - V_u -

3.6.1.1. El esfuerzo de corte último (V_u) en el nivel i , para tabiques sismorresistentes en voladizo, deberá evaluarse según la siguiente expresión:

$$V_{ui} = \omega_v \phi_o^w V_{Ei} + V_G \leq \frac{R}{1,5} V_{Ei} + V_G \quad [3 - 17]$$

Donde el factor de sobrerresistencia flexional ϕ_o^w es definido según la expresión [3-14], y el factor de amplificación dinámica ω_v deberá tomarse como:

(a) Cuando se utilicen análisis estáticos:

$$(i) \text{ para edificios de hasta 6 pisos: } \omega_v = 0,90 + \frac{n}{10} \quad [3 - 18]$$

$$(ii) \text{ para edificios mayores que 6 pisos: } \omega_v = 1,30 + \frac{n}{30} \leq 1,80 \quad [3 - 19]$$

$$(b) \text{ Cuando se utilicen análisis dinámicos: } \omega_v = 1,00 \quad [3 - 20]$$

El esfuerzo de corte último (V_{ui}) se utilizará junto con un factor de reducción de resistencia $\phi=1,00$. Cuando el esfuerzo de corte último se adopte como el límite de la respuesta esencialmente elástica de la estructura ($R/1,5 V_{Ei}$), se utilizará junto con el factor de reducción de resistencia (ϕ) definido en el artículo 1.5.1.2. para corte.

C 3.6.1.1. El diseño por capacidad aplicado a estructuras constituidas por tabiques sismorresistentes de hormigón armado, se relaciona principalmente con la estimación de los máximos esfuerzos de corte que podrían generarse cuando el mecanismo de colapso elegido esté desarrollando la sobrerresistencia flexional.

Los esfuerzos de corte inducidos durante la respuesta dinámica de tabiques en voladizo pueden ser considerablemente mayores que los valores obtenidos de la aplicación de las fuerzas sísmicas horizontales, aun cuando se escalen al que correspondería al desarrollo de la sobrerresistencia flexional en la rótula plástica, generalmente en la base. Esfuerzos de corte mayores se generan debido a los modos superiores de vibración en la altura del tabique por encima de la rótula plástica en la zona crítica, zona que se intenta permanezca elástica. Por lo tanto, el esfuerzo de corte último (V_u) viene dado por $V_{ui} = \omega_v \phi_o^w V_{Ei}$.

Algunos tabiques, particularmente en edificios bajos o de mediana altura, pueden tener una resistencia flexional inherente significativamente mayor que la requerida, aún con la mínima cuantía de la armadura longitudinal. En estos tabiques, las demandas de ductilidad son muy pequeñas o nulas y, por lo tanto, responderán dentro del campo elástico. Por esta razón el esfuerzo de corte último (V_u) se limita al valor correspondiente a la respuesta esencialmente elástica ($R/1,5 V_{Ei}$).

3.6.1.2. Para el caso de tabiques acoplados el esfuerzo de corte último (V_u) deberá determinarse de acuerdo con el artículo 3.8.2.3.

3.6.2. Máxima resistencia requerida a corte V_u

(a) En la zona de formación potencial de rótula plástica, definida según el artículo 3.5.3., la resistencia requerida a corte (V_u) no deberá exceder:

$$V_u \leq \left(\frac{\phi_o^w}{R} + 0,15 \right) \sqrt{f'_c} (0,80 b_w L_w) \quad [3 - 21]$$

(b) Fuera de la zona de formación potencial de rótula plástica, la resistencia requerida a corte (V_u) no deberá exceder el menor de los siguientes valores:

$$V_u \leq 0,20 f'_c (0,80 b_w L_w) \quad [3 - 22.a]$$

$$V_u \leq 1,10 \sqrt{f'_c} (0,80 b_w L_w) \quad [3 - 22.b]$$

$$V_u \leq 9 \text{ MPa} (0,80 b_w L_w) \quad [3 - 22.c]$$

C 3.6.2. Máxima resistencia requerida a corte V_u

Los ensayos demuestran que el aplastamiento del hormigón del alma en la zona de rótula plástica, en la zona crítica de tabiques en voladizo, puede ocurrir después de sólo unos pocos ciclos de carga reversible con ductilidades de desplazamiento de cuatro o más. El aplastamiento prematuro del hormigón del alma puede esperarse cuando, debido a grandes demandas de ductilidad de curvatura en la zona de rótula plástica, el hormigón que soporta tensiones de compresión diagonal, también está sometido a grandes deformaciones transversales de tracción. Para prevenir el aplastamiento del hormigón del alma, la expresión [3-21] hace depender a la máxima resistencia requerida a corte (V_u) de la resistencia flexional en exceso provista medida por el factor de sobrerresistencia flexional ϕ_o^w .

3.6.3. Resistencia nominal a corte - V_n -

La resistencia nominal a corte V_n deberá determinarse según la siguiente expresión:

$$V_n = V_c + V_s \quad [3 - 23]$$

Donde la resistencia proporcionada por el hormigón V_c deberá determinarse según el artículo 3.6.3.1., y la resistencia proporcionada por la armadura de corte V_s deberá determinarse según el artículo 3.6.3.2.

3.6.3.1. Resistencia proporcionada por el hormigón - V_c -

La resistencia nominal a corte proporcionada por el hormigón V_c deberá determinarse según la siguiente expresión:

$$V_c = v_c A_{cv} \quad [3 - 24]$$

Donde el área efectiva de corte A_{cv} deberá determinarse según la siguiente expresión:

Para secciones rectangulares, T o L

$$A_{cv} = 0,80 b_w L_w \quad [3 - 25a]$$

Para secciones C o H

$$A_{cv} = b_w L_n \quad [3 - 25.b]$$

Siendo L_n la distancia libre entre alas

La tensión nominal de corte provista por el hormigón v_c , deberá tomarse como:

- (a) En tabiques sismorresistentes sometidos a un esfuerzo axial P_u , la contribución del hormigón a la resistencia al corte v_c en la zona de formación potencial de rótula plástica definida en el artículo 3.5.3., deberá tomarse como:

$$v_c = 0,067 \sqrt{f'_c} + \frac{P_u}{4 A_g} \geq 0 \quad [3 - 26]$$

Donde P_u deberá tomarse negativo cuando sea de tracción.

- (b) En las secciones de tabiques sismorresistentes donde no se espere la formación de rótula plástica, la contribución del hormigón a la resistencia al corte v_c deberá tomarse como el menor de los valores siguientes:

$$v_c = 0,27 \sqrt{f'_c} + \frac{P_u}{4 A_g} \geq 0 \quad [3 - 27]$$

$$v_c = 0,05 \sqrt{f'_c} + \frac{L_w \left(0,10 \sqrt{f'_c} + 0,20 \frac{P_u}{A_g} \right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{L_w}{2}} \geq 0 \quad [3 - 28]$$

Donde P_u deberá tomarse negativo cuando sea de tracción, y cuando $(M_u/V_u - L_w/2)$ sea cero o negativo, no deberá aplicarse la expresión [3-28].

- (c) En las secciones ubicadas entre la sección crítica del tabique y la menor distancia entre $L_w/2$ o $h_w/2$, la contribución del hormigón v_c deberá ser la calculada a la distancia $L_w/2$ o $h_w/2$, según corresponda.

C 3.6.3.1. Resistencia proporcionada por el hormigón - V_c -

En la determinación del área efectiva de corte A_{cv} , para evitar evaluar la altura útil d en secciones transversales de tabiques rectangulares se acepta suponer $d = 0,80 L_w$. Para secciones en C o H se puede aceptar que la altura útil es igual a la distancia libre entre las alas. En el caso de secciones L o T cuando el ala está comprimida se podría aceptar que la altura útil es igual a la distancia entre el ala y el baricentro de la armadura traccionada. Sin embargo cuando el ala está traccionada funciona como una sección rectangular. Por razones de simplicidad se decidió aplicarles el mismo criterio que para las secciones rectangulares.

La contribución del hormigón v_c a la resistencia al corte en la zona de formación potencial de rótula plástica para tabiques sismorresistentes, dada por la expresión [3-26], se admite aún para cargas de compresión muy pequeñas, lo que se encuentra comprobado por ensayos. A causa de la distribución de la armadura vertical en todo el largo del tabique, se espera un mejor control de las grietas diagonales que en el caso de vigas.

Fuera de la zona de formación potencial de rótula plástica, la contribución del hormigón viene dada por las expresiones [3-27] y [3-28].

Para la determinación de la resistencia nominal a corte proporcionada por el hormigón (V_c) en tabiques en voladizo, se considera aceptable utilizar los esfuerzos axiales P_u que se obtienen a partir de las combinaciones de estados de carga establecidas en el artículo 1.3.

3.6.3.2. Resistencia proporcionada por la armadura - V_s -

La resistencia nominal a corte proporcionada por **armadura de corte horizontal** deberá determinarse según la siguiente expresión:

$$V_s = \frac{A_{vh} f_{yt} 0,80 L_w}{s_h} \quad [3 - 29]$$

Donde A_{vh} es el área total de estribos de corte en una capa horizontal, y s_h es la separación entre capas de estribos.

3.6.4. Armadura de corte

3.6.4.1. Armadura horizontal de corte

(i) La sección de armadura horizontal de corte A_{vh} no deberá ser menor que:

$$A_{vh} \geq \frac{0,70 b_w s_h}{f_{yt}} \quad [3 - 30]$$

(ii) La separación de la armadura horizontal de corte s_h , no deberá ser mayor que: $L_w/5$; $3b_w$; o **450 mm**.

(iii) La armadura horizontal deberá estar adecuadamente anclada en los extremos del tabique sismorresistente, o en los elementos de borde, por medio de ganchos de al menos **135°** que rodeen a las barras longitudinales. Alternativamente los extremos del estribo podrán soldarse para que desarrollen la resistencia de rotura de la barra.

3.6.4.2. Armadura vertical de corte

(i) La sección de armadura vertical de corte A_{vv} no deberá ser menor que:

$$A_{vv} \geq \frac{0,70 b_w s_v}{f_y} \quad [3 - 31]$$

(ii) La separación de la armadura vertical de corte s_v , no deberá ser mayor que: $L_w/3$; $3b_w$; o **450 mm**.

(iii) Cuando sea apropiado considerar la transferencia del corte a través de un plano dado, tal como en el caso de una grieta existente o potencial, o la interfaz entre dos hormigones colados en tiempos diferentes, el área de armadura requerida A_{vf} perpendicular al plano de corte deberá determinarse como:

$$A_{vf} = \frac{(V_u - \phi \mu_f P_u)}{\phi \mu_f f_y} \quad [3 - 32]$$

Donde el coeficiente de fricción μ_f deberá tomarse según lo especificado en el artículo 11.7.4.3. del **Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón – CIRSOC 201 – 2005**.

La armadura necesaria A_{vf} , no deberá sumarse a la armadura vertical provista para la resistencia flexional. En el caso de secciones con alas anchas, deberá considerarse solamente la armadura incluida en el alma.

3.7. EMPALMES Y ANCLAJES

3.7.1. Empalme de armadura longitudinal por yuxtaposición

Deberán evitarse, en la medida de lo posible, los empalmes por yuxtaposición de la armadura vertical de flexión en la zona de formación potencial de rótula plástica. En esta zona no deberá empalmarse más de **1/3** de dicha armadura en la misma sección.

C 3.7.1. Empalme de armadura longitudinal por yuxtaposición

Como consecuencia de que una gran cantidad de armadura vertical pueda tener que extenderse a través de varios pisos, pueden ser inevitables algunos empalmes en la zona de formación potencial de rótula plástica. Estos empalmes deben escalonarse de manera que no más de **1/3** de la armadura se empalme en el mismo nivel, en la zona de formación potencial de rótula plástica. En cualquier otra zona donde no se espera fluencia de la armadura, no existe ninguna restricción para los empalmes.

3.7.2. Escalonamiento de empalmes de armadura longitudinal por yuxtaposición

El escalonamiento entre ejes de empalmes por yuxtaposición deberá ser no menor que la mitad de la longitud de empalme (**0,5 ℓ_d**). Deberán disponerse al menos estribos de una rama con separación no mayor que **10** veces el diámetro de la barra longitudinal. Los estribos deberán satisfacer los requerimientos establecidos en el artículo 2.2.10.3., ver la Figura 3.7.

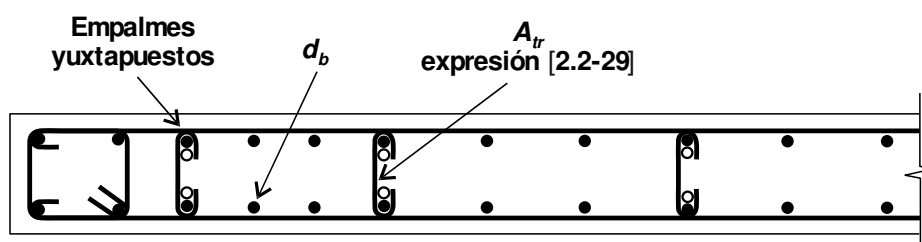


Figura 3.7. Estribos requeridos en empalmes por yuxtaposición.

C 3.7.2. Escalonamiento de empalmes de armadura longitudinal por yuxtaposición

En ciertos casos, debido a que la zona de formación potencial de rótula plástica puede extenderse por varios pisos, y debido a la longitud limitada de las barras de acero y los requerimientos prácticos de la construcción, podría ser inevitable materializar ciertos empalmes por yuxtaposición dentro de la zona de formación potencial de rótula plástica. Tales empalmes deben ser escalonados, según los requerimientos de los artículos 3.7.1. y 3.7.2., ver la Figura C3.4

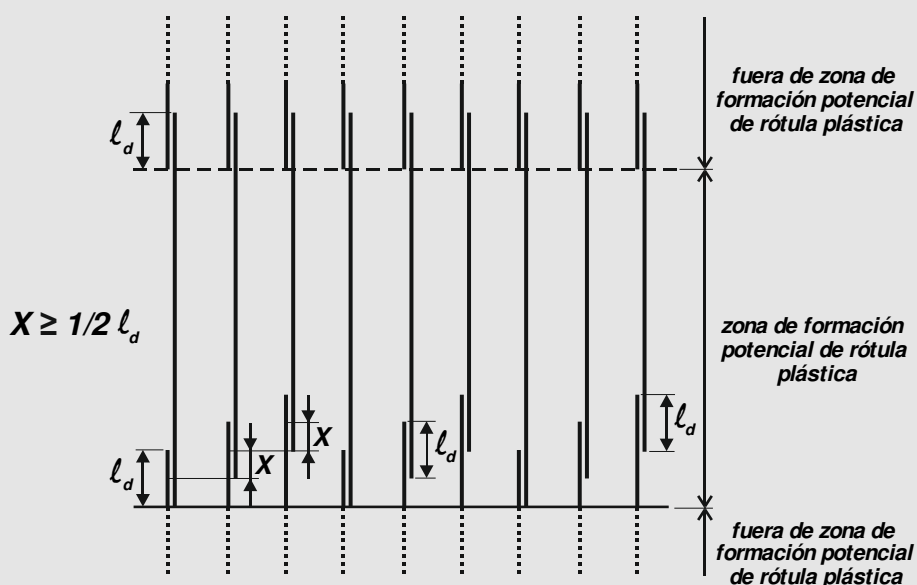


Figura C3.4. Escalonamiento de empalmes por yuxtaposición de la armadura longitudinal de tabiques.

3.7.3. Empalmes soldados o con conectores mecánicos

En zonas de formación potencial de rótulas plásticas podrán usarse conectores mecánicos y empalmes soldados que satisfagan los requerimientos dados en el artículo 2.2.10.2., siempre que no más de **1/2** de la armadura longitudinal se empalme en una misma sección y el escalonamiento no sea menor que **600 mm**.

C 3.7.3. Empalmes soldados o con conectores mecánicos

Como regla general los empalmes de cualquier tipo deben escalonarse. Sin embargo, los empalmes soldados o con conectores mecánicos con resistencia y rigidez probada no necesitan escalonarse tan espaciadamente como el caso de empalmes por yuxtaposición. En cualquier otra zona donde no se espera fluencia de la armadura, no existe ninguna restricción para los empalmes de la armadura longitudinal.

3.7.4. Anclaje de la armadura horizontal de corte en los extremos de tabiques

En tabiques, exceptuando aquellos con una sola capa de armadura vertical, la armadura horizontal de corte deberá anclarse en los extremos del tabique según alguna de las siguientes alternativas:

- (a) La armadura horizontal de corte deberá doblarse alrededor de las barras verticales ubicadas en las esquinas del tabique, formando una barra continua en forma de U.
- (b) La armadura horizontal de corte deberá anclarse con un gancho de al menos **135°** en la barra vertical ubicada en la esquina del tabique. Las barras verticales de esquina del tabique, deberán conectarse transversalmente con estribos suplementarios de una rama, anclados por ganchos de al menos **135°** en las barras verticales. La cuantía de los estribos suplementarios, deberá ser al menos igual que la correspondiente a la armadura horizontal de corte.
- (c) La armadura horizontal de corte deberá anclarse con un gancho a **90°** tan cerca como sea posible del extremo del tabique, siempre que el gancho quede comprendido dentro de un estribo cerrado horizontal que confine al menos cuatro barras verticales del extremo del tabique. Estas cuatro barras verticales comprenderán las dos barras de esquina y al menos el siguiente grupo de barras verticales a lo largo de la sección del tabique. La cuantía de los estribos cerrados horizontales del extremo del tabique, deberá ser al menos igual que la correspondiente a la armadura horizontal de corte. La distancia entre el extremo del gancho y la cara interna del estribo cerrado horizontal, no deberá ser menor que **12 d_b** .

C 3.7.4. Anclaje de la armadura horizontal de corte en los extremos de tabiques

Los extremos de tabiques deben estar confinados localmente para permitir el desarrollo de la resistencia de la armadura horizontal de corte, y transferir los esfuerzos de las barras verticales a través de compresión diagonal.

La armadura horizontal de corte deberá anclarse en los extremos del tabique según alguna de las alternativas descritas en el artículo 3.7.4. Podrán utilizarse barras continuas en forma de U, según el artículo 3.7.4.(a), ver la Figura C3.5.(a). Ganchos de al menos **135°** con la incorporación de estribos suplementarios de una rama, según el artículo 3.7.4.(b), ver la Figura C3.5.(b). O bien, ganchos a **90°** con la incorporación de estribos cerrados, según el artículo 3.7.4.(c), ver la Figura C3.5 (c).

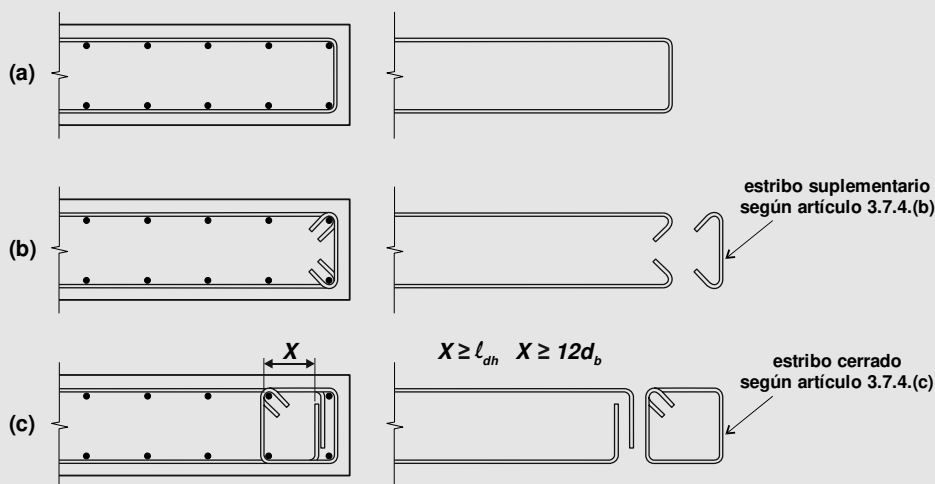


Figura C3.5. Anclaje de la armadura horizontal de corte en los extremos de tabiques.

3.7.5. Anclaje de la armadura horizontal de corte en el ala de tabiques

En la intersección entre el alma y las alas, en tabiques con sección transversal en forma de **L**, **T**, **C**, o **H**, la armadura horizontal de corte deberá anclarse según alguna de las siguientes alternativas:

- (a) La armadura horizontal de corte deberá doblarse alrededor de las barras verticales ubicadas en el extremo del alma del tabique, formando una barra continua en forma de U.
- (b) La armadura horizontal de corte deberá doblarse alrededor de las barras verticales ubicadas en el extremo del alma del tabique, formando una barra continua en forma de L, con la parte recta final en la cara más alejada del ala y dirigida hacia la cara opuesta del alma al que pertenece la barra a anclar (cruce de armaduras).
- (c) La armadura horizontal de corte deberá anclarse con un gancho a **90°** tan cerca como sea posible del extremo del alma del tabique, siempre que el gancho quede comprendido dentro de un estribo cerrado horizontal que confine al menos cuatro barras verticales del extremo del alma del tabique. Estas cuatro barras verticales comprenderán las dos barras extremas del alma del tabique y al menos el siguiente grupo de barras verticales a lo largo del alma de la sección del tabique. La cuantía de los estribos cerrados horizontales del extremo del alma del tabique, deberá ser al menos igual que la correspondiente a la armadura horizontal de corte. La distancia entre el extremo del gancho y la cara interna del estribo cerrado horizontal, no deberá ser menor que **12 d_b** .

C 3.7.5. Anclaje de la armadura horizontal de corte en el ala de tabiques

La armadura horizontal de corte deberá anclarse en la intersección entre el alma y las alas, en tabiques con sección transversal en forma de **L**, **T**, **C**, o **H**, según alguna de las alternativas descritas en el artículo 3.7.5. Podrán utilizarse barras continuas en forma de U, según el artículo 3.7.5.(a), ver la Figura C3.6.(a). Barras continuas en forma de L, según el artículo 3.7.5.(b), ver la Figura C3.6.(b). O bien, ganchos a **90°** con la incorporación de estribos cerrados, según el artículo 3.7.5.(c), ver la Figura C3.6.(c).

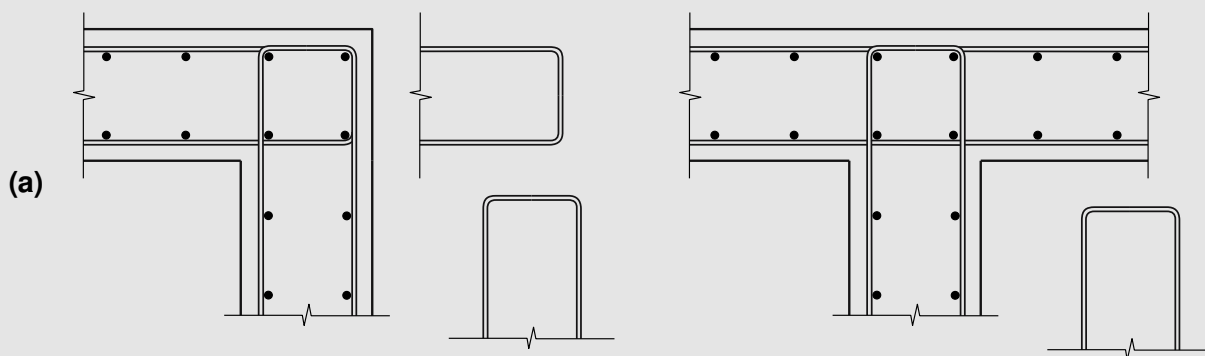
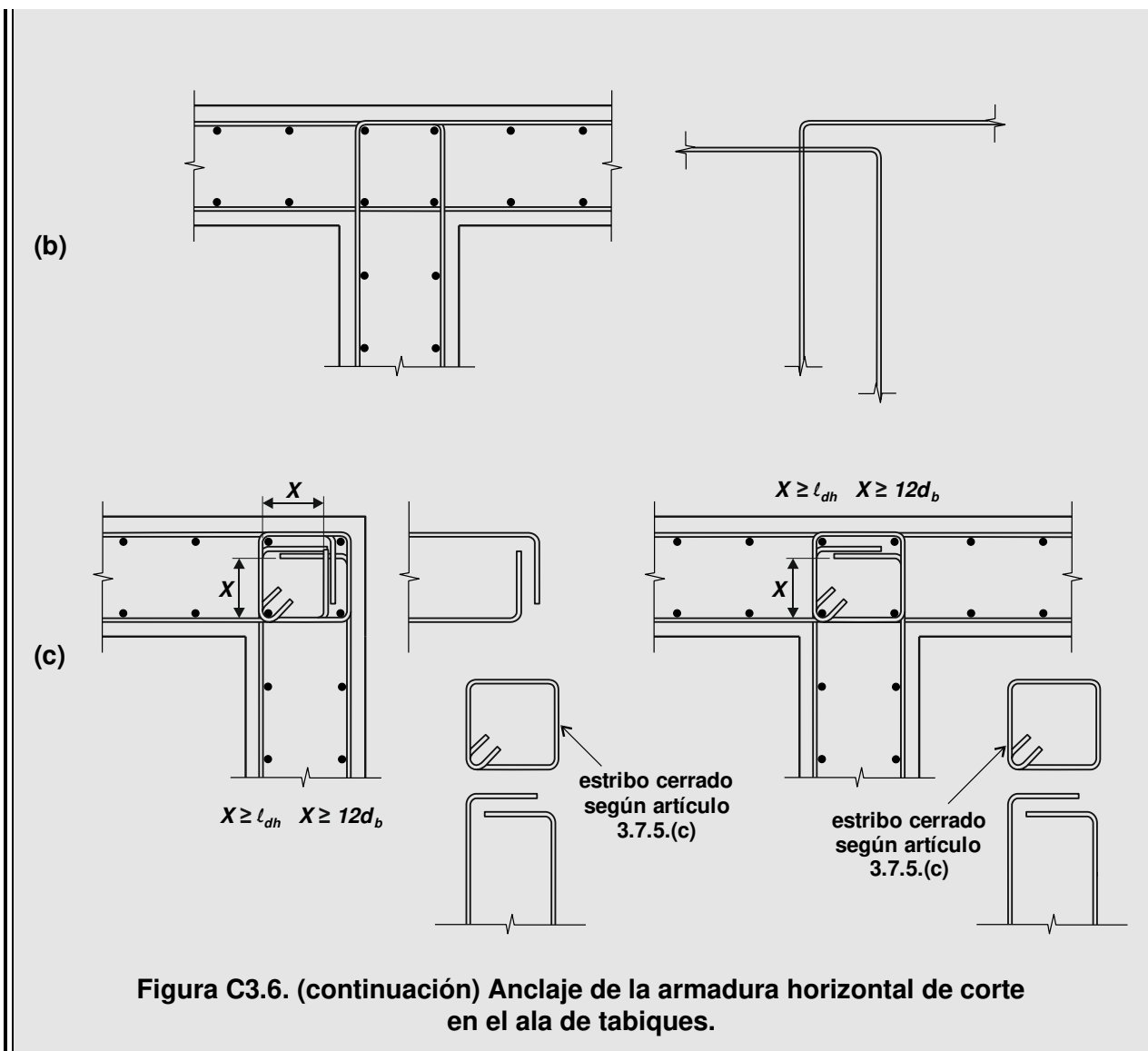


Figura C3.6. Anclaje de la armadura horizontal de corte en el ala de tabiques.



3.7.6. Empalme de la armadura horizontal de corte

La armadura horizontal de corte deberá empalmarse con un solape de al menos la longitud de anclaje ℓ_{dh} , disponiendo en ambos extremos un gancho de al menos **135°** rodeando las barras de la armadura vertical. Si la armadura horizontal de corte está ubicada en las capas internas de barras longitudinales, en el caso de tabiques con más de dos capas de armadura vertical, deberá empalmarse con un solape de al menos la longitud de anclaje ℓ_d , sin necesidad de ganchos extremos.

Deberán escalonarse los empalmes de la armadura horizontal de corte en altura.

C 3.7.6. Empalme de la armadura horizontal de corte

La armadura horizontal de corte deberá empalmarse con un solape de al menos la longitud de anclaje ℓ_{dh} , y deberán disponerse ganchos de al menos **135°** rodeando las barras de la armadura vertical, ver la Figura C3.7.

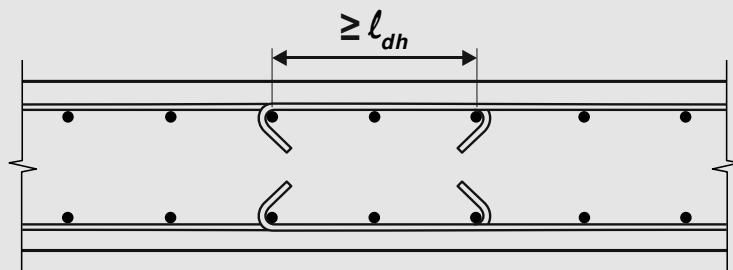


Figura C3.7. Empalme de la armadura horizontal de corte en tabiques.

3.8. REQUERIMIENTOS ADICIONALES PARA TABIQUES SISMORRESISTENTES ACOPLADOS

3.8.1. Diseño de vigas de acoplamiento

3.8.1.1. Redistribución de esfuerzos

Se podrá redistribuir verticalmente el esfuerzo de corte (y por lo tanto el momento), proveniente de las fuerzas sísmicas horizontales, entre las vigas de acoplamiento, siempre que la reducción del corte en cualquier viga de acoplamiento no exceda el **20%** del corte correspondiente que proviene del análisis elástico. Se deberá controlar que la suma de los esfuerzos de corte en todas las vigas de acoplamiento (carga axial total inducida por la acción sísmica horizontal en los tabiques) permanezca constante antes y después de la redistribución.

C 3.8.1.1. Redistribución de esfuerzos

Los principios de la redistribución de solicitaciones pueden aplicarse al caso de la redistribución vertical del esfuerzo de corte en vigas de acoplamiento. Las armaduras de las vigas de acoplamiento, no deberían variarse continuamente con la altura, sino en el menor número de niveles que sea posible. Este es el objeto de la redistribución vertical del corte.

3.8.1.2. Disposición de la armadura

En vigas de acoplamiento todo el esfuerzo de corte y el momento inducidos por la acción sísmica deberán ser resistidos por armadura diagonal en dos direcciones, a menos que se verifique la relación $L_n/h_b > 2$, o bien cuando la resistencia requerida a corte (V_u) correspondiente sea:

$$V_u \leq 0,10 \frac{L_n}{h_b} \sqrt{f'_c} (b_w d) \quad [3 - 33]$$

en cuyo caso las vigas de acoplamiento deberán diseñarse y detallarse con armadura convencional, según lo especificado en el artículo 2.2.

C 3.8.1.2. Disposición de la armadura

Las vigas de acoplamiento necesitan ser muy dúctiles para asegurar una adecuada ductilidad global de la estructura. Para controlar los desplazamientos de corte y prevenir fallas de corte por deslizamiento, tales vigas deben armarse con armadura diagonal, a menos que sean relativamente esbeltas, esto es $L_n/h_b > 2$. Vigas con la misma relación entre la luz libre y la altura, pueden tener que desarrollar ductilidades considerablemente mayores en tabiques acoplados que en pórticos. Cuando la resistencia requerida a corte (V_u) es muy pequeña, o la relación L_n/h_b es grande, como estipula la expresión [3-33], puede usarse armadura convencional para flexión y para corte, según lo especificado en el artículo 2.2. En caso contrario, deberá utilizarse armadura diagonal.

Para posibilitar que las barras diagonales, dispuestas como si fueran columnas internas en las vigas de acoplamiento, sean totalmente efectivas en compresión, deberá prevenirse el pandeo de cada barra, particularmente normal al plano de la viga.

Cuando las vigas de acoplamiento sean monolíticas con la losa es necesario evaluar la contribución de la armadura para la sobrerresistencia que desarrollarán. Se debe considerar la armadura efectiva de la losa ubicada paralela a los tabiques acoplados.

3.8.1.3. Máxima resistencia requerida a corte V_u

En vigas de acoplamiento con armadura diagonal en dos direcciones, no deberá limitarse la resistencia requerida a corte (V_u), es de aplicación lo establecido en el artículo 2.2.7.2.(b).

3.8.1.4. Diseño de la armadura en vigas de acoplamiento con armadura diagonal

Cuando la viga de acoplamiento se dimensione con armadura diagonal, la sección de armadura diagonal en cada dirección se determinará de acuerdo con:

$$A_{sd} = \frac{V_u}{2\phi f_y \text{sen}\alpha} \quad [3 - 34]$$

Donde el esfuerzo de corte último (V_u) en la viga de acoplamiento se obtendrá a partir de las combinaciones de estados de carga establecidas en el artículo 1.3., con la correspondiente redistribución según el artículo 3.8.1.1. Deberá tomarse $\phi = 0,90$, y α como el ángulo que forma la armadura diagonal con el eje longitudinal de la viga de acoplamiento, ver las Figuras 3.8. y 3.9.

La armadura diagonal deberá disponerse de forma tal de materializar una biela de hormigón armado dentro de la viga de acoplamiento, con al menos cuatro barras longitudinales por cada diagonal, y deberá prevenirse el pandeo lateral de las barras componentes de acuerdo con alguna de las siguientes alternativas:

- (a) Confinamiento individual de la diagonal: cada diagonal deberá estar estribada según lo establecido en el artículo 2.2.6. (a), (b), y (c), ver la Figura 3.8. Cualquiera sea el diámetro de las barras diagonales, la separación de estribos o el paso de la hélice no deberá ser mayor que **100 mm**.

La sección transversal de la diagonal deberá poseer un ancho no menor que $b_w/2$, y una altura no menor que $b_w/5$.

Deberá disponerse, además, una armadura secundaria en forma de malla, compuesta por barras horizontales y estribos. Las barras horizontales se ubicarán en las caras laterales de las vigas con separación uniforme, con una cuantía ρ_l no inferior a $0,70/f_y$, y deberán penetrar en el tabique una distancia no mayor que **150 mm**. Los estribos se dispondrán perpendiculares al eje de la viga, también con separación uniforme y con una cuantía no inferior a $0,70/f_y$, ver la Figura 3.8.

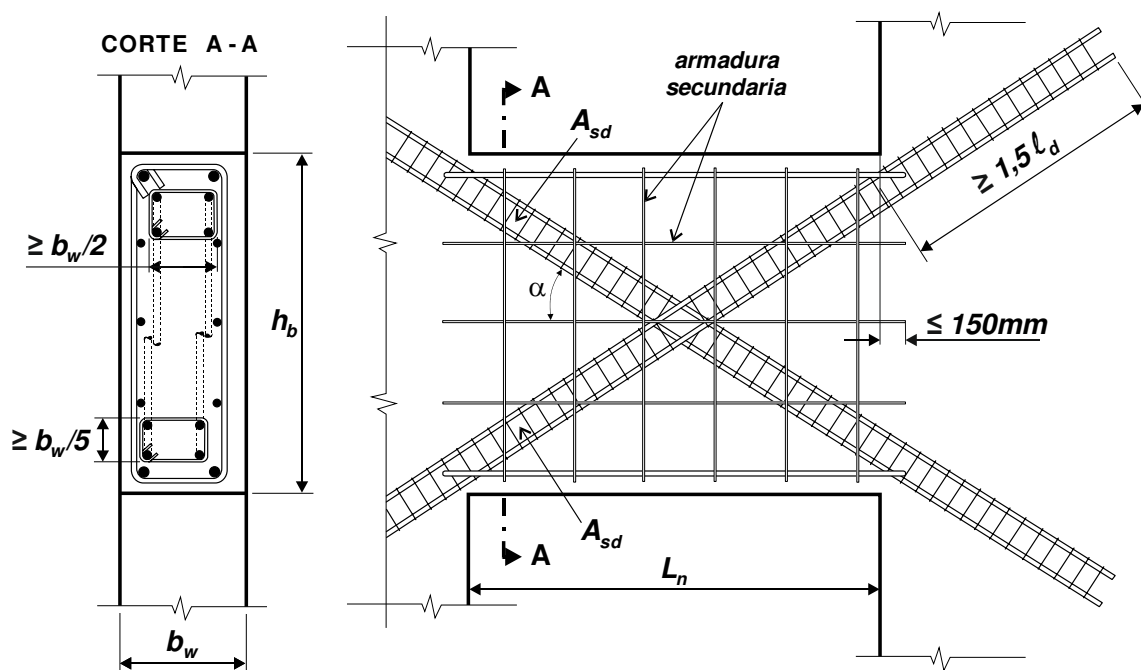


Figura 3.8. Detalle de armado de vigas de acoplamiento con confinamiento individual de la diagonal.

- (b) Confinamiento general de la viga de acoplamiento: deberá confinarse la viga de acoplamiento en forma general, con armadura compuesta por barras horizontales y estribos principales y secundarios, ver la Figura 3.9.

Las barras horizontales se ubicarán en las caras laterales de las vigas con separación uniforme, con una cuantía ρ_l no inferior a $2,10/f_y$, y deberán penetrar en el tabique una distancia no mayor que **150 mm**.

Los estribos principales se dispondrán perpendiculares al eje de la viga, con una separación uniforme no mayor que **6** veces el diámetro de las barras diagonales, y con una cuantía no inferior a $2,10/f_y$. Los estribos secundarios se dispondrán para prevenir el pandeo lateral de las barras horizontales según el artículo 2.2.6. (a), (b), y (c), ver la Figura 3.9.

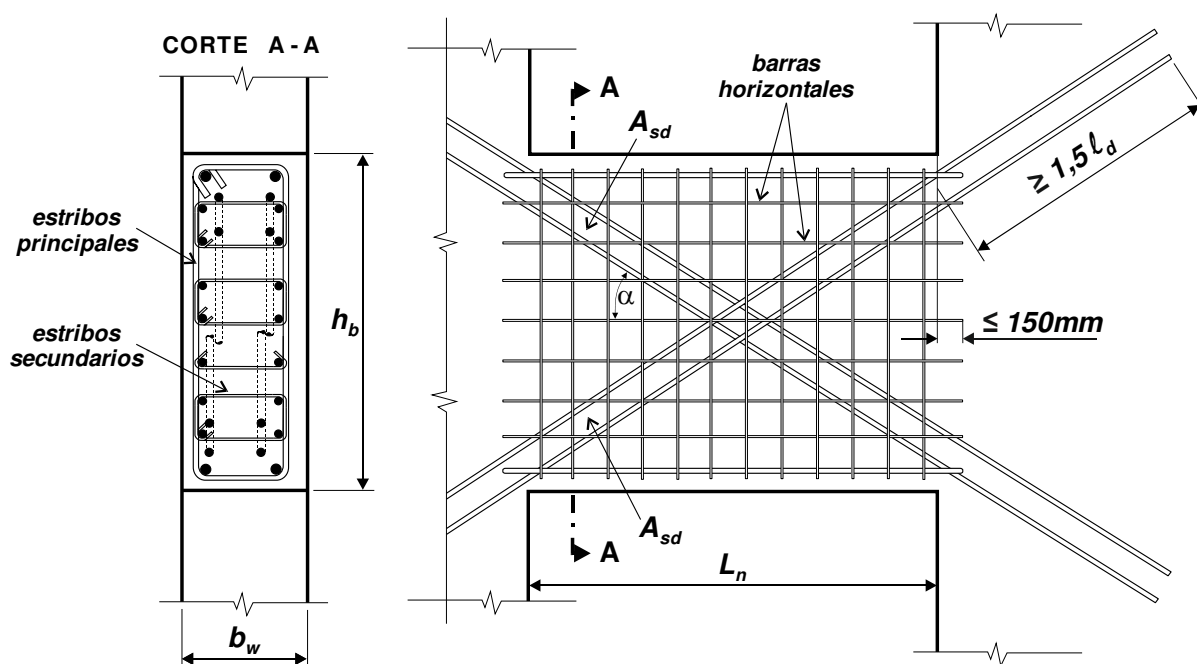


Figura 3.9. Detalle de armado de vigas de acoplamiento con confinamiento general.

3.8.1.5. Anclaje

Las barras de la armadura principal diagonal de las vigas de acoplamiento, deberán anclarse en los tabiques sismorresistentes adyacentes una longitud no menor que **$1,50l_d$** .

C 3.8.1.5. Anclaje

Cuando las barras diagonales de la armadura principal de vigas de acoplamiento se anclan en tabiques adyacentes, la longitud de anclaje debe aumentarse. Esto es para tener en cuenta el probable efecto adverso de la carga cíclica reversible en el anclaje de un grupo de barras y el hecho de que el hormigón en el tabique puede estar sujeto a tracción transversal a las barras ancladas.

3.8.2. Diseño de tabiques

Para el diseño de los tabiques sismorresistentes acoplados deberá aplicarse todo lo prescrito en los artículos 3.1. al 3.7. inclusive, salvo lo que expresamente se modifique en este artículo.

3.8.2.1. Esfuerzos axiales inducidos por la acción sísmica cuando se alcanza la sobrerresistencia de las vigas de acoplamiento

Los máximos esfuerzos axiales inducidos por la acción sísmica horizontal, cuando se alcanza la sobrerresistencia de las vigas de acoplamiento, en cada uno de los tabiques acoplados, deberán determinarse según:

$$P_{oE}^{w,i} = \left(1 - \frac{n}{80}\right) \sum_i^n V_o^{bi} \quad [3 - 35]$$

Donde el esfuerzo de corte de sobrerresistencia V_o^b de la viga de acoplamiento, deberá determinarse teniendo en cuenta las armaduras reales provistas, considerando la sobrerresistencia ($\lambda_o f_y$) de las armaduras principales, y la contribución de la armadura de la losa siempre que modifique los valores en más del **5%**.

El número de vigas n por encima del nivel i a considerar, no deberá tomarse mayor que **20**.

C 3.8.2.1. Esfuerzos axiales inducidos por la acción sísmica cuando se alcanza la sobrerresistencia de las vigas de acoplamiento

Para estructuras con varios pisos sería innecesariamente conservativo sumar todos los esfuerzos de corte correspondientes al desarrollo de la sobrerresistencia flexional de las vigas de acoplamiento por encima del nivel considerado. Por ello, se estipula el uso de la expresión entre paréntesis en la expresión [3-35].

3.8.2.2. Factor de sobrerresistencia

Para la determinación del factor de sobrerresistencia (ϕ_o^w) de sistemas de tabiques acoplados, los esfuerzos axiales deberán estimarse teniendo en cuenta sólo la carga permanente (P_D^w) con factor de mayoración igual a **1,00** y los establecidos en el artículo 3.8.2.1 (P_{oE}^w), donde:

(a) Para el tabique traccionado o menos comprimido: $P_o^{w1} = P_D^w - P_{oE}^w \quad [3 - 36]$

(b) Para el tabique comprimido: $P_o^{w2} = P_D^w + P_{oE}^w \quad [3 - 37]$

$$\phi_o^w = \frac{M_o^{w1} + M_o^{w2} + P_{oE}^w L_T}{M_E^{w1} + M_E^{w2} + P_E^w L_T} \quad [3 - 38]$$

Donde M_o^{w1} y M_o^{w2} , deberán calcularse teniendo en cuenta las armaduras reales dispuestas con su sobrerresistencia ($\lambda_o f_y$), y las cargas axiales dadas por las expresiones [3-36] y [3-37]. La expresión [3-38] reemplaza a la expresión [3-14].

C 3.8.2.2. Factor de sobrerresistencia

Para estimar el máximo momento de vuelco probable que puede desarrollarse, es necesario adoptar cargas gravitatorias que sean reales y consistentes con el evento sísmico. De acuerdo con ello, y sólo para este propósito, los esfuerzos axiales a los que pueden estar sometidos los tabiques cuando se desarrolle la sobrerresistencia flexional, se estimarán de acuerdo con las expresiones [3-36] y [3-37], despreciando la presencia de la sobrecarga.

Por similitud con la expresión [3-14], puede definirse el factor de sobrerresistencia de un sistema de dos tabiques acoplados o tabiques acoplados con columnas, de acuerdo con la expresión [3-38]. Para sistemas de más de dos tabiques acoplados o tabiques acoplados con columnas, el factor de sobrerresistencia podrá definirse según la siguiente expresión:

$$\phi_o^w = \frac{\sum_i M_o^{wi} + \sum_i P_o^{wi} L_i}{\sum_i M_E^{wi} + \sum_i P_E^{wi} L_i}$$

Donde L_i es la distancia desde el baricentro geométrico de cada tabique a un punto auxiliar cualquiera, respecto del cual se calcula el momento global del sistema, ver la Figura C3.8.

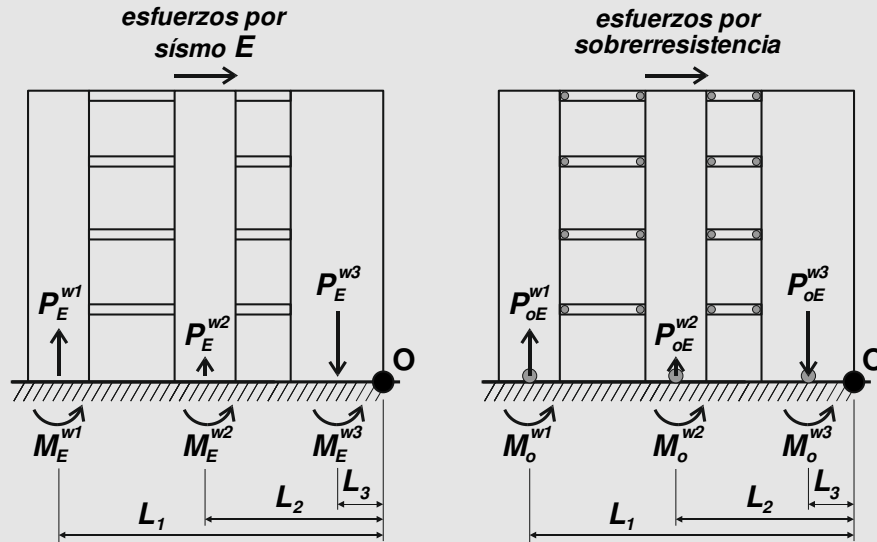


Figura C3.8. Factor de sobrerresistencia para un sistema de tres tabiques acoplados.

3.8.2.3. Esfuerzos de corte de diseño

Para tabiques sismorresistentes acoplados, el esfuerzo de corte último (V_u) en el nivel i del tabique k , deberá determinarse por la expresión siguiente, que reemplaza a la expresión [3-17]:

$$V_{ui}^{wk} = \omega_v \phi_o^w \left(\frac{M_o^{wk}}{\sum_k M_o^{wk}} \right) V_{Ei}^w \quad [3 - 39]$$

Donde $k=1,2, \dots, m$ indica el tabique considerado del sistema de tabiques acoplados, e $i = 1,2, \dots, n$ el nivel considerado; ω_v deberá determinarse con las expresiones [3-18], [3-19] o [3-20] según corresponda, y $\omega_v \phi_o^w$ no deberá tomarse mayor que $R/1,5$.

C 3.8.2.3. Esfuerzos de corte de diseño

De acuerdo con los principios del diseño por capacidad el esfuerzo de corte debe tener en cuenta la sobrerresistencia de la rótula plástica y los efectos de los modos superiores de vibración.

El término entre paréntesis en la expresión [3-39] permite considerar en forma aproximada la distribución de los esfuerzos de corte entre los dos o más tabiques que en conjunto forman el sistema de tabiques acoplados, la cual cuando desarrollan su sobrerresistencia flexional, es probable que difiera de la establecida con el análisis elástico inicial.

3.8.2.4. Diseño a corte por deslizamiento

Para la verificación del corte por deslizamiento, cuando el factor de acoplamiento A sea mayor o igual a $1/3$ ($A \geq 1/3$), deberá considerarse que los tabiques acoplados transfieren el corte total como una sola unidad. En este caso el esfuerzo axial P_u , en la expresión[3.32], será el proveniente de las cargas verticales solamente (peso propio, sobrecarga y componente vertical de la acción sísmica) sin tener en cuenta el esfuerzo axial inducido por la acción sísmica horizontal en cada tabique individual.

Cuando el grado de acoplamiento A sea menor que $1/3$ ($A < 1/3$), deberá considerarse cada tabique individualmente, teniendo en cuenta el esfuerzo normal inducido por la acción sísmica horizontal.

C 3.8.2.4. Diseño a corte por deslizamiento

En tabiques sismorresistentes con un alto grado de acoplamiento ($A \geq 1/3$), se puede considerar a la estructura como un solo tabique en voladizo que transfiere el corte total, sin tener en cuenta el esfuerzo axial inducido por la acción sísmica en cada uno de los tabiques componentes. Cuando los tabiques estén débilmente acoplados ($A < 1/3$), es preferible considerarlos como unidades independientes y, por lo tanto, diseñar la junta constructiva con el esfuerzo axial derivado de la carga gravitatoria y de la acción sísmica.

3.9. REQUERIMIENTOS ADICIONALES PARA TABIQUES SISMORRESISTENTES POCO ESBELTOS

Se consideran tabiques sismorresistentes poco esbeltos aquellos cuya relación de aspecto es menor que dos ($h_w/L_w < 2$). Para este tipo de tabiques deberán tenerse en cuenta las deformaciones por corte en la determinación de la rigidez.

C 3.9. REQUERIMIENTOS ADICIONALES PARA TABIQUES SISMORRESISTENTES POCO ESBELTOS

Como consecuencia de las dimensiones relativas, condiciones de borde, y el modo en que el corte es introducido, los mecanismos de resistencia al corte, apropiados para vigas de hormigón armado, no son totalmente aplicables en el caso de tabiques poco esbeltos.

Limitando la resistencia requerida a corte (V_u) y proveyendo una adecuada armadura horizontal de corte, pueden evitarse las fallas por compresión y tracción diagonal. Las deformaciones inelásticas requeridas para posibilitar la disipación de energía, se esperan que se originen principalmente por deformaciones posfluencia generadas en la armadura vertical. Sin embargo, después de unos pocos ciclos de reversiones en los desplazamientos que provoquen deformaciones plásticas importantes en la armadura vertical, puede ocurrir un desplazamiento por deslizamiento en la base o a lo largo de grietas flexionales que se interconectan y generan un plano de falla continuo y aproximadamente horizontal. Estos desplazamientos, por deslizamiento, son los responsables de una reducción importante de la rigidez, particularmente al principio de una incursión inelástica con pequeñas intensidades en los esfuerzos. Como consecuencia se reduce la disipación de energía.

3.9.1. Corte por Deslizamiento

3.9.1.1. Resistencia al corte por deslizamiento

La resistencia al corte por deslizamiento deberá tener en cuenta la contribución del mecanismo de pasador provista por la armadura vertical del alma y del mecanismo de corte por fricción.

- (a) La resistencia al corte provista por el mecanismo de pasador está dada por:

$$V_d = 0,25 A_{sw} f_y \quad [3-40]$$

A_{sw} área total de armadura vertical en el alma del tabique.

- (b) La resistencia al corte provista por el mecanismo de fricción debe tomarse igual a:

$$V_f = 0,25 f'_c A_f \quad [3-41]$$

A_f área efectiva a compresión y debe tomarse de acuerdo a la Fig. 3.10.

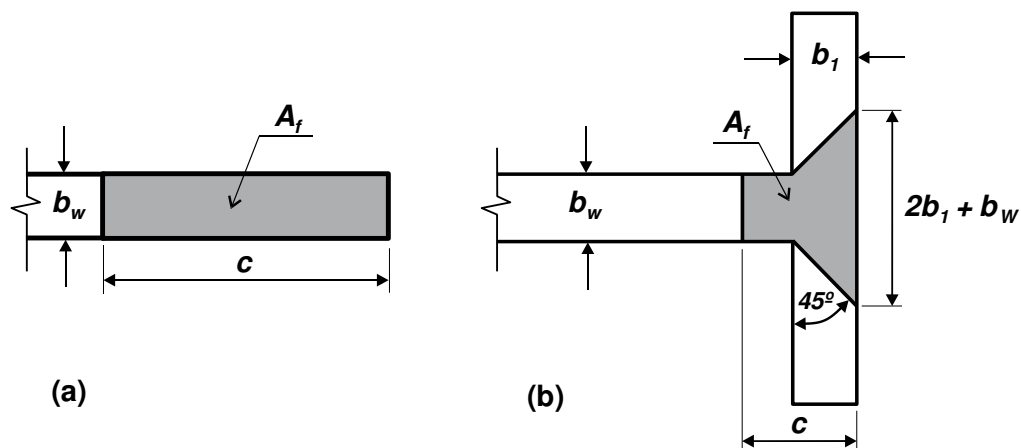


Figura 3.10. Área efectiva para determinar la fricción por corte.

- (c) La capacidad total al corte por deslizamiento con la armadura convencional, resulta:

$$V_{df} = V_d + V_f \quad [3-42]$$

C 3.9.1.1. Resistencia al corte por deslizamiento

Los mecanismos tradicionales de resistencia son el de fricción por corte y el mecanismo de pasador provisto por las armaduras verticales que atraviesan el plano de falla. Sin embargo, en la base de un tabique poco esbelto donde es probable que se desarrolle una grieta continua en la junta constructiva, también es necesario transferir momentos. Por lo tanto, la transferencia de corte a lo largo del plano crítico de deslizamiento, estará restringida a la armadura vertical y a la zona de compresión por flexión, donde se lleva a cabo la apertura y el cerrado cíclico de las grietas.

- (a) La acción de pasador de las barras verticales está asociada a importantes desplazamientos por corte. La mayoría de las barras verticales entrarán en fluencia

antes de que la grieta pueda cerrarse. Por lo tanto, sólo algunas barras en el núcleo elástico podrán contribuir a la resistencia al corte por deslizamiento por acción de pasador. La expresión [3-47] refleja este hecho.

- (b) Los ensayos relacionados con el mecanismo resistente de fricción por corte, muestran que existe un límite superior, a partir del cual, las fuerzas de cierre provistas por la armadura vertical y/o por compresiones externas, no aumentan la resistencia al corte. Esta resistencia al corte límite, obtenida con carga monotónica, es del orden de $0,35f'_c$. Con desplazamientos cíclicos, es improbable que pueda lograrse una tensión de corte superior a $0,25f'_c$. Por lo tanto, se recomienda que la resistencia al corte por fricción se estime de acuerdo con la expresión [3-48].

Nótese la importancia que tiene la profundidad c de la zona de compresión. Si el corte aplicado al tabique es constante, el momento en la base y por lo tanto c aumentará con la altura h_w del tabique. Como corolario, con la altura h_w constante y el corte constante, c disminuirá a medida que aumente la longitud L_w del tabique. Así, la contribución de la zona de compresión por flexión a la resistencia al corte por deslizamiento, aumentará con la relación de aspecto h_w/L_w .

3.9.1.2. Armadura diagonal. Relación de degradación de resistencia.

Es necesario proveer armadura diagonal, Figura 3.11, cuando se cumplen estas dos condiciones simultáneamente:

- i) que la fuerza de corte correspondiente al desarrollo de sobrerresistencia del tabique sea:

$$V_u = V_{o,E}^w = \frac{M_o^{w,base}}{h_w} > V_{df} \quad [3-43]$$

$$M_o^{w,base} = \lambda_o M_n^{w,base} \quad [3-44]$$

V_u corte último en la base del tabique, que debe cumplir con la limitación de la ecuación [3-18].

$M_o^{w,base}$ momento de sobrerresistencia en la base del tabique

$M_n^{w,base}$ momento nominal en la base del tabique con las armaduras realmente colocadas

(ii) que el factor R_d sea mayor que cero, ($R_d > 0$). Se define R_d como el factor de degradación de la resistencia al corte por deslizamiento. Este factor se evalúa relacionando la sobrerresistencia a flexión del tabique bajo tal cual fue diseñado, ver ecuación [3-44], y la resistencia requerida para asegurar respuesta elástica. A efecto de esta norma se toma como:

$$R_d = 1,6 - 1,95 \frac{\phi_o^w}{R} \leq 1,0 \quad [3-45]$$

$$\phi_o^w = \frac{V_{o,E}^w}{V_E^w} \quad [3-46]$$

R factor de comportamiento adoptado para la estructura.

Si $R_d=1,0$ todo el esfuerzo de corte restante ($V_{o,E}^w - V_{df}$) debe ser absorbido por armadura diagonal. Si $R_d=0,0$ no es necesario colocar armadura diagonal.

3.9.1.3. Armadura diagonal. Configuración de armaduras.

Se pueden adoptar, dos configuraciones posibles con referencia a la Figura 3.11(a) y (b).

Cuando se coloca armadura diagonal, la misma, en caso de corresponder, debe ser considerada para evaluar la resistencia a flexo-compresión. En este caso, dado que la misma armadura que resiste corte es la que proporcionalmente resiste flexión, no se debe utilizar el factor ϕ_o para evaluar la sobrerresistencia a flexión, en la componente de momento a resistencia diagonal.

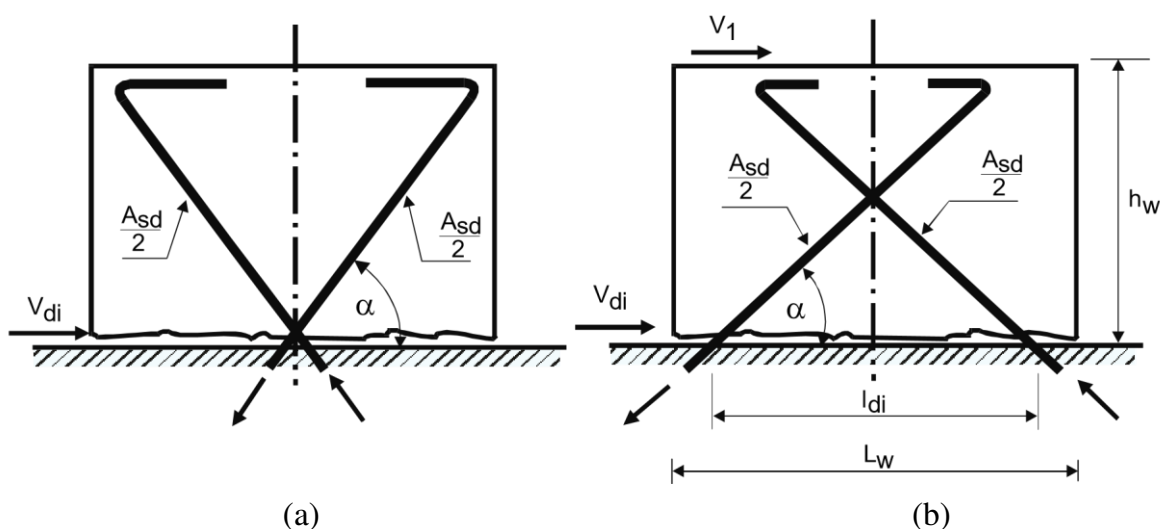


Figura 3.11. Disposición de las armaduras diagonales en tabiques sismorresistentes pocos esbeltos.

(a) Caso de armadura diagonal interceptando la base en el centro del tabique

(i) Forma de colocación de las armaduras

Las barras diagonales se disponen de forma tal que se cruzan en el eje del tabique y en su nivel inferior, con simétricos ángulos α con la horizontal, caso de Fig. 3.11(b). La longitud total del tabique es L_w . Para el mecanismo indicado en la figura, se supone que las barras diagonales solo aportan resistencia al corte, $V_{n,dg}$, pero no a flexión, es decir, se asume que $M_{n,dg}=0$.

(ii). Procedimiento de diseño

(1) Determinación de acciones, M_u , V_u y N_u .

A partir de relación de esbeltez, A_r , se evalúa el factor de comportamiento R adoptado para el tabique según Tabla 5.1. del IC-103-Parte I-2013.

Del análisis de la estructura se obtiene el esfuerzo de corte V_E . A partir de cargas gravitatorias y acción sísmica, se determina el valor del esfuerzo axial.

(2) Determinación armadura vertical. Resistencia a flexo-compresión. Sobrerresistencia.

Se selecciona armadura vertical, (convencional) y se verifica la ecuación básica de diseño a flexión:

$$M_d^w = \phi M_n^w \geq M_u^w \quad [3-47]$$

A partir de ecuación [3-45] se evalúa el factor de sobrerresistencia.

Se necesita determinar la armadura vertical en el alma del tabique, A_{sw} , y la profundidad del eje neutro, c , para aplicar las ecuaciones [3-40], [3-41] y [3-42].

(3) Verificación de máxima tensión de corte

Se verifica cumplimiento de la ecuación [3-21] con relación a tensión última máxima de corte en zona potencial de rótula plástica. Se aplica ecuación [3-48], para sobrerresistencia:

$$v_u = \frac{V_{o,E}^w}{0,80b_w L_w} \quad [3-48]$$

(4) Verificación de necesidad de armadura diagonal

(i) condición de resistencia al corte: aplicar ecuaciones [3-43] y [3-21]

(ii) condición de posibilidad de falla por deslizamiento: aplicar ecuación [3-42]

(5) Cantidad de armadura diagonal

Si se cumplen ambas condiciones, la demanda de corte para ser absorbido por armadura diagonal es:

$$V_{u,dg} = R_d (V_{o,E}^w - V_{df}) \quad [3-49]$$

Y la sección de armadura, a colocar en cada una de las direcciones, con ángulo α , simétricas, es:

$$A_{sd} = \frac{V_{u,dg}}{f_y \cos \alpha} \quad [3-50]$$

(6) Control de tracción diagonal

En tabiques con relación de aspecto menor que uno ($h_w/L_w < 1$) se debe considerar la posibilidad de falla por tracción diagonal. En forma conservativa, se considera que la fuerza de corte desarrollada en condición de sobrerresistencia se introduce como flujo continuo a lo largo en el nivel superior del tabique. Se supone un plano potencial de falla diagonal por tracción a 45° , según se indica en la Figura 3.12.

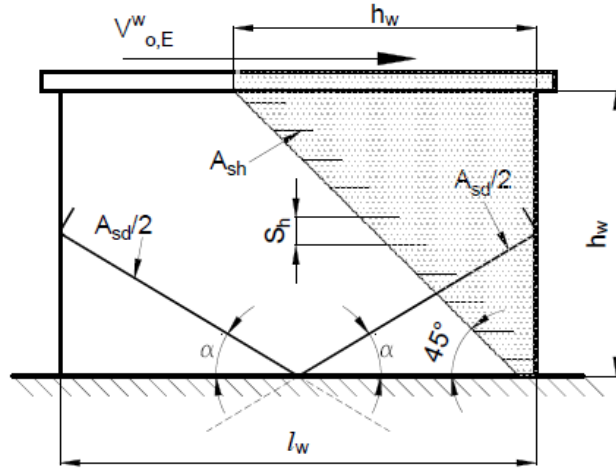


Fig.3.12. Disposición de armaduras para control de tracción diagonal.

La demanda de corte a ser absorbida para evitar falla por tracción es:

$$V_{u,h} = V_{o,E}^w (h_w / L_w) \quad [3-51]$$

La resistencia nominal al corte para contrarrestar esta demanda, suponiendo que existe armadura diagonal que puede involucrarse en el mecanismo de resistencia, es:

$$V_{n,h} = V_c + V_{n,sh} + V_{n,dg} \quad [3-52]$$

V_c resistencia al corte que suministra el hormigón. Se considera $V_c = 0$.

V_{n,sh} resistencia nominal al corte que suministra la armadura horizontal

V_{n,dg} resistencia nominal al corte que suministra la armadura diagonal, dada por:

$$V_{n,dg} = 0,5 A_{sd} f_y \cos \alpha \quad [3-53]$$

La resistencia nominal que suministra la armadura horizontal es:

$$V_{n,sh} = (h_w / s_h) A_{sh} f_y \geq V_{u,h} - V_{n,dg} \quad [3-54]$$

De esta expresión se diseña la sección de armadura horizontal a corte, A_{sh} , con su separación s_h .

(b) Caso de armadura diagonal interceptando bordes de tabique

(i). Forma de colocación de las armaduras. Resistencias de las diagonales.

Las barras diagonales se disponen de forma tal que cruzan la fisura potencial cercana a los bordes del tabique, con simétricos ángulos α con la horizontal, caso de Fig. 3.11(a). Hay contribución de momento por las armaduras diagonales

La longitud total del tabique es l_w , y l_{di} representa la longitud de brazo de palanca o distancia entre baricentros de diagonal comprimida y traccionada a nivel inferior de tabique o en zona crítica.

Cuando las barras diagonales fluyen en tracción y compresión, la contribución de la armadura diagonal total A_{sd} , a la resistencia nominal de flexión, es:

$$M_{n,dg} = 0,5 A_{sd} f_y l_{di} \sin \alpha = V_1 h_w \quad [3-55]$$

donde V_1 es la fuerza de corte necesaria para desarrollar el momento $M_{n,dg}$. La fuerza de corte que suministran las diagonales es:

$$V_{dg} = A_{sd} f_y \cos \alpha \quad [3-56]$$

la cual puede, dependiendo del ángulo de las diagonales y de la altura a la que se supone aplicado el corte sísmico, resultar mayor que V_1 . Existirá entonces una fuerza de corte adicional que será la resistencia nominal a corte suministrada por las armaduras diagonales para restringir el deslizamiento por corte, y es:

$$V_{n,dg} = A_{sd} f_y \cos \alpha - V_1 = A_{sd} f_y [\cos \alpha - (l_{di} / 2h_w) \sen \alpha] \quad [3-57]$$

Esta resistencia es la que debe resultar mayor que el corte, $V_{u,dg}$, que surge de la ecuación (3-55).

(ii) Procedimiento de diseño

(1) Determinación de acciones, M_u , V_u y N_u .

A partir de relación de esbeltez, A_r , se evalúa el factor de comportamiento R adoptado para el tabique según Tabla 5.1. del IC-103-Parte I-2013.

Del análisis de la estructura se obtiene el esfuerzo de corte V_E . A partir de cargas gravitatorias y acción sísmica, se determina el valor del esfuerzo axial.

(2) Estimación preliminar. Asignación de parte de la resistencia a flexión y corte a la armadura diagonal

Dado que con esta configuración parte del momento total será tomado por la armadura diagonal, el procedimiento de diseño puede comenzar asignando un porcentaje de la fuerza de corte para controlar el deslizamiento como fracción del corte total desarrollado en condición de sobrerresistencia, a partir del factor $\chi_{p,dg}$, como:

$$V_{n,dg} = \chi_{p,dg} \phi_{p,o}^w V_E \quad [3-58]$$

$V_{n,dg}$ resistencia preliminar nominal al corte por armadura diagonal

$\chi_{p,dg}$ fracción asignada en forma preliminar a la resistencia al corte

$\phi_{p,o}^w$ factor preliminar de sobrerresistencia total del tabique

3) Determinación preliminar de armadura diagonal.

Teniendo en cuenta la fuerza de corte adicional dada por ecuación [3-56], resulta:

$$A_{sd} = \frac{V_{n,dg}}{\left[f_y \left(\cos \alpha - \frac{l_{di}}{2h_w} \sen \alpha \right) \right]} \quad [3-59]$$

(4) Determinación de la Resistencia a flexión de la armadura diagonal.

$$M_{n,dg} = 0,5 A_{sd} f_y l_{di} \sen \alpha \quad [3-60]$$

(5) Requerimiento de armadura convencional a flexión.

$$\phi M_{n,vert} \geq (M_u - M_{n,dg}) \quad [3-61]$$

$M_{n,vert}$ resistencia nominal a momento suministrada por la armadura vertical (convencional)

Se selecciona armadura vertical y se verifica la ecuación básica de diseño a flexión:

$$M_d^w = \phi M_n^w \geq M_u^w \quad [3-62]$$

Siendo:

$$M_n^w = M_{n,vert} + M_{n,dg} \quad [3-63]$$

Se necesita determinar la armadura vertical en el alma del tabique y la profundidad del eje neutro para aplicar nuevamente las ecuaciones [3-41], [3-42] y [3-43].

(6) Factor de sobrerresistencia total

A partir de ecuación [3-40] se evalúa el factor de sobrerresistencia.

No es necesario aplicar factor de sobrerresistencia λ_o de material al momento $M_{n,dg}$.

$$M_o^w = \lambda_o M_n^w + M_{n,dg} \quad [3-64]$$

$$V_{o,E}^w = \frac{M_o^w}{h_w} \quad [3-65]$$

$$\phi_o^w = \frac{V_{o,E}^w}{V_E^w} \quad [3-46]$$

(7) Verificación de máxima tensión de corte

Se verifica el cumplimiento de la ecuación [3-28] con relación a la tensión última máxima de corte en zona potencial de rótula plástica. Se aplica ecuación [3-27], para sobrerresistencia:

$$v_u = \frac{V_{o,E}^w}{0,80b_w L_w} \quad [3-28]$$

8) Evaluación de la capacidad al corte por deslizamiento con armadura convencional

Tal cual se expresó con ecuación [3-42]:

$$V_{df} = V_d + V_f \quad [3-42]$$

(9) Evaluación del factor R_d .

Se hace la misma verificación que para el caso de disposición (a) de armadura diagonal.

(10) Verificación de resistencia a corte diagonal

El corte diagonal último o requerido, que debe contrastarse con el dado por ecuación [3-63] resulta:

$$V_{u,dg} = R_d (V_{o,E}^w - V_{df}) \left(\frac{V_{o,E}^w - V_1}{V_{o,E}^w} \right) \leq V_{n,dg} \quad [3-66]$$

(10) Control de tracción diagonal

Se hace la misma verificación que para el caso de disposición (a) de armadura diagonal.

3.9.2. Armadura Vertical.

En tabiques con relación de aspecto $h_w / L_w \leq 1$, el esfuerzo de corte de diseño se determinará:

$$V_u = \phi_{ow} \frac{h_w}{L_w} V_E \quad [3-67]$$

Para la determinación de la armadura horizontal necesaria se considerará la contribución de la armadura diagonal, si existiese, y nula la contribución del hormigón $v_c = 0$.

3.9.3. Tabiques con aberturas dispuestas en forma irregular

Cuando las aberturas se dispongan en forma irregular deberán utilizarse métodos de análisis apropiados, tales como los basados en modelos biela-tirante para establecer un flujo racional de esfuerzos internos. Deberán asegurarse, por medio de un diseño por capacidad, que la armadura horizontal de corte no fluya antes que se desarrolle la resistencia a flexión del tabique, ver la Figura 3.13.

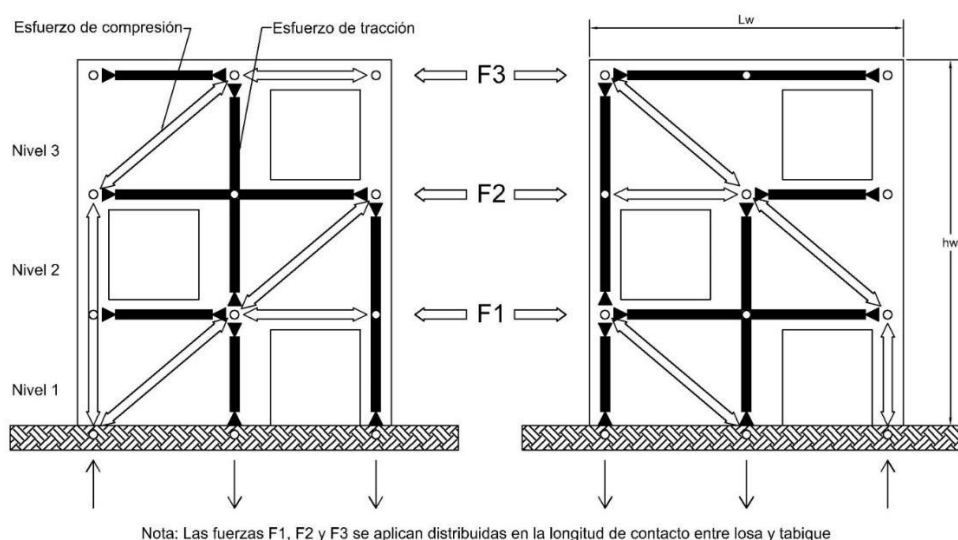


Figura 3.13. Modelo biela-tirante para tabiques poco esbeltos con aberturas dispuestas en forma irregular.

C 3.9.3. Tabiques con aberturas dispuestas en forma irregular

Deberán evitarse debilidades no intencionales o elementos frágiles en zonas de fluencia potencial para una disposición particular de las aberturas. Cuando los tabiques presenten aberturas importantes e irregulares, deberán usarse preferentemente modelos biela-tirante con un cuidadoso detallado de los nodos, para posibilitar el desarrollo de un flujo de esfuerzos viable. Deberá prestarse atención a aquellas situaciones donde la disposición de las aberturas irregulares necesite diferentes flujos de esfuerzos internos para cada una de las direcciones de la acción sísmica.

En la Figura 3.13. debe considerarse que las fuerzas sísmicas equivalentes F_1 , F_2 , etc., son aplicadas por las losas al tabique, en forma distribuida en toda la longitud del tabique. Por lo tanto, se originan esfuerzos de tracción que deben resistirse con armaduras, por ejemplo, en todo el borde superior del tabique cuando F_3 actúa hacia la derecha, en este caso el esfuerzo máximo es igual a F_3 .

CAPÍTULO 4. SISTEMAS PÓRTICO-TABIQUE SISMORRESISTENTES DE HORMIGÓN ARMADO

4.0. SIMBOLOGÍA

A_g	área bruta de la sección transversal, en mm^2 .
H	altura total de la estructura, en mm .
L_n	longitud libre de un componente, en mm .
M_o^c	capacidad en el desarrollo de la sobrerresistencia flexional de una columna, en Nmm .
M_E^c	momento en columnas producido exclusivamente por la acción sísmica horizontal, en Nmm .
M_u	resistencia requerida a flexión, o momento último, en Nmm .
P_u	esfuerzo axial último en columnas, en N .
R	factor de reducción, según el Reglamento INPRES-CIRSOC 103 – Parte I “CONSTRUCCIONES EN GENERAL” .
R_m	factor de reducción de momentos en columnas.
R_v	factor de reducción de carga axial en columnas.
V_E^c	esfuerzo de corte en columnas derivado de las fuerzas sísmicas horizontales, en N .
$V_{E\ total}$	esfuerzo de corte total en la base de la estructura, en N .
V_u	resistencia requerida a corte, o corte último, en N .
$V_u^{w\ s.\ crítica}$	esfuerzo de corte último en la sección crítica de un tabique, en N .
$V_E^{w\ s.\ crítica}$	esfuerzo de corte en la sección crítica de un tabique, provocado por las fuerzas sísmicas horizontales solamente, en N .
V_E^{wi}	esfuerzo de corte en la base del tabique i -ésimo, provocado por las fuerzas sísmicas horizontales solamente, en N .
f'_c	resistencia especificada a la compresión del hormigón, en MPa . Según el Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón – CIRSOC 201 – 2005 .
h_b	altura de la viga, en mm .
h_w	altura de un tabique, en mm .
ℓ_d	longitud de adherencia, en mm .
n	número de pisos por encima del nivel considerado.
ϕ	factor de reducción de resistencia.
ϕ_o^b	factor de sobrerresistencia flexional en vigas.

- ϕ_o^w factor de sobrerresistencia flexional en tabiques.
- η_v relación de corte en tabiques para sistemas pórtico tabique.
- ω factor de amplificación dinámica.
- ω_c factor de amplificación dinámica para columnas de sistemas pórtico tabique.
- ω_p factor de amplificación dinámica para columnas de sistemas pórtico tabique, cuando los tabiques no poseen la altura total de la estructura.
- ω_v factor de amplificación dinámica para tabiques.
- ω_v^* factor de amplificación dinámica para tabiques de sistemas pórtico tabique.

4.1. REQUERIMIENTOS GENERALES DE DISEÑO

Los requerimientos de diseño establecidos en este Capítulo, deberán aplicarse a los sistemas estructurales donde la resistencia a la acción sísmica horizontal se provea por la contribución combinada de pórticos y tabiques sismorresistentes de hormigón armado. Los requerimientos establecidos en el Capítulo 2, “Pórticos Sismorresistentes de Hormigón Armado” y en el Capítulo 3, “Tabiques Sismorresistentes de Hormigón Armado” deberán aplicarse en su totalidad en tanto no sean modificados por las prescripciones aquí establecidas.

4.1.1. Factor de reducción de la estructura

El factor de Reducción **R** de la estructura se determinará:

- Cuando el corte en la base resistido por los tabiques sea menor o igual a **1/3** del corte total en la base, deberá adoptarse el valor del factor de reducción correspondiente a pórticos sismorresistentes de hormigón armado con ductilidad completa.
- Cuando el corte en la base resistido por los tabiques sea mayor o igual a **2/3** del corte total en la base, deberá adoptarse el valor del factor de reducción correspondiente a tabiques sismorresistentes de hormigón armado.
- Cuando el corte en la base resistido por los tabiques esté comprendido entre **1/3** y **2/3** del corte total en la base, el valor del factor de reducción deberá obtenerse interpolando linealmente entre los valores establecidos precedentemente en (a) y (b).

C 4.1.1. Factor de reducción de la estructura

La contribución de todos los tabiques a la resistencia ante acciones sísmicas, depende de la relación entre el corte en la base resistido por los tabiques y el corte total en la base. Cuando esta relación es pequeña ($\leq 1/3$) la resistencia a acciones sísmicas horizontales está provista principalmente por los pórticos. Cuando, por el contrario, la relación es grande

($\geq 2/3$) la resistencia está provista fundamentalmente por los tabiques. En cada una de estas situaciones, el factor de Reducción R de la estructura corresponderá al de pórticos en el primer caso, y al de tabiques en el segundo. En las situaciones intermedias, podrá interpolarse linealmente.

4.2. DISEÑO DE PÓRTICOS

4.2.1. Diseño de vigas

Deberán cumplirse los requerimientos establecidos en el artículo 2.2.

4.2.2. Diseño de columnas

Deberán cumplirse los requerimientos establecidos en el artículo 2.3., salvo los expresamente modificados en este apartado.

4.2.2.1. Resistencia requerida a flexión - M_u -

Los momentos últimos (M_u) en las secciones extremas de columnas donde no se espera el desarrollo de rótulas plásticas, se determinarán con la expresión [2.3-12]. En este caso, se utilizarán en conjunto con un factor de reducción de resistencia (ϕ) igual a **1,00**.

El factor de reducción de momento R_m , deberá determinarse de acuerdo con:

$$0,75 \leq R_m = 1,00 + 0,50 (\omega - 1,00) \left(10 \frac{P_u}{f'_c A_g} - 1,00 \right) \leq 1,00 \quad [4 - 1]$$

Donde: $-0,15 \leq P_u / (f'_c A_g) \leq 0,10$, P_u deberá tomarse con signo negativo cuando sea de tracción.

El factor de amplificación dinámica ω deberá tomarse de acuerdo con la Figura 4.1.(a), cuando el tabique se extienda en toda la altura, y de acuerdo con la Figura 4.1.(b) cuando el tabique no se extienda en toda la altura. En este último caso, deberá tomarse:

$$\omega_p = \omega - \left(\frac{h_w}{H} \right) (\omega - 1,20) \quad [4 - 2]$$

Donde ω está dado por la expresión [2.3-9].

C 4.2.2.1. Resistencia requerida a flexión - M_u -

La expresión [4 - 1] modifica a la Tabla 2.3. para el caso de estructuras pórtico tabique.

La Figura 4.1. modifica, para el caso de estructuras pórtico tabique, a la Figura 2.12.

Como es sabido, el propósito fundamental del factor de amplificación dinámica ω es incrementar las demandas de momentos por encima y por debajo de una viga debido a la

participación de los modos superiores de vibración durante la respuesta dinámica. Las formas modales en los sistemas pórtico tabique están fuertemente controladas por las deformaciones de los tabiques. Por esta razón, los tabiques que cubren toda la altura, protegen a las columnas de grandes demandas locales de momentos debidos a los efectos de los modos superiores. Los análisis dinámicos demuestran que en el caso de sistemas pórtico tabique, un valor de $\omega = 1,20$ es suficiente para proteger a las columnas de rotulaciones plásticas en los niveles superiores, cuando los tabiques cubren toda la altura.

Como consecuencia de que el factor de amplificación dinámica para las columnas de sistemas pórtico tabique, cuando los tabiques cubren toda la altura, es relativamente bajo, la reducción de los momentos requeridos debido a una compresión axial pequeña o a una tracción axial, rara vez excederá del **20%**. Para simplificar los cálculos, se puede tomar **$R_m = 1,00$** .

Columnas de sistemas pórtico tabique que se extienden por encima del nivel superior de tabiques con altura parcial, están menos protegidas de rotulaciones plásticas. Por lo tanto, en estas columnas es deseable resistencias flexionales mayores si se quiere mantener el criterio de “columna fuerte–viga débil” en los niveles donde los tabiques están ausentes. Sin embargo, en comparación con el caso de pórticos solos, sin tabiques, existe alguna protección para las secciones de columnas ubicadas por encima del nivel superior del tabique de altura parcial.

Por lo tanto, el valor máximo del factor de amplificación dinámica ω_p está dado por la expresión [4-2] que resulta de una interpolación lineal entre el valor de ω correspondiente a pórticos y **1,20**.

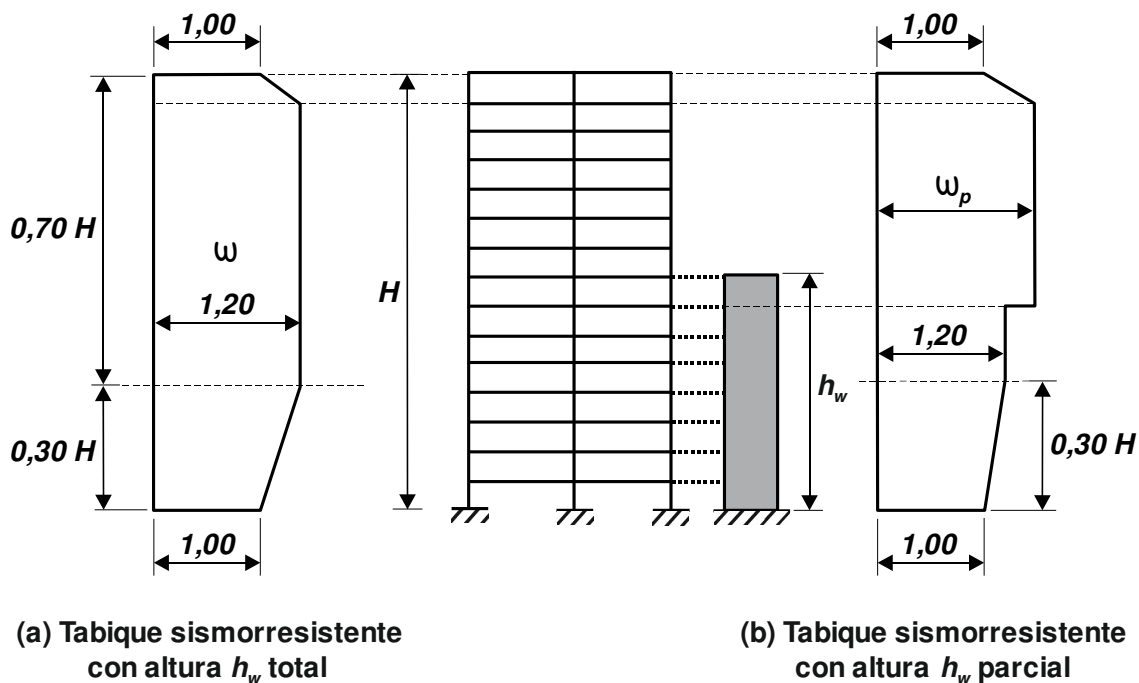


Figura 4.1. Factor de amplificación dinámica ω para momentos de columnas en sistemas pórtico tabique.

4.2.2.2. Esfuerzo axial requerido - P_u -

Los esfuerzos axiales inducidos en cualquier nivel, sólo por las acciones sísmicas horizontales, que deberán utilizarse junto con los derivados de las cargas gravitatorias y con los momentos últimos para determinar la resistencia de la sección de la columna, deberán determinarse con la expresión [2.3-13] con R_v igual a:

$$R_v = \left(1,00 - \frac{n}{67} \right) \geq 0,70 \quad [4 - 3]$$

C 4.2.2.2. Esfuerzo axial requerido - P_u -

La expresión [4-3] modifica a la Tabla 2.4. para el caso de estructuras pórtico tabique.

La expresión [4-3] arroja los mismos valores de la Tabla 2.4. cuando el factor de amplificación dinámica ω es **1,30** o menos.

4.2.2.3. Resistencia requerida a corte - V_u -

El esfuerzo de corte último (V_u) en columnas donde no se prevea la formación de rótulas plásticas en sus extremos, deberá evaluarse de acuerdo con:

$$V_u = \omega_c \phi_o^b V_E^c + V_G \quad [4 - 4.a]$$

Donde el factor de amplificación dinámica ω_c , deberá tomarse igual a: $\omega_c = 2,50$ para el piso inferior; $\omega_c = 2,00$ para el piso superior; y $\omega_c = 1,30$ para los pisos intermedios.

Para las columnas del piso inferior deberá además cumplirse:

$$V_u \geq \frac{M_o^{c \text{ base}} + 1,30 \phi_o^b M_E^{c \text{ capitel}}}{L_n + 0,50 h_b} + V_G \quad [4 - 4.b]$$

Cuando se utilice el factor de reducción de momento R_m de acuerdo con la expresión [4-1], el esfuerzo de corte V_u , podrá reducirse proporcionalmente.

C 4.2.2.3. Resistencia requerida a corte - V_u -

Las expresiones [4-4] reemplazan a las expresiones [2.3-23], [2.3-26] y [2.3-27], para el caso de estructuras pórtico tabique.

El procedimiento para la evaluación de los esfuerzos de corte últimos en columnas, es muy similar al utilizado para el diseño por capacidad de pórticos. Refleja un grado mayor de protección para evitar una falla por corte en la columna ante cualquier evento sísmico. A pesar de la aparente severidad de las expresiones [4-4] los requerimientos de corte para columnas rara vez son críticos, como consecuencia del muy bajo valor de V_E^c que se obtiene del análisis elástico.

4.3 DISEÑO DE TABIQUES

Deberá cumplirse con lo especificado en el Capítulo 3 “Tabiques Sismorresistentes de Hormigón Armado”, con las modificaciones que se introducen en este artículo.

4.3.1. Interrupción en altura de la armadura longitudinal

La armadura longitudinal podrá interrumpirse en altura de manera de proveer una resistencia flexional al menos igual a la que se obtiene del diagrama envolvente de momentos dado en la Figura 4.2.

Las barras longitudinales deberán prolongarse desde la sección donde se requieren que desarrollen su resistencia una longitud al menos igual a ℓ_d .

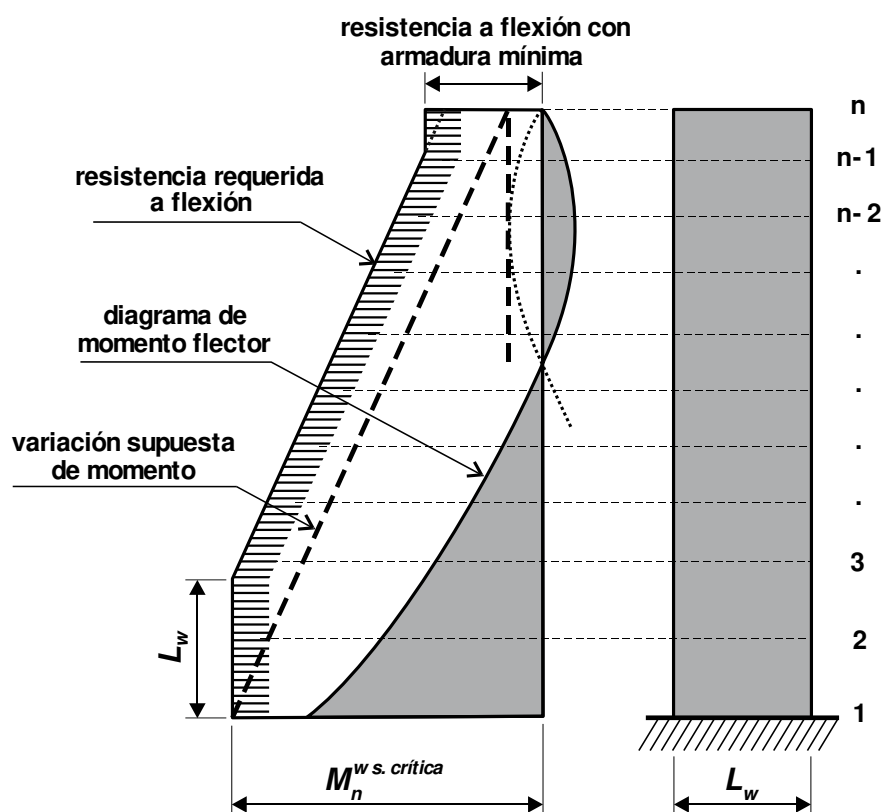


Figura 4.2. Diagrama envolvente de la resistencia requerida a flexión para tabiques en sistemas pórtico tabique.

C 4.3.1. Interrupción en altura de la armadura longitudinal

La envolvente de momentos que muestra la Figura 4.2. es similar, pero no la misma, que la especificada para tabiques en voladizo (Figura 3.4.). Se especifica aquí una resistencia flexional ligeramente mayor en los pisos superiores. Se relaciona el momento en el extremo superior del tabique al máximo momento revertido, resultante del análisis elástico original. Es importante destacar que la envolvente está relacionada con la resistencia nominal a flexión del tabique en su sección crítica, tal cual está detallado, en vez de hacerlo con el

momento requerido producto del análisis elástico ante fuerzas sísmicas horizontales. La envolvente se refiere a la resistencia nominal a flexión efectiva. Por lo tanto, las barras verticales deberán extenderse por encima de los niveles indicados por la envolvente, al menos una longitud igual a la longitud de anclaje ℓ_d .

4.3.2. Resistencia requerida a corte - V_u -

4.3.2.1. El esfuerzo de corte último (V_u) en la sección crítica del tabique, deberá evaluarse según:

$$V_u = V_u^{w.s. crítica} = \omega_v^* \phi_o^w V_E^{w.s. crítica} \quad [4 - 5]$$

$$\omega_v^* = 1,00 + (\omega_v - 1,00) \eta_v \quad [4 - 6]$$

Siendo ω_v el factor de amplificación dinámica dado por las expresiones [3-18], [3-19] y [3-20], y la relación de corte en tabiques η_v determinada con la siguiente expresión:

$$\eta_v = \left(\frac{\sum_{i=1}^m V_E^{wi}}{V_E^{total}} \right)_{s. crítica} \quad [4 - 7]$$

C 4.3.2.1. En la sección crítica del tabique, este artículo modifica, para el caso de estructuras pórtico tabique, al artículo 3.6.1.

El enfoque adoptado para el diseño al corte de sistemas pórtico tabique es una extensión de la metodología adoptada para tabiques en voladizo. En la primera etapa, el esfuerzo de corte se incrementa sobre el valor inicial al correspondiente al desarrollo de la sobrerresistencia flexional de la rótula plástica en la sección crítica del tabique. Esto se logra con la introducción del factor de sobrerresistencia flexional ϕ_o^w . En la próxima etapa, se amplifica nuevamente para tener en cuenta la respuesta dinámica inelástica de la estructura.

Por otro lado, se ha demostrado que, para un registro de un terremoto dado, los esfuerzos de corte en la sección crítica inducidos dinámicamente en sistemas pórtico tabique, aumentan a medida que aumenta la participación de los tabiques al corte total en la sección crítica (expresiones [4-5] y [4-6]). Esto se tiene en cuenta a través de la relación de corte η_v dada en la expresión [4-7]. La expresión [4-6] muestra que a medida que η_v aumenta, ω_v^* aumenta hasta llegar a ser igual a ω_v , cuando $\eta_v = 1,00$.

4.3.2.2. El esfuerzo de corte último (V_u) en las secciones ubicadas por encima de la sección crítica del tabique, no deberá ser menor que el que resulta del diagrama envolvente de la Figura 4.3.

C 4.3.2.2. El diagrama envolvente de la Figura 4.3. modifica las expresiones [3-17] y [3-39] para el caso de estructuras pórtico tabique.

En las secciones ubicadas por encima de la sección crítica del tabique, este artículo modifica, para el caso de estructuras pórtico tabique, al artículo 3.6.1.

Como es dable esperar, durante la respuesta a un sismo severo, pueden generarse esfuerzos de corte mucho mayores que los provenientes de un análisis elástico ante fuerzas sísmicas horizontales. Un escalamiento lineal del diagrama de esfuerzos de corte, de acuerdo con la expresión [4-5], daría predicciones erróneas de las demandas de corte en los pisos superiores en sistemas pórtico tabique. Por esta razón, se estipula el diagrama envolvente dado en la Figura 4.3. Se observa que la envolvente citada da el esfuerzo de corte último (V_u), en términos del corte en la sección crítica $V_u^{w s. crítica}$ (expresión [4-5]).

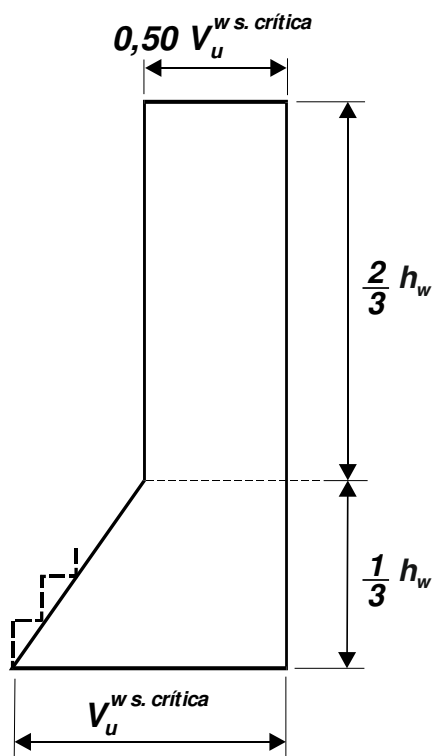


Figura 4.3. Diagrama envolvente de la resistencia requerida a corte para tabiques en sistemas pórtico tabique.

CAPÍTULO 5. DIAFRAGMAS

5.1. CAMPO DE VALIDEZ

Las prescripciones contenidas en este Capítulo deberán aplicarse a las losas de entrepisos y techos de edificios de hormigón armado, cuando deban distribuir acciones sísmicas entre los elementos sismorresistentes, además de resistir las acciones gravitatorias.

C 5.1. CAMPO DE VALIDEZ

El propósito es lograr que las losas puedan funcionar como diafragmas en su plano y, además, vincular la estructura de modo que se garantice la formación del mecanismo de colapso previsto. Los diafragmas pueden ser considerados infinitamente rígidos o deformables, pero deben cumplir estas prescripciones.

Se encuentran en general dos tipos de diafragmas en edificios. El primer tipo aparece en cualquier nivel donde el sistema de piso, actuando como una viga alta horizontal, transmite las fuerzas generadas por la acción sísmica a los distintos planos verticales sismorresistentes, tales como pórticos o tabiques. El segundo tipo, se encuentra cuando, en un nivel particular, se necesitan transferir grandes esfuerzos de corte de un sistema resistente, tal como un núcleo central de corte, a otro sistema resistente, tal como tabiques de fundación periféricos, y en sistemas pórtico tabique. En estos diafragmas, denominados diafragmas de transferencia, los efectos del corte pueden resultar críticos.

5.2. ACCIONES SÍSMICAS REQUERIDAS

5.2.1. Los diafragmas deberán permanecer elásticos y diseñarse para resistir las fuerzas máximas desarrolladas en los planos sismorresistentes verticales correspondientes al mecanismo de colapso elegido.

5.2.2. Las fuerzas requeridas mencionadas en el artículo 5.2.1., deberán ser las correspondientes al desarrollo de la capacidad de los planos sismorresistentes verticales considerando la sobrerresistencia generada en las rótulas plásticas.

C 5.2. ACCIONES SÍSMICAS REQUERIDAS

A menos que se usen métodos numéricos de integración paso a paso, que provean información sobre las aceleraciones de piso correspondientes a registros apropiados de terremotos, las acciones sísmicas requeridas en los diafragmas sólo pueden aproximarse. Como estas acciones rara vez son críticas, generalmente pueden usarse hipótesis conservadoras. Para ello, los principios del diseño por capacidad son apropiados.

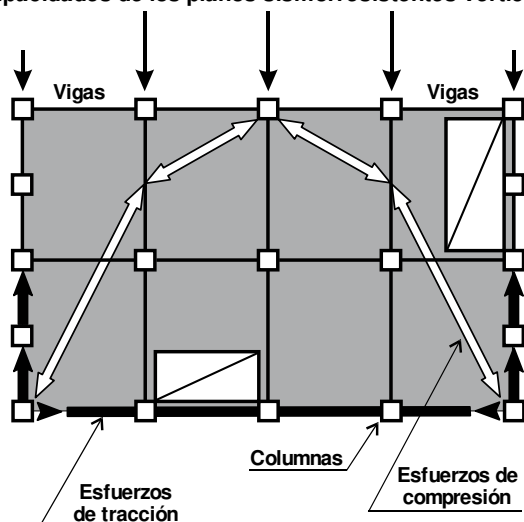
De esta manera, pueden estimarse las fuerzas sísmicas horizontales en cada nivel, que pueden ser resistidas por los sistemas resistentes principales cuando ellos desarrollen su sobrerresistencia. El conjunto de estas fuerzas transmitidas entre los diafragmas y los pórticos o tabiques en cada nivel, pueden usarse para proveer una resistencia adecuada para corte y flexión en el diafragma.

En sistemas pórtico tabique, pueden generarse fuerzas excepcionalmente grandes debido a los esfuerzos internos necesarios para rectificar la inherente incompatibilidad de deformaciones de pórticos y tabiques.

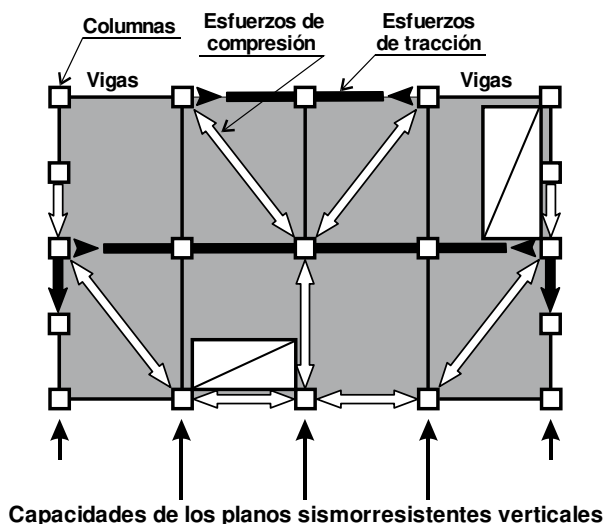
5.3. DIAFRAGMAS DE HORMIGÓN ARMADO COLADO IN SITU

5.3.1. Podrá utilizarse el modelo biela-tirante para establecer el flujo de fuerzas en los diafragmas, las fuerzas de tracción podrán ser resistidas por vigas o refuerzos de armadura en la losa, mientras que los paneles de losa transmitirán las fuerzas necesarias para conformar un campo en compresión diagonal, ver la Figura 5.1.

Capacidades de los planos sismorresistentes verticales



(a)



(b)

Figura 5.1. Modelo para el análisis de diafragmas de hormigón armado colados in situ utilizando un campo en compresión diagonal.

C 5.3.1. Los modelos biela-tirante resultan muy aptos para determinar el flujo interno de esfuerzos, particularmente cuando el diafragma presenta grandes aberturas. Si se pone de manifiesto un serio problema producto de una abertura particular, es improbable que pueda resolverse utilizando métodos más refinados de análisis, tales como elementos finitos; un rediseño de la abertura, cambiando el tamaño y/o la posición, puede ser lo más conveniente.

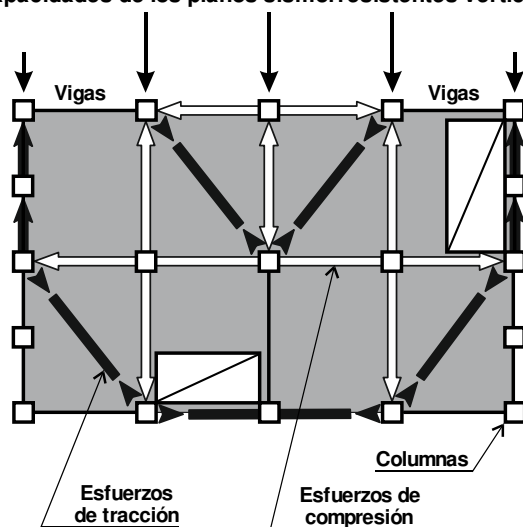
5.3.2. Los diafragmas de hormigón armado colados in situ diseñados para soportar las cargas gravitatorias en una o en dos direcciones, de acuerdo con lo especificado en el Capítulo 13 del **Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón – CIRSOC 201 – 2005**, deberán armarse en dos direcciones ortogonales con una armadura no menor que la especificada en el artículo 7.12. del **Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón – CIRSOC 201 – 2005** en cada dirección. Esta armadura deberá anclarse en las vigas de borde o tabiques que limitan cada panel de losa, y deberá poseer una separación no mayor que **250 mm**.

5.3.3. Cuando los diafragmas se conecten a tabiques sismorresistentes y la longitud de conexión sea menor que la longitud del borde correspondiente del diafragma, deberán diseñarse elementos especiales de conexión que permitan transmitir los esfuerzos de corte a los tabiques por medio de esfuerzos de tracción o compresión.

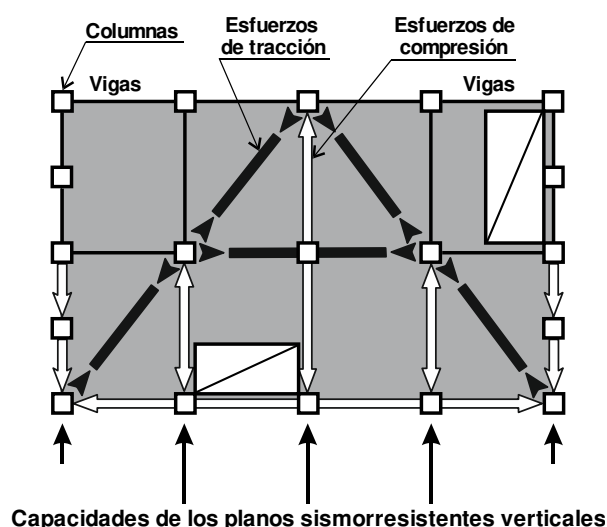
5.4. DIAFRAGMAS CONSTITUIDOS POR ELEMENTOS PREMOLDEADOS

5.4.1. Se podrá utilizar el modelo biela-tirante, pero conformando en este caso un campo en tracción diagonal, ver la Figura 5.2.

Capacidades de los planos sismorresistentes verticales



(a)



(b)

Figura 5.2. Modelo para el análisis de diafragmas de hormigón armado constituidos por elementos premoldeados utilizando un campo en tracción diagonal.

5.4.2. Los diafragmas con elementos premoldeados deberán cumplir con los requerimientos establecidos en el Capítulo 17 del **Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón – CIRSOC 201 – 2005**, y además tener una capa de compresión de hormigón colado in situ, la cual deberá cumplir con las siguientes condiciones:

- (a) El espesor mínimo será de **50 mm**.
- (b) La armadura mínima en las dos direcciones principales deberá cumplir con lo especificado en el artículo 7.12. del **Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón – CIRSOC 201 – 2005**, con una separación no mayor que **250 mm**.

5.4.3. Cuando las tensiones de corte en la capa de compresión superen $0,30 \sqrt{f_c}$ no deberán usarse diafragmas con elementos premoldeados.

5.4.4. Se deberá proveer la cantidad de armadura necesaria en la capa de compresión para transmitir las fuerzas de tracción entre discontinuidades causadas por la formación de

rótulas plásticas en las vigas de apoyo, ver la Figura 5.3. Esta armadura deberá extenderse, desde el centro de la columna, una longitud al menos igual a $1/4$ de la distancia diagonal entre columnas adyacentes o la intersección de vigas ortogonales en los bordes de cada panel de losa.

5.4.5. Deberá cumplirse con lo especificado en el artículo 5.3.3.

5.4.6. Los componentes premoldeados del diafragma deberán estar vinculados adecuadamente a los componentes de la estructura. No se admite la utilización de elementos premoldeados simplemente yuxtapuestos.

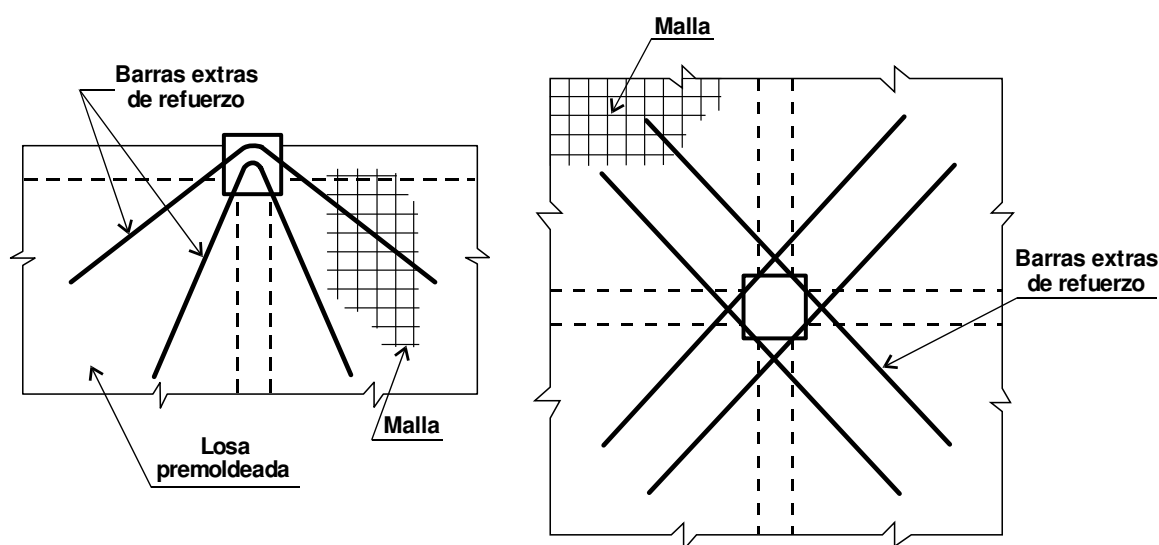


Figura 5.3. Armadura adicional para desarrollar un campo en tracción diagonal en la capa de compresión de diafragmas con elementos premoldeados.

C 5.4. DIAFRAGMAS CONSTITUIDOS POR ELEMENTOS PREMOLDEADOS

Cuando se imponen grandes demandas de ductilidad en pórticos, puede esperarse un alargamiento significativo en las vigas. La acción de diafragma, en este caso, está conferida por una capa de compresión relativamente delgada armada con una malla mínima. Pueden esperarse grandes grietas concentradas donde las rótulas plásticas introducen deformaciones importantes de tracción en la capa de compresión. Estas grandes grietas pueden hacer que los paneles de losas se vuelvan inefectivos en compresión diagonal. Para posibilitar en estas circunstancias que un mecanismo biela-tirante funcione dentro del diafragma, los paneles necesitan proveer un campo en tracción diagonal donde las vigas sean los elementos comprimidos, como se muestra en la Figura 5.2. Una malla mínima en la capa de compresión es probable que sea inadecuada para transmitir los esfuerzos de tracción concentrados en los nudos del campo traccionado, aún si estos esfuerzos no fueran importantes en términos de las tensiones nominales de corte. En tales situaciones, se deberá proveer una armadura extra en la capa de compresión, por ejemplo, en la forma que se muestra en la Figura 5.3. La armadura debe estar bien anclada en el diafragma para permitir una difusión de los esfuerzos de tracción dentro del panel y posibilitar que la malla trabaje eficientemente a tracción.

CAPÍTULO 6. FUNDACIONES

6.0. SIMBOLOGÍA

- A_g área bruta de la sección transversal, en mm^2 .
- R factor de reducción, según el **Reglamento INPRES-CIRSOC 103 – Parte I “CONSTRUCCIONES EN GENERAL” – 2013**.
- f_y tensión de fluencia especificada de la armadura longitudinal (corresponde al límite de fluencia nominal de la Norma **IRAM-IAS**), en MPa .
- ϕ factor de reducción de resistencia.
- ρ_t cuantía de la armadura longitudinal total en pilotes.

6.1. CRITERIOS GENERALES PARA EL DISEÑO

6.1.1. El sistema de fundación deberá ser capaz de soportar las cargas gravitatorias manteniendo el mecanismo de colapso elegido.

6.1.2. Se deberá tender a que la disipación de energía sísmica, y por lo tanto el mecanismo de colapso elegido, esté restringido solamente a la superestructura de acuerdo con lo especificado en el artículo 6.3. Excepcionalmente podrá aceptarse que la disipación de energía sísmica se concentre total o parcialmente en el sistema de fundación, en este caso, el diseñador debe justificar, a satisfacción de la Autoridad de Aplicación, las razones para adoptar esta solución.

C 6.1. CRITERIOS GENERALES PARA EL DISEÑO

Se intenta inculcar a los diseñadores que cuando se confía en la disipación de energía, es esencial que la plastificación se concentre en ubicaciones predeterminadas y que tales plastificaciones puedan ocurrir sin daños serios.

6.2. CLASIFICACIÓN

Las fundaciones se clasifican de acuerdo con el tipo de respuesta esperada para la superestructura y para las fundaciones en:

- (a) Fundaciones para superestructuras con respuesta dúctil.
- (b) Fundaciones para superestructuras con respuesta elástica.
- (c) Fundaciones para estructuras con respuesta dúctil.

Se consideran, superestructuras con respuesta dúctil a aquéllas donde el mecanismo de colapso elegido sólo se desarrolla en la superestructura.

Se consideran estructuras con respuesta dúctil a aquéllas donde el mecanismo de colapso elegido se desarrolla en el conjunto superestructura–fundación.

C 6.2. CLASIFICACIÓN

Debe hacerse una distinción clara entre las respuestas elásticas e inelásticas de la superestructura y del sistema de fundación. Esta distinción es un requisito previo de la filosofía del diseño por capacidad. Aunque habrá casos donde el sistema combinado superestructura–fundación no responda exactamente a las categorías que aquí se presentan, los principios generales deberían posibilitar que los diseñadores desarrollen con facilidad enfoques aplicables a sistemas intermedios. La elección entre fundaciones con respuesta dúctil o elástica es, en alguna medida, dependiente de la filosofía adoptada para el diseño de la superestructura.

6.3. FUNDACIONES PARA SUPERESTRUCTURAS CON RESPUESTA DÚCTIL

En el caso de superestructuras con respuesta dúctil, las fundaciones deberán ser capaces de transmitir al terreno, las solicitaciones correspondientes a la capacidad lateral de la superestructura considerando las cargas gravitatorias.

En este caso, la respuesta de las fundaciones deberá desarrollarse en el campo elástico, debiéndose cumplir con los requerimientos especificados en el Capítulo 15 del **Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón – CIRSOC 201 – 2005**, con un factor de reducción de resistencia $\phi = 1,00$, excepto en los casos de pilotes donde deberá cumplirse con lo especificado en el artículo 6.6.

Las solicitaciones determinadas por capacidad, no necesitarán ser mayores que las correspondientes a la respuesta esencialmente elástica de la superestructura ($R = 1,50$), utilizadas junto con en el correspondiente factor de reducción de resistencia ϕ .

C 6.3. FUNDACIONES PARA SUPERESTRUCTURAS CON RESPUESTA DÚCTIL

Cuando no exista ninguna posibilidad de que se desarrollen deformaciones inelásticas durante la respuesta sísmica del sistema de fundación, es adecuado detallar las armaduras de acuerdo con los criterios sustentados para las cargas de servicio, tales como las cargas gravitatorias o el viento. En este caso, los elementos del sistema de fundación deberán ser capaces de soportar elásticamente, las solicitaciones inducidas en la superestructura cuando se desarrolle su sobrerresistencia. Su diseño deberá basarse en los criterios del diseño por capacidad, a fin de proteger al sistema de fundación, de cualquier posible plastificación proveniente de las máximas solicitaciones probables que la superestructura le transmita.

6.4. FUNDACIONES PARA SUPERESTRUCTURAS CON RESPUESTA ELÁSTICA

En el caso de superestructuras con respuesta elástica, las fundaciones podrán diseñarse para que respondan elásticamente, de forma dúctil, o por medio de un giro rígido en la superficie de contacto entre la fundación y el terreno en el caso de fundaciones de tabiques sismorresistentes.

C 6.4. FUNDACIONES PARA SUPERESTRUCTURAS CON RESPUESTA ELÁSTICA

En ciertos casos la respuesta de la superestructura ante el mayor terremoto esperado será elástica. Esto puede ser el resultado de una decisión de diseño, o de requerimientos reglamentarios relativos a la cantidad mínima de armadura, los que le proveen resistencia suficiente para que su respuesta sea elástica.

6.4.1. Fundaciones con respuesta elástica

Las fundaciones con respuesta elástica deberán diseñarse de acuerdo con los requerimientos establecidos en el Capítulo 15 del **Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón – CIRSOC 201 – 2005**, teniendo en cuenta los factores correspondientes de reducción de resistencia ϕ , excepto en el caso de pilotes donde se aplicará lo especificado en el artículo 6.6.

C 6.4.1. Fundaciones con respuesta elástica

Cuando sea apropiado considerar una respuesta elástica, toda la estructura, incluyendo las fundaciones, se espera que respondan dentro del campo elástico. Usualmente, sólo en zonas de baja sismicidad o en edificios bajos estructurados con tabiques sismorresistentes, será posible satisfacer la estabilidad global (momento de vuelco) para este nivel de acciones sísmicas.

6.4.2. Fundaciones con respuesta dúctil

Para el diseño de componentes de fundaciones con respuesta dúctil, se aplicarán todos los requerimientos especificados en los Capítulos 1, 2 y 3 de esta **Parte II**, según corresponda. Para garantizar que la superestructura sea capaz de resistir dentro del campo elástico las solicitaciones provenientes del desarrollo de la capacidad de la fundación, la resistencia requerida en la superestructura se determinará aplicando los requerimientos del diseño por capacidad, teniendo en cuenta los efectos de los modos superiores de vibración para cada una de las solicitaciones.

C 6.4.2. Fundaciones con respuesta dúctil

Cuando la resistencia potencial de la superestructura con respecto a las acciones sísmicas especificadas sea excesiva, el diseñador puede elegir que el sistema de fundación limite las fuerzas horizontales a resistir. En tales casos, el sistema de fundación será la principal fuente de disipación de energía durante la respuesta inelástica. Se aplicarán, por lo tanto, todos los

requerimientos pertinentes a elementos de estructuras con ductilidad completa o limitada, según corresponda. Antes de elegir este sistema, se deben medir cuidadosamente las consecuencias de la ocurrencia de posibles daños durante terremotos moderadamente fuertes. Las grietas, que pueden ser grandes si la armadura ha entrado en fluencia, pueden ser difíciles de detectar. Más aún, a causa de la dificultad de acceso a los elementos de la estructura de fundación, que bien pueden estar por debajo del nivel freático, las reparaciones pueden resultar costosas.

6.4.3. Fundaciones para tabiques sismorresistentes con giro rígido

6.4.3.1. Para el caso de fundaciones de tabiques sismorresistentes se admitirá que los tabiques limiten las acciones sísmicas mediante un giro rígido de la fundación. Los esfuerzos verticales requeridos se determinarán teniendo en cuenta las cargas gravitatorias y las contribuciones debidas a la capacidad flexional de las losas, vigas y otros elementos adyacentes que pudieran entrar en fluencia debido al giro rígido del tabique. Además se considerarán todas las aceleraciones inducidas en la superestructura como consecuencia de dicho giro.

6.4.3.2. Deberán considerarse las fuerzas de levantamiento que pueden actuar en las fundaciones para asegurar, cuando sea necesario, una armadura de tracción por flexión adecuada en la parte superior de las zapatas aisladas, o en otras ubicaciones de zapatas continuas o combinadas. Esta armadura no deberá ser menor que **0,001** veces el área de la sección bruta de la zapata.

C 6.4.3. Fundaciones para tabiques sismorresistentes con giro rígido

Una característica común en el diseño de tabiques sismorresistentes de hormigón armado, es la dificultad de absorber su capacidad flexional por el sistema de fundación sin volverse inestable. Para tales situaciones, el diseñador puede elegir el giro rígido de la fundación como el principal mecanismo de resistencia. Consecuentemente, las partes que giran rígidamente en la superestructura y sus elementos de fundación pueden diseñarse para que permanezcan elásticos.

6.5. FUNDACIONES PARA ESTRUCTURAS CON RESPUESTA DÚCTIL

Se admitirá que la disipación total de energía sísmica se logre mediante un mecanismo de colapso que involucre la plastificación de elementos componentes de la superestructura, y de las fundaciones simultáneamente.

Cuando el factor de reducción ***R*** adoptado para la estructura sea mayor a **3,5**, los elementos de las fundaciones deberán cumplir con los requerimientos establecidos en los Capítulos 1, 2 y 3, según corresponda, de esta **Parte II**. En caso contrario, deberán cumplir con los requerimientos establecidos en el Capítulo 7.

6.6. REQUERIMIENTOS ESPECIALES PARA PILOTES O PILAS DE FUNDACIÓN

6.6.1. Zonas de formación potencial de rótulas plásticas

6.6.1.1. El extremo superior de cada pilote deberá armarse siguiendo los requerimientos establecidos para la zona de formación potencial de rótulas plásticas en columnas.

C 6.6.1.1. Como consecuencia de los momentos y cortes $\bar{r}$ inducidos en la parte superior de los pilotes, es esencial proveer un confinamiento adecuado y armadura de corte para asegurar ductilidad.

6.6.1.2. La longitud de la zona de formación potencial de rótula plástica deberá tomarse igual a la correspondiente a una columna según el artículo 2.3.5. medida a partir de la cara inferior del cabezal.

C 6.6.1.2. Para cumplir con este requerimiento, la longitud de la zona de formación potencial de rótula plástica sólo se referirá a la dimensión mayor de la sección transversal del pilote.

6.6.2. Armadura

6.6.2.1. Armadura longitudinal mínima

La cuantía mínima de la armadura longitudinal total ρ_t en pilotes, deberá ser no menor que:

- (a) $2,40/f_y$ para pilotes con un área bruta de la sección transversal A_g igual o menor a $0,50 \times 10^6 \text{ mm}^2$.
- (b) $1,20/f_y$ para pilotes con un área bruta de la sección transversal A_g igual o mayor a $2,00 \times 10^6 \text{ mm}^2$.
- (c) $2400/(f_y \sqrt{2 A_g})$ para pilotes con un área bruta de la sección transversal A_g comprendida entre $0,50 \times 10^6 \text{ mm}^2$ y $2,00 \times 10^6 \text{ mm}^2$.
- (d) $0,70/f_y$ si puede demostrarse que el pilote, con la armadura mínima dispuesta, posee una resistencia superior a **1,40** veces la resistencia requerida.

C 6.6.2.1. Armadura longitudinal mínima

Se siguen aquí los requerimientos para columnas. Sin embargo, se acepta una reducción de las cuantías mínimas para pilotes con grandes dimensiones de la sección transversal.

Se debe prestar atención a pilotes que se encuentren sometidos a tracción cuando bajo un terremoto severo, se desarrolle la sobrerresistencia de la superestructura.

6.6.2.2. Armadura longitudinal máxima

El área máxima de la armadura longitudinal total en zonas de formación potencial de rótulas plásticas en pilotes, deberá ser la especificada para columnas en el artículo 2.3.6.(b), y deberá disponerse según lo especificado en los artículos 2.3.6.(c) y (d).

6.6.2.3. Armadura transversal

La armadura transversal en pilotes, deberá cumplir con lo siguiente:

- (a) En las zonas de formación potencial de rótula plástica, según lo especificado para columnas en los artículos 2.3.7.1.1.(a) y 2.3.7.2.1.(a).
- (b) En las zonas adyacentes a la zona de formación potencial de rótula plástica, en una distancia igual a la mayor entre **3** veces el diámetro del pilote, **3** veces la altura total de la sección, o la longitud de la zona de formación potencial de rótula plástica, según lo especificado para zonas normales de las columnas en los artículos 2.3.7.1.1.(b) y 2.3.7.2.1.(b).
- (c) En el resto del pilote, la separación entre ejes de zunchos o estribos no deberá ser mayor que el menor valor entre el diámetro para pilotes circulares, la altura útil de la sección transversal para pilotes rectangulares, 12 veces el diámetro de la barra longitudinal o **600 mm**.

C 6.6.2.3. Armadura transversal

Los requerimientos para la armadura transversal están en general de acuerdo con lo establecido para columnas, pero se admite un relajamiento para las armaduras transversales ubicadas en pilotes largos para secciones bien alejadas de la zona de formación potencial de rótulas plásticas.

6.6.3. Cabezales de pilotes

Cuando tengan que ser transmitidos momentos inducidos por la acción sísmica a la intersección de columnas y cabezales de pilotes, deberá diseñarse esta zona como un nudo viga-columna, de acuerdo con lo especificado en el artículo 2.4.

C 6.6.3. Cabezales de pilotes

Cuando se espera que los pilotes absorban momentos de una columna que está siendo soportada, posiblemente con una rótula plástica con desarrollo de sobrerresistencia, deberá considerarse el efecto del gradiente de momentos. Esto requiere el tratamiento de la unión columna cabezal como un nudo viga-columna, de acuerdo con el artículo 2.4.

CAPÍTULO 7. ESTRUCTURAS CON DUCTILIDAD LIMITADA

7.0. SIMBOLOGÍA

A_b	área de la sección de una barra longitudinal individual, en mm^2 .
A_c^*	área del núcleo confinado de hormigón medida desde el perímetro externo de los estribos, en mm^2 .
A_g^*	área bruta de la sección transversal, en mm^2 .
A_r	relación de aspecto de un tabique ($A_r = h_w/L_w$).
A_s	armadura longitudinal inferior en vigas, en mm^2 .
A'_s	armadura longitudinal superior en vigas, en mm^2 .
A_{sh}	área total efectiva de estribos y estribos suplementarios de una rama en una de las direcciones principales de la sección transversal, en mm^2 .
A_{st}	armadura longitudinal total de columna, en mm^2 .
A_{te}	área de la sección de una rama de estribo, en mm^2 .
H	altura total de la construcción, en mm .
L_w	longitud de un tabique, en mm .
M_E^c	momento en columnas producido exclusivamente por la acción sísmica horizontal, en Nmm .
M_{E1}	momento producido exclusivamente por la acción sísmica horizontal, en las columnas del primer piso, en Nmm .
M_u	resistencia requerida a flexión, o momento último, en Nmm .
P_{oE}	esfuerzo axial de una columna, inducido sólo por las fuerzas sísmicas horizontales, en N .
P_G	esfuerzo axial de una columna, derivado sólo de las cargas gravitatorias, en N .
P_u	esfuerzo axial último en columnas, en N .
R	factor de reducción, según el Reglamento INPRES-CIRSOC 103 – Parte I “CONSTRUCCIONES EN GENERAL” .
R_m	factor de reducción de momento en columnas.
R_v	factor de reducción de carga axial en columnas.
V^{ce}	capacidad al corte de columnas elásticas, en N .
V^{cp}	capacidad al corte de columnas plásticas, en N .
V_E^c	esfuerzo de corte en columnas derivado de las fuerzas sísmicas horizontales, en N .
V_u	resistencia requerida a corte, o corte último, en N .

c	profundidad del eje neutro, en mm .
c_c	profundidad crítica del eje neutro, en mm .
d	altura útil de la sección. Distancia entre la fibra comprimida extrema y el baricentro de la armadura longitudinal traccionada, en mm .
d_b	diámetro de una barra longitudinal, en mm .
d''	diámetro del núcleo confinado de una columna circular medido desde el eje de los estribos circulares o en espiral, en mm .
f'_c	resistencia especificada a la compresión del hormigón, en MPa . Según el Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón – CIRSOC 201 – 2005 .
f_y	tensión de fluencia especificada de la armadura longitudinal (corresponde al límite de fluencia nominal de la Norma IRAM-IAS), en MPa .
f_{yt}	tensión de fluencia especificada de la armadura transversal (corresponde al límite de fluencia nominal de la Norma IRAM-IAS), en MPa .
h''	dimensión del núcleo de hormigón confinado de una sección rectangular, medido perpendicular a la dirección de las ramas de los estribos de confinamiento, en mm .
h_b	altura de la viga, en mm .
h_i	menor altura de piso, en mm .
k_a	factor que depende del tamaño máximo del agregado.
m	relación definida como: $m = f_y / (0,85 f'_c)$.
s	separación de la armadura transversal tomada en dirección paralela al eje longitudinal del componente, en mm .
v_b	tensión de corte básica, en MPa .
v_c	tensión nominal de corte provista por el hormigón, en MPa .
v_n	tensión de corte nominal total, en MPa .
ϕ	factor de reducción de resistencia.
ϕ_o^b	factor de sobrerresistencia flexional de vigas.
ϕ_o^w	factor de sobrerresistencia flexional en tabiques.
ω_v	factor de amplificación dinámica para tabiques.
ρ_l	cuantía de la armadura vertical del sector considerado en tabiques.
ρ_s	cuantía volumétrica de estribos circulares o en espiral.
ρ_t	cuantía de la armadura longitudinal total de columna ($\rho_t = A_{st} / A_g$).

7.1. CAMPO DE VALIDEZ

Las prescripciones contenidas en este Capítulo deberán aplicarse al diseño de estructuras o elementos estructurales en los que se pueda aceptar demandas de ductilidad reducidas: **$R \leq 3,5$** .

El diseñador puede optar por este recurso cuando la estructura posea una resistencia mayor a la mínima estipulada para estructuras con ductilidad completa, o no posea suficiente capacidad de ductilidad de desplazamiento, o sea inapropiada como para poder considerarla con ductilidad completa.

C 7.1. CAMPO DE VALIDEZ

Se espera que los diseñadores estén familiarizados con las estructuras con ductilidad completa actuando como sistemas principales resistentes a las acciones sísmicas horizontales tales como pórticos, tabiques sismorresistentes en voladizo y acoplados, y combinaciones de pórticos y tabiques. Ciertas estructuras o elementos individuales pueden considerarse y diseñarse con ductilidad limitada si el comportamiento bajo estas condiciones se adapta mejor a la naturaleza estructural de los edificios.

Las estructuras con ductilidad limitada están diseñadas para, o poseen una resistencia suficiente para, soportar acciones sísmicas entre los niveles correspondientes a la respuesta elástica y la respuesta con ductilidad completa. Para los propósitos establecidos en este Reglamento, a las estructuras o a los elementos estructurales con ductilidad limitada se les asigna un factor de reducción **R** mayor que **1,50** pero no mayor que **3,50** (**$1,50 < R \leq 3,50$**).

Hay muchas estructuras con resistencia mayor que la requerida para estructuras con ductilidad completa, por ejemplo:

- (a) Estructuras con tabiques sismorresistentes de los tipos mostrados en la Figura C7.1.(b) y (e), las que a menudo tienen importante resistencia en exceso disponible para resistir las acciones sísmicas horizontales.
- (b) El diseño de componentes de pórticos, como los que se muestran en la Figura C7.1.(d), a menudo es controlado por el estado de carga gravitatoria, en vez de la acción sísmica.

En tales situaciones, el diseñador puede sacar ventaja de la resistencia en exceso disponible y utilizar simplificaciones, en el diseño y detallado, apropiadas para una demanda de ductilidad reducida.

El diseño de estructuras del tipo que se muestra en la Figura C7.1.(a), puede no cumplir con el concepto de “columna fuerte-viga débil”. Los requerimientos arquitectónicos y/o el predominio de la carga gravitatoria puede resultar en importantes vigas con sobrerresistencias muy grandes para ser absorbidas por columnas significativamente menores. En tales situaciones puede preferirse, o incluso ser inevitable, la adopción de un mecanismo de colapso de traslación lateral de piso (piso débil) y diseñar la estructura con ductilidad limitada.

Existen también ciertos tipos de estructuras o elementos dentro de la estructura que no pueden, o no deberían, ser diseñados para responder con ductilidad completa. Un diseño basado en una capacidad limitada de ductilidad, puede ser más apropiado para estos tipos de estructuras. Esto puede compensar también las incertidumbres en el modelo analítico de la estructura y en el comportamiento esperado bajo altas demandas de ductilidad. Tales sistemas incluyen a tabiques sismorresistentes con aberturas dispuestas en forma irregular,

como el que se muestra en la Figura C7.1.(d), o el de la Figura C7.1.(b) donde no es fácil distinguir entre el comportamiento de un pórtico o el de un tabique con aberturas.

El tabique en la Figura C7.1.(d), controla la deformación lateral de la estructura. El pórtico mostrado en la misma figura, en virtud de su posición, está soportado lateralmente por el tabique y se deformará típicamente requiriendo sólo una capacidad limitada de ductilidad.

Las acciones requeridas que controlan el comportamiento para ciertas estructuras ubicadas en zonas de baja sismicidad, o incluso en zonas de mediana sismicidad, como la que se muestra en la Figura C7.1.(f), pueden resultar las correspondientes al viento y no al sismo. Aún en construcciones altas en zonas de alta sismicidad puede ocurrir que las exigencias de rigidez para controlar las deformaciones impidan desarrollar ductilidad completa. En estos casos, el exceso de resistencia provista sobre la requerida para una respuesta sísmica con ductilidad completa, podría conducir a demandas reducidas de ductilidad en las zonas de formación potencial de rótulas plásticas. Por lo tanto, se justifica relajar los requerimientos de detallado.

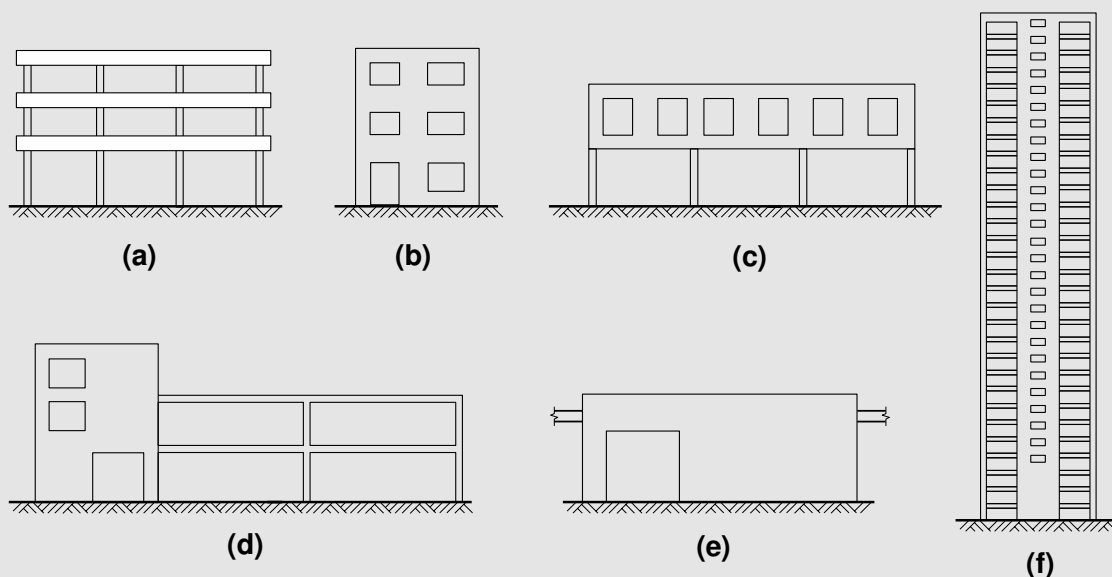


Figura C7.1. Sistemas estructurales con ductilidad limitada.

7.2. REQUISITOS GENERALES

7.2.1. El diseño de estructuras o elementos estructurales con ductilidad limitada, deberá satisfacer los requerimientos especificados en los Capítulos 1 al 6 de esta **Parte II**, a menos que sean expresamente modificados en este Capítulo.

7.2.2. Los sistemas estructurales siguientes, podrán diseñarse de acuerdo con las condiciones establecidas en este Capítulo:

- (a) Sistemas de tabiques sismorresistentes (individuales o acoplados).
- (b) Pórticos sismorresistentes con mecanismo de colapso de vigas (rotulación plástica sólo en vigas con excepción de las columnas del último piso y de la sección inferior de las columnas del primer piso).

- (c) Pórticos sismorresistentes con mecanismo de colapso de viga parcial (rotulación plástica en capitel y base de algunas columnas).
- (d) Pórticos sismorresistentes con mecanismo de colapso de piso débil (rotulación plástica en capitel y base de todas las columnas del piso).
- (e) Sistemas pórtico-tabique sismorresistentes.

C 7.2. REQUISITOS GENERALES

Para disipar energía sísmica por deformaciones inelásticas, el diseñador debe establecer un mecanismo de colapso cinemáticamente admisible. Más aún, si los elementos individuales de las estructuras se detallan de acuerdo con lo especificado en este Capítulo, el diseñador deberá asegurar que las demandas de ductilidad en los elementos se satisfagan.

Hay diferentes métodos para cuantificar las demandas de ductilidad. La habilidad de un sistema estructural de soportar desplazamientos inelásticos, típicamente se cuantifica por la ductilidad global. En las rótulas plásticas, las rotaciones plásticas que se desarrollan en los componentes pueden cuantificarse por la ductilidad de curvatura. Sin embargo, los requerimientos de detallado en las zonas de formación potencial de rótulas plásticas que se prescriben en este Reglamento, son tales que es innecesario evaluar las ductilidades de curvatura, como regla general. Si el sistema estructural elegido está dentro de los especificados en el artículo 7.2.2., se puede admitir que las demandas de ductilidad del sistema, o de los componentes específicos, estarán cubiertas por las prescripciones establecidas en este Capítulo.

7.3. PÓRTICOS SISMORRESISTENTES

7.3.1. Mecanismo de colapso

7.3.1.1. Pórticos con mecanismo de colapso de vigas

En el caso de pórticos donde el mecanismo de colapso elegido se basa en el desarrollo de rótulas plásticas en vigas solamente, con la excepción de las columnas del último piso y de la sección inferior de las columnas del primer piso, las resistencias requeridas en las columnas deberán tener en cuenta los efectos siguientes:

- (a) Sobrerresistencia posible de las vigas.
- (b) Simultaneidad de las acciones sísmicas en dos direcciones ortogonales.
- (c) Amplificación de los momentos en las columnas debido a los efectos dinámicos.

Las prescripciones contenidas en este Capítulo podrán aplicarse cuando el factor de reducción ***R*** no sea mayor que **3,5** (**$R \leq 3,5$**). El factor de reducción ***R*** deberá tener en cuenta el aumento en la demanda de ductilidad local en las rótulas plásticas de vigas que no se desarrollen en la cara de las columnas (ver artículo C 7.3.1.1.).

C 7.3.1.1. Pórticos con mecanismo de colapso de vigas

El diseño de pórticos con un mecanismo de tipo “columna fuerte–viga débil” usando un factor de reducción $R \leq 3,5$, debería basarse en los mismos principios que se aplican para las estructuras con ductilidad completa con el mismo mecanismo de colapso. Se admite que se cumple con lo requerido en este artículo cuando las solicitaciones requeridas en las columnas se determinan como en el caso de estructuras con ductilidad completa.

Cuando a causa del predominio de la carga gravitatoria en una viga, o por una opción de diseño, las rótulas plásticas se desarrollan en el tramo, alejadas de la cara de la columna, se incrementarán las demandas de ductilidad local en las rótulas plásticas. Dos ejemplos de este caso se muestran en la Figura C7.2.

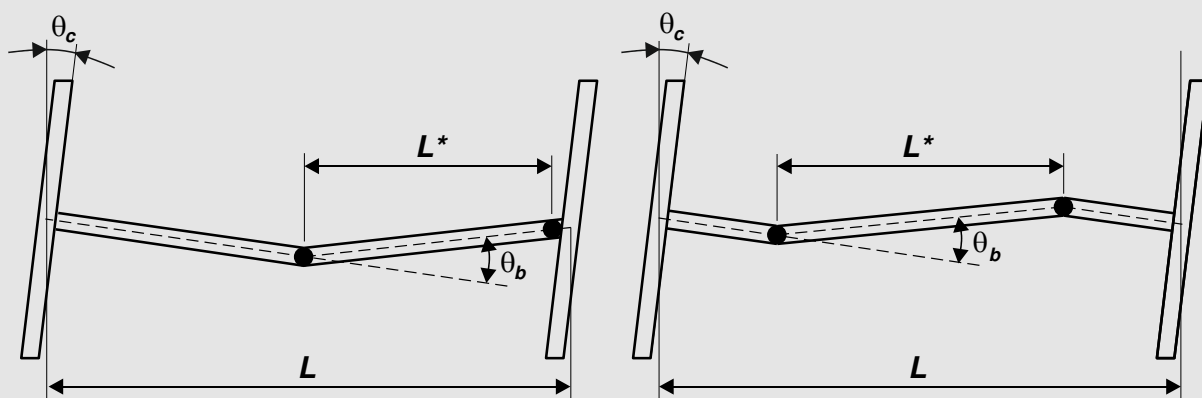


Figura C7.2. Vigas con rótulas plásticas ubicadas en el tramo.

Las rotaciones de las rótulas plásticas (θ_b) pueden aproximarse por las rotaciones de los nudos rígidos (θ_c) amplificadas por el factor:

$$m = \frac{L}{L^*} \geq 1,0$$

donde L es la luz de la viga (medida entre ejes de las columnas), y L^* es la distancia entre las rótulas plásticas.

De la relación entre los ángulos θ_c y θ_b , resulta la relación entre la demanda de ductilidad local efectiva en las rótulas plásticas ubicadas en el tramo de la viga, μ_m y la correspondiente a las rótulas plásticas ubicadas en las caras de las columnas μ :

$$\mu_m = m \mu$$

La demanda de ductilidad local efectiva en las rótulas plásticas ubicadas en el tramo de la viga μ_m , se debe mantener dentro del orden de la demanda de ductilidad local que se produciría si las rótulas plásticas se ubicaran en las caras de las columnas. Considerando que una mayor resistencia a las fuerzas laterales dará como resultado una reducción proporcional en la demanda de ductilidad, se debería adoptar un factor de reducción de resistencia efectivo:

$$R_m = \frac{R}{m}$$

Se considera suficiente aproximación, utilizar el valor promedio de las relaciones m para todas las vigas del sistema estructural.

Esto significa que:

- (i) Cuando la estructura aporticada, con mecanismo de colapso del tipo “columna fuerte–viga débil”, se diseñe para desarrollar ductilidad completa ($R > 3,5$) según el Capítulo 2, el factor de reducción efectivo de la estructura deberá limitarse a:

$$R_m \leq \frac{7}{m} \leq 7$$

- (ii) Cuando la estructura aporticada, con mecanismo de colapso del tipo “columna fuerte–viga débil”, se diseñe para desarrollar ductilidad limitada ($R \leq 3,5$) según el Capítulo 7, el factor de reducción efectivo de la estructura deberá limitarse a:

$$R_m \leq \frac{3,5}{m} \leq 3,5$$

- (iii) Cuando la estructura aporticada, con mecanismo de colapso del tipo “columna fuerte–viga débil”, se diseñe para desarrollar ductilidad limitada ($R \leq 3,5$), y las rótulas en vigas se desarrollen alejadas de las caras de las columnas de forma que $R m > 3,5$, las vigas deberán detallarse para ductilidad completa según el Capítulo 2.

7.3.1.2. Pórticos con mecanismo de colapso de piso débil

En estructuras aporticadas donde se prevea la formación de un mecanismo de colapso del tipo piso débil, con rotulación plástica en capitel y base de todas las columnas del piso, excepto el último, el número de pisos no podrá ser mayor que **3** y la altura máxima no podrá superar **12 m**. Se permitirá un piso adicional liviano, siempre que su peso total **no exceda 1,50 kPa** por el área del piso tipo.

Para mecanismos de colapso tipo piso débil, el factor de reducción R , deberá ser:

$$R \leq 1 + 2,5 \frac{h_i}{H} \quad [7 - 1]$$

a menos que se detalle la estructura de acuerdo con lo especificado en el Capítulo 2 de esta **Parte II**, en cuyo caso el factor de reducción R , deberá ser:

$$R \leq 1 + 5 \frac{h_i}{H} \quad [7 - 2]$$

Donde h_i es la menor altura de piso, y H es la altura total de la construcción, medida desde la base hasta el máximo nivel que posea un diafragma de hormigón.

C 7.3.1.2. Pórticos con mecanismo de colapso de piso débil

Las limitaciones en la altura de una estructura con mecanismo de colapso tipo “piso débil” se basan en el comportamiento insatisfactorio observado ante terremotos destructivos que a menudo resulta en colapso.

El diseño de los componentes de pórticos con mecanismo de colapso tipo “piso débil” puede hacerse de acuerdo con lo establecido en este Capítulo 7, o con lo establecido en el Capítulo 2. La utilización de uno u otro depende de la relación entre la altura menor de piso y la altura total h_i/H , del factor de reducción R , y de la opción de detallado.

Nótese que un “piso débil” puede ocurrir en cualquier piso, a menos que la estructura sea específicamente diseñada para que esto no ocurra. Por lo tanto, es necesario prestar atención a la formación de un “piso débil” y al detallado apropiado. Mientras menor sea la altura del piso, mayor será la demanda de ductilidad local en las columnas y, por lo tanto, esta mayor demanda de ductilidad local controlará la ductilidad global de la estructura.

La aplicación de las expresiones [7-1] y [7-2] muestran que:

(a) Para pórticos de un piso, cualquiera sea su altura, resulta $h_i/H = 1,00$. Luego:

(i) Si el diseñador quiere utilizar las prescripciones contenidas en este Capítulo 7, según la expresión [7-1], el factor de reducción deberá ser:

$$R \leq 1 + 2,5 \frac{h_i}{H} = 3,50$$

(ii) Si el diseñador quiere utilizar las prescripciones contenidas en el Capítulo 2, según la expresión [7-2], el factor de reducción deberá ser:

$$R \leq 1 + 5 \frac{h_i}{H} = 6,00$$

(b) Para pórticos de dos pisos, por ejemplo, con una altura máxima de **7,70 m** y una altura menor de piso de **3,00 m**, resulta $h_i/H = 0,39$. Luego:

(i) Si el diseñador quiere utilizar las prescripciones contenidas en este Capítulo 7, según la expresión [7-1], el factor de reducción deberá ser:

$$R \leq 1 + 2,5 \frac{h_i}{H} = 2,00$$

(ii) Si el diseñador quiere utilizar las prescripciones contenidas en el Capítulo 2, según la expresión [7-2], el factor de reducción deberá ser:

$$R \leq 1 + 5 \frac{h_i}{H} = 3,00$$

Aunque las acciones sísmicas requeridas para este pórtico corresponden a $R = 3,00$, el detallado establecido en este Capítulo no es suficiente para proveer la capacidad de ductilidad requerida en las columnas del “piso débil”. Por lo tanto, deberá aplicarse el detallado especificado en el Capítulo 2.

(c) Para pórticos de tres pisos, por ejemplo, con una altura máxima de **10,00 m** y una altura menor de piso de **3,00 m**, resulta $h_i/H = 0,30$. Luego:

(i) Si el diseñador quiere utilizar las prescripciones contenidas en este Capítulo 7, según la expresión [7-1], el factor de reducción deberá ser:

$$R \leq 1 + 2,5 \frac{h_i}{H} = 1,75$$

(ii) Si el diseñador quiere utilizar las prescripciones contenidas en el Capítulo 2, según la expresión [7-2], el factor de reducción deberá ser:

$$R \leq 1 + 5 \frac{h_i}{H} = 2,50$$

(iii) El diseñador puede adoptar una respuesta esencialmente elástica, y utilizar los criterios del **Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón – CIRSOC 201 – 2005**, el factor de reducción deberá ser:

$$R \leq 1,50$$

Este artículo le da al Diseñador Estructural la flexibilidad para elegir la geometría del pórtico, las preferencias en el detallado y los niveles de resistencia ante las acciones sísmicas.

7.3.1.3. Pórticos con mecanismo de colapso de viga parcial

El mecanismo de colapso de viga parcial incorpora algunas columnas que desarrollan en cualquier piso, simultáneamente, rótulas plásticas en capitel y base, mientras que un número suficiente de columnas del mismo piso permanecen elásticas. Las columnas que permanecen elásticas, deberán ubicarse de modo que la estructura conserve capacidad de soportar efectos torsionales.

La capacidad al corte de las columnas inelásticas se determinará considerando la sobrerresistencia flexional desarrollada en las rótulas plásticas en los extremos de las columnas. Las columnas elásticas deberán tener una resistencia flexional adecuada para absorber, sin fluencia, los momentos desarrollados en las rótulas plásticas de las vigas adyacentes, considerando su sobrerresistencia a flexión, y teniendo en cuenta la amplificación dinámica de los momentos en los extremos de las columnas.

El factor de reducción **R** adoptado, deberá ser:

$$R \leq 12 \frac{\sum V^{ce}}{\sum V^{ce} + \sum V^{cp}} \quad [7 - 3]$$

Donde V^{ce} es la capacidad al corte de las columnas elásticas, y V^{cp} es la capacidad al corte de las columnas inelásticas. La sumatoria $\sum$ se extiende sobre todas las columnas del piso, por lo tanto, el término $(\sum V^{ce} + \sum V^{cp})$ es el corte total de piso a desarrollar. Deberá adoptarse el factor de reducción **R** como el promedio de los valores obtenidos con la expresión [7-3] para todos los niveles de la estructura.

Podrá utilizarse lo estipulado en este Capítulo 7, sólo cuando el factor de reducción **R** adoptado no sea mayor que **3,5** ($R \leq 3,5$). Para evaluar las solicitaciones de las columnas, deberán aplicarse los procedimientos especificados en el artículo 7.3.3.1.

Deberá utilizarse lo estipulado en el Capítulo 2, cuando el factor de reducción **R** adoptado sea mayor que **3,5** ($R > 3,5$), y no deberá adoptarse mayor que **7** ($R \leq 7$).

C 7.3.1.3. Pórticos con mecanismo de colapso de viga parcial

Se permite que un número limitado de columnas en un piso, particularmente en el caso de pórticos dúctiles controlados por la carga gravitatoria, desarrollen rótulas plásticas simultáneas en capitel y base. Debe prevenirse la posible formación de un “piso débil” en cualquier nivel, excepto en el superior, asegurando que un número suficiente de componentes estructurales verticales, tales como columnas y/o tabiques permanezcan elásticos.

El factor de reducción **R** deberá determinarse según la expresión [7-3]. Donde V^{ce} es el corte que puede desarrollarse en la columna elástica teniendo en cuenta las rótulas plásticas de las

vigas adyacentes desarrollando su sobrerresistencia flexional, según el artículo 2.3.8.1.2. para estructuras con ductilidad completa, o según el artículo 7.3.3.1. para estructuras con ductilidad limitada. Y V^{cp} es el corte, determinado por capacidad, en las columnas que desarrollan rótulas plásticas en capitel y base.

El propósito de limitar el factor de reducción R , según la expresión [7-3], es triple:

- (1) Los pórticos con mecanismo de colapso de viga parcial pueden necesitar diseñarse con acciones sísmicas mayores que las correspondientes a la máxima ductilidad ($R \leq 7$), debiendo aplicarse lo especificado en el Capítulo 2.
- (2) Cuando se estima que el factor de reducción del sistema es $R \leq 3,5$, puede utilizarse lo especificado en este Capítulo 7 para estructuras con ductilidad limitada.
- (3) La expresión [7-3] indica que, cuando en edificios con mecanismo de colapso de viga parcial, la relación entre el corte de las columnas elásticas y el corte total de piso a desarrollar (r_v) es menor o igual que **0,125**, debe considerarse la respuesta esencialmente elástica de la estructura.

En la Figura C7.3. se muestran las interpretaciones que conducen a la clasificación de estructuras de acuerdo con este enfoque, a continuación, se da una explicación detallada de cada uno de los ejemplos mostrados.

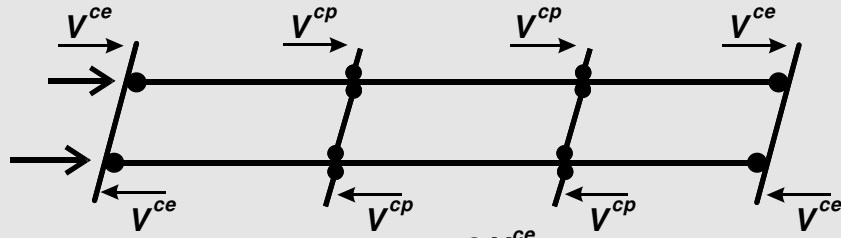
- (a) Las columnas interiores de un pórtico controlado por la carga gravitatoria, ver la Figura C7.3.(a), pueden diseñarse para que desarrollen rótulas plásticas en capitel y base. El corte en la columna basado en criterios de capacidad es V^{cp} .

Las dos columnas exteriores de este pórtico se diseñan para que permanezcan elásticas absorbiendo la capacidad de momentos de las vigas adyacentes cuando estas desarrollan su sobrerresistencia flexional en las rótulas plásticas, teniendo en cuenta también los factores apropiados de amplificación dinámica de los momentos de las columnas. El corte desarrollado por los momentos extremos en estas columnas elásticas es V^{ce} .

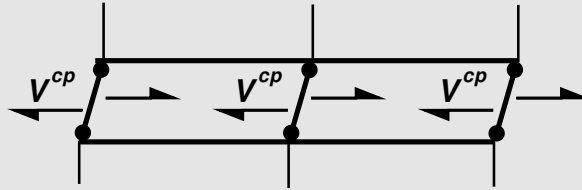
El valor correspondiente de la relación entre el corte de las columnas elásticas y el corte total de piso a desarrollar (r_v) se muestra en la Figura C7.3.(a). Típicamente V^{cp} puede ser del orden de **1,50 V^{ce}** . Así $r_v = 0,40$ y $R = 4,80$. El pórtico debe diseñarse y detallarse para ductilidad completa, según el Capítulo 2, usando las acciones sísmicas correspondientes a $R = 5$.

- (b) Un edificio con más de **tres** pisos que esté estructurado con un número de pórticos idénticos a los mostrados en la Figura C7.3.(b), no es admisible como regla general. Tales estructuras con menos de **3** pisos o **12 m** como máximo, se consideran en el artículo 7.3.1.2.
- (c) Un edificio compuesto de pórticos iguales a los de la Figura C7.3.(c), debe diseñarse con un factor de reducción R bajo, porque disminuye la confiabilidad para controlar el desarrollo de un “piso débil” por tener unas pocas columnas elásticas. Por ejemplo, si se supone que $V^{cp} = 1,50 V^{ce}$, el valor de $r_v = 0,25$. De esta manera las acciones sísmicas requeridas deberán corresponder a un factor de reducción $R = 3$. Sin embargo, los componentes del pórtico pueden diseñarse con ductilidad limitada, de acuerdo con lo establecido en este Capítulo 7.
- (d) En sistemas pórticos–tabiques, en general, se pueden lograr mecanismos de colapso con rótulas plásticas en los extremos de las columnas. La Figura C7.3.(d) muestra un número n de pórticos interiores con rótulas plásticas en capitel y base de todas las columnas de todos los pisos, y dos tabiques sismorresistentes exteriores con rótulas plásticas en sus bases. El valor de r_v , teniendo en cuenta alguna estimación para la capacidad al corte de los tabiques V^{we} , probable sea mayor que **0,50 ($r_v > 0,50$)**.

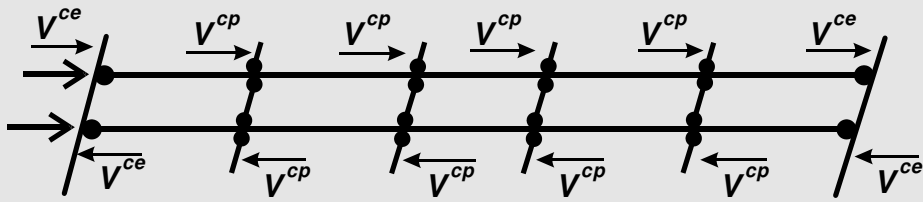
Así, puede utilizarse el máximo factor de reducción R del sistema, controlado por el factor de reducción de los tabiques. También pueden utilizarse tabiques junto con pórticos como los mostrados en las Figuras C7.3.(a) y (c).



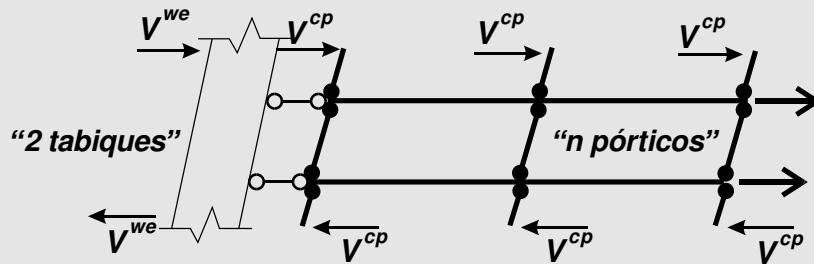
$$(a) \quad r_v = \frac{2 V^{ce}}{2 (V^{ce} + V^{cp})}$$



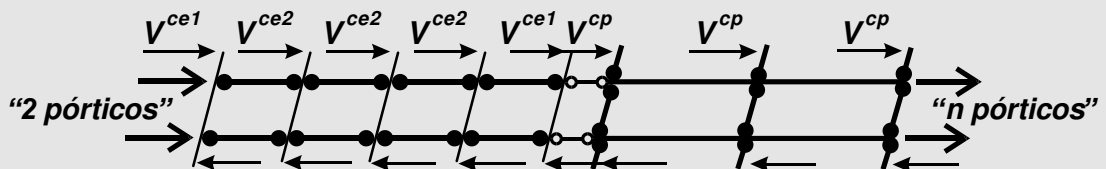
$$(b) \quad r_v = 0$$



$$(c) \quad r_v = \frac{2 V^{ce}}{2 V^{ce} + 4 V^{cp}}$$



$$(d) \quad r_v = \frac{2 V^{we}}{2 V^{we} + 3n V^{cp}} > 0,50$$



$$(e) \quad r_v = \frac{2 (2V^{ce1} + 3V^{ce2})}{4V^{ce1} + 6V^{ce2} + 3n V^{cp}}$$

Figura C7.3. Pórticos con mecanismo de colapso de viga parcial.

- (e) Una alternativa particularmente ventajosa combina un número n de pórticos interiores controlados por la carga gravitatoria, con dos pórticos exteriores perimetrales controlados por la acción sísmica y, por lo tanto, del tipo “columna fuerte–viga débil”. Un ejemplo de esto se muestra esquemáticamente en la Figura C7.3.(e). Si, en este ejemplo particular, se supone que los esfuerzos de corte en las columnas tienen los valores siguientes: $V^{cp} = 1,00$, $V^{ce1} = 0,60$, $V^{ce2} = 1,20$, y $n = 3$, resultará $r_v = 0,52$. La estructura entonces podrá diseñarse con un factor de reducción $R = 6$.

En el proceso rutinario de diseño se determinará primero la resistencia de las columnas rotuladas a fin de satisfacer los requerimientos de corte inducidos por la carga gravitatoria y por la acción sísmica. De esta manera, se tendrán disponibles los valores de V^{cp} . Si se ha elegido un factor de reducción R para la estructura para la determinación de las acciones sísmicas requeridas, puede encontrarse rápidamente la resistencia total requerida para los componentes verticales elásticos $\sum V^{ce}$ que satisfaga la expresión [7-3]:

$$\sum V^{ce} \geq \frac{R}{12 - R} \sum V^{cp}$$

Alternativamente, puede evaluarse la resistencia de las columnas elásticas en términos de los esfuerzos de corte V^{ce} y los correspondientes a las columnas rotuladas V^{cp} y determinarse el factor r_v . A continuación, puede encontrarse el factor de reducción R y compararlo con el que corresponde al sistema estructural adoptado.

Los componentes verticales elásticos provistos para prevenir el desarrollo de un piso flexible, deberían ubicarse, preferentemente, en la periferia del sistema estructural para asegurar una adecuada estabilidad torsional durante la respuesta dúctil.

El diseño de las columnas, que se intenta permanezcan elásticas, deberá tener en cuenta los efectos enunciados en el artículo 7.3.1.1.

7.3.1.4. Consideraciones en el diseño de vigas

Cuando se espera que las columnas desarrollen rótulas plásticas, se pueden presentar dos situaciones respecto a las vigas adyacentes:

- (a) Vigas adyacentes con rótulas plásticas, deberán diseñarse según el artículo 7.3.2. para estructuras con ductilidad limitada ($R \leq 3,5$), o según el artículo 2.2. para estructuras con ductilidad completa ($R > 3,5$).
- (b) Vigas cuya resistencia nominal a flexión es mayor que la resistencia requerida por el momento impartido por las rótulas plásticas de las columnas en el desarrollo de su sobrerresistencia flexional. En este caso las vigas podrán diseñarse de acuerdo con lo especificado en el **Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón – CIRSOC 201 – 2005**.

C 7.3.1.4. Consideraciones en el diseño de vigas

Si la resistencia de las vigas que concurren a columnas con rótulas plásticas en sus extremos es comparable con la resistencia de las columnas, es también posible que se plastifiquen las vigas. Tales vigas deberán entonces diseñarse, si el factor de reducción $R > 3,5$, de acuerdo con lo estipulado en el Capítulo 2. Cuando el factor de reducción $R \leq 3,5$, podrán emplearse las modificaciones introducidas en este Capítulo 7.

Cuando las vigas se hayan diseñado a partir de la capacidad de las columnas y, por lo tanto, tengan una resistencia mayor que las solicitaciones impartidas por éstas al desarrollar su sobrerresistencia flexional, se elimina la posibilidad de rotulación bajo las situaciones más adversas. Tales vigas pueden diseñarse de acuerdo con lo estipulado en el **Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón – CIRSOC 201 – 2005**.

Los esfuerzos de corte inducidos por la acción sísmica en las vigas, deberán basarse en los momentos impartidos por las rótulas plásticas de las columnas adyacentes sin amplificación dinámica.

Los nudos viga-columna deberán diseñarse de acuerdo con lo estipulado en el Capítulo 2, o en este Capítulo 7, según corresponda.

Cuando se permitan rótulas plásticas en columnas, los empalmes por yuxtaposición deberán ubicarse a mitad de altura en la columna.

7.3.2. Diseño de vigas

7.3.2.1. Resistencia nominal a flexión - M_n^b -

La resistencia nominal a flexión M_n^b de las secciones transversales de vigas, deberá basarse en lo establecido en el artículo 10.2. del **Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón – CIRSOC 201 – 2005**.

7.3.2.2. Limitaciones dimensionales

Las dimensiones de las vigas deberán limitarse de acuerdo con el artículo 2.2.1.

7.3.2.3. Longitud de las zonas de formación potencial de rótulas plásticas (zonas críticas)

Las zonas de formación potencial de rótulas plásticas en vigas, deberán ser las especificadas en el artículo 2.2.4.

7.3.2.4. Armadura longitudinal

7.3.2.4.1. La armadura longitudinal en vigas deberá cumplir:

- (a) En cualquier sección de una viga dentro de una zona de potencial formación de rótulas plásticas, el área de la armadura longitudinal comprimida (A'_s) deberá ser al menos igual a **3/8** veces el área de la armadura longitudinal traccionada (A_s). Se exceptúa el caso de secciones de vigas **T** o **L** coladas in situ con la losa, cuando la armadura de compresión se ubique dentro de la altura del ala en compresión en una sección sometida a momento positivo. Se exceptúa el caso de vigas con armadura distribuida en las caras laterales.
- (b) Con lo especificado en los artículos 2.2.5.(a), (c), (d), y (e).

7.3.2.4.2. Las vigas de sección **T** y **L** construidas monolíticamente con las losas deberán diseñarse de acuerdo con los artículos 2.2.3.2.2., 2.2.3.2.3., y 2.2.3.2.4.

C 7.3.2.4. Armadura longitudinal

Se requiere armadura longitudinal de compresión para mejorar la capacidad de ductilidad de curvatura de las zonas de formación potencial de rótulas plásticas y para proveer alguna capacidad a tracción por inesperadas reversiones de momentos. No es necesario en vigas con ductilidad limitada, la misma cantidad de armadura comprimida que en vigas con ductilidad completa. En todo lo demás, es aplicable lo especificado en el artículo 2.2.5.

7.3.2.5. Armadura transversal en zonas de formación potencial de rótulas plásticas

Deberá disponerse armadura transversal en las zonas de formación potencial de rótulas plásticas en vigas de acuerdo con lo siguiente:

- (a) En las zonas de formación potencial de rótulas plásticas definidas en los artículos 2.2.4. (a) y (b), la separación entre ejes de estribos, cerrados y de una rama, a lo largo de cualquier barra longitudinal en compresión a ser restringida para evitar el pandeo, no deberá ser mayor que $d/4$ o **10** veces el diámetro de la menor barra longitudinal (**10 d_b**).
- (b) En la zona de formación potencial de rótula plástica definida en el artículo 2.2.4. (c), la separación entre ejes de estribos, cerrados y de una rama, no deberá ser mayor que $d/3$ o **10** veces el diámetro de la menor barra longitudinal (**10 d_b**) a ser restringida.
- (c) En todos los otros aspectos, deberá cumplirse con lo especificado en el artículo 2.2.6.

C 7.3.2.5. Armadura transversal en zonas de formación potencial de rótulas plásticas

Como en el caso de vigas con ductilidad completa la armadura transversal tiene la función, entre otras, de prevenir el pandeo de las barras longitudinales cuando estén sometidas a compresión y proveer confinamiento. Como se esperan reducciones en las deformaciones inelásticas del acero en las zonas de formación potencial de rótulas plásticas en vigas con ductilidad limitada, se ha relajado la separación de la armadura transversal. En todo lo demás, la armadura transversal deberá cumplir con lo especificado en el artículo 2.2.6.

7.3.2.6. Diseño a corte

7.3.2.6.1. Resistencia requerida a corte - V_u -

Para la determinación de los esfuerzos de corte último (V_u) en vigas, se seguirán los criterios del diseño por capacidad. Deberán considerarse las solicitaciones correspondientes al desarrollo de la sobrerresistencia flexional, junto con las cargas gravitatorias según las combinaciones de estados de carga del artículo 1.3. El procedimiento es el detallado en el Capítulo 2.

C 7.3.2.6.1. Resistencia requerida a corte - V_u -

El diseño de vigas con ductilidad limitada para corte sigue los criterios generales para vigas con ductilidad completa según los artículos 2.2.7.1. y C 2.2.7.1.

7.3.2.6.2. Máxima resistencia requerida a corte

El esfuerzo de corte último (V_u) en vigas no necesita ser mayor que el correspondiente a la respuesta esencialmente elástica de la estructura ($R = 1,50$). En este caso, se utilizará en conjunto con el factor de reducción de resistencia (ϕ) definido según el artículo 1.5.1.2. para sollicitación de corte. Adicionalmente, deberá cumplirse con el artículo 2.2.7.2.(a).

C 7.3.2.6.2. Máxima resistencia requerida a corte

Para la resistencia requerida a corte en vigas, resultante de la acción gravitatoria mayorada y del desarrollo de la sobrerresistencia flexional frente al sismo, se ha tomado un límite superior igual al correspondiente a la respuesta esencialmente elástica de la estructura ($R = 1,50$). Adicionalmente, deberá cumplirse con lo especificado en el artículo 2.2.7.2.(a).

7.3.2.6.3. Contribución del hormigón a la resistencia a corte

En las zonas de formación potencial de rótulas plásticas definidas en el artículo 2.2.4., cuando el factor de reducción R no sea mayor que **3,5**, la tensión nominal de corte provista por el hormigón deberá tomarse como:

$$v_c = 0,50 k_a v_b \geq 0 \quad [7 - 4]$$

C 7.3.2.6.3. Contribución del hormigón a la resistencia a corte

En las zonas de formación potencial de rótulas plásticas de componentes con ductilidad limitada, la degradación de la resistencia al corte se espera que sea menos severa que en zonas similares de componentes con ductilidad completa. Se acepta que la tensión nominal de corte provista por el hormigón v_c sea igual a la mitad de la correspondiente a situaciones no sísmicas ($k_a v_b$).

7.3.2.6.4. Armadura diagonal en zonas de formación potencial de rótulas plásticas

Cuando se apliquen los requerimientos establecidos en este Capítulo, no es necesario cumplir con lo establecido en el artículo 2.2.8.2.

7.3.3. Diseño de columnas

7.3.3.1. Resistencias requeridas

7.3.3.1.1. Generalidades

El método para la determinación de las resistencias requeridas, o sollicitaciones últimas, en columnas de pórticos con ductilidad limitada, es una versión modificada de la presentada en el Capítulo 2 para pórticos con ductilidad completa. Por ello, lo especificado en el Capítulo 2 deberá cumplirse también en el caso de estructuras con ductilidad limitada, a excepción de lo que específicamente se modifique en este Capítulo.

7.3.3.1.2. Resistencia requerida a flexión - M_u -

(i) El momento último (M_u) en las secciones extremas de columnas donde no se espera el desarrollo de rótulas plásticas, se determinará de acuerdo con:

(a) Para pórticos planos:

$$M_u = 1,10 \phi_o^b M_E^c - 0,30 h_b V_u \quad [7 - 5]$$

(b) Para pórticos espaciales:

$$M_u = 1,30 \phi_o^b M_E^c - 0,30 h_b V_u \quad [7 - 6]$$

Donde ($\phi_o^b M_E^c$) no necesita ser mayor que la suma del momento correspondiente a la respuesta esencialmente elástica de la estructura, y el momento producto de las cargas gravitatorias en la columna (M_G^c) según las combinaciones de estados de carga del artículo 1.3., esto es $(R/1,50) M_E^c + M_G^c$.

En todos los casos

$$R_m = 1,00$$

(ii) Columnas donde se permite la formación de rótulas plásticas

El momento último (M_u) se determinará conforme a 2.3.4.1.1

7.3.3.1.3. Esfuerzo axial requerido - P_u -

El esfuerzo axial inducido en cualquier nivel, sólo por las acciones sísmicas horizontales se determinará con la expresión [2.3-13] con $R_v = 1,00$.

El esfuerzo axial último P_u , se obtendrá a partir de los esfuerzos axiales inducidos sólo por las acciones sísmicas horizontales P_{oE} , en conjunto con los derivados de las cargas gravitatorias P_G mayoradas según las combinaciones de estados de carga establecidas en el artículo 1.3., según la expresión [2.3-14].

7.3.3.1.4. Resistencia requerida a corte - V_u -

El esfuerzo de corte último (V_u) en columnas donde no se prevea la formación de rótulas plásticas en sus extremos, se determinará de acuerdo con:

(a) Para pórticos planos:

$$V_u = 1,10 \phi_o^b V_E^c + V_G^c \quad [7 - 9]$$

(b) Para pórticos espaciales:

$$V_u = 1,30 \phi_o^b V_E^c + V_G^c \quad [7 - 10]$$

Donde ($\phi_o^b V_E^c$) no necesita ser mayor que V_E^c correspondiente a la respuesta esencialmente elástica de la estructura ($R = 1,50$).

Para las columnas del primer piso de pórticos planos o espaciales, V_u deberá determinarse con la expresión [2.3-23].

7.3.3.2. Resistencia nominal a flexión y esfuerzo axial

La resistencia nominal a flexión y esfuerzo axial de las secciones transversales de columnas, deberá basarse en lo establecido en el artículo 10.2. del **Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón – CIRSOC 201 – 2005** cuando se considera que toda la sección transversal contribuye a la resistencia del componente.

Cuando se considera que solamente contribuye el núcleo de hormigón confinado, la resistencia del componente deberá basarse en las relaciones tensión-deformación para el acero y el hormigón confinado.

7.3.3.3. Limitaciones dimensionales

Las dimensiones de las columnas deberán limitarse de acuerdo con el artículo 2.3.1.

7.3.3.4. Longitud de la zona de formación potencial de rótulas plásticas

Las zonas de formación potencial de rótulas plásticas en columnas y pilotes, deberán cumplir con lo especificado en el artículo 2.3.5.

7.3.3.5. Armadura longitudinal

La armadura longitudinal en columnas deberá cumplir:

- (a) La separación entre ejes de barras longitudinales a través de la sección transversal no será mayor que el mayor valor entre **200mm** y **1/3** de la dimensión de la sección transversal en la dirección considerada para columnas rectangulares, o **1/3** del diámetro de la sección transversal para columnas circulares.
- (b) Con lo especificado en los artículos 2.3.6.(a), (b), y (c).

7.3.3.6. Armadura transversal

Las columnas donde, según el mecanismo de colapso elegido, se espera la formación potencial de rótulas plásticas en al menos uno de los extremos, se identificará como columna plástica. Las columnas donde, según el mecanismo de colapso elegido, no se prevea la formación potencial de rótulas plásticas, se identificará como columna elástica.

La armadura transversal en columnas deberá disponerse según los siguientes artículos.

7.3.3.6.1. Columnas rectangulares

7.3.3.6.1.1. Columnas rectangulares plásticas

(a) Zonas Críticas: en las zonas donde, según el mecanismo de colapso elegido, se espera la formación potencial de rótulas plásticas cuya extensión se define en el artículo 2.3.5., cuando se usen estribos rectangulares con o sin estribos suplementarios de una rama:

(i) El área total efectiva de estribos y estribos suplementarios de una rama, en cada una de las direcciones principales de la sección transversal, no será menor que:

$$A_{sh} = \frac{(1,00 - \rho_t m) s h''}{3,30} \frac{A_g}{A_c} \frac{f'_c}{f_{yt}} \frac{P_u}{\phi f'_c A_g} - 0,0065 s h'' \quad [7 - 11]$$

Donde A_g/A_c no deberá ser adoptado menor que **1,20**, y cuando $A_g/A_c \geq 1,50$ deberá aplicarse lo especificado en el artículo 2.3.7.3.; $(\rho_t m)$ no deberá tomarse mayor que **0,40**; y deberá considerarse $m = f_y / (0,85 f'_c)$.

(ii) El área de una rama de estribo en la dirección del pandeo potencial de la barra longitudinal no deberá ser menor que:

$$A_{te} = \frac{\sum A_b f_y s}{96 f_{yt} d_b} \quad [7 - 12]$$

siendo $\sum A_b$, la suma de las áreas de las barras longitudinales que se encuentran restringidas, por esa rama, para prevenir el pandeo.

(iii) La separación vertical entre capas de estribos no deberá exceder el menor valor entre: **10** veces el diámetro de la barra longitudinal que restringe (**10 d_b**), y el mayor entre **1/4** de la menor dimensión de la sección transversal de la columna y **150mm**.

(iv) Cada barra longitudinal (o conjunto de barras) deberá estar restringida lateralmente de acuerdo con lo especificado en el artículo 2.3.7.1.1.(a)(iv).

(b) Zonas Normales: la zona central de las columnas rectangulares plásticas, fuera de la extensión dada por el artículo 2.3.5., la armadura transversal a disponer deberá cumplir:

(i) La cantidad de armadura trasversal no será menor que la requerida por la expresión [7-11], ni menor que:

$$A_{te} = \frac{\sum A_b f_y s}{135 f_{yt} d_b} \quad [7 - 13]$$

(ii) La separación vertical entre capas de estribos no deberá exceder el menor valor entre: **10** veces el diámetro de la barra longitudinal que restringe (**10 d_b**), y el mayor entre **1/3** de la menor dimensión de la sección transversal de la columna y **150mm**.

- (iii) Cada barra longitudinal (o conjunto de barras) deberá estar restringida lateralmente por la esquina de un estribo cerrado con un ángulo menor que **135°** o por un estribo suplementario de una rama, con excepción de los dos casos siguientes:

1- Las barras (o conjunto de barras) que se encuentren entre dos barras (o conjunto de barras) lateralmente restringidas por el mismo estribo, cuando la distancia entre las barras (o conjunto de barras) lateralmente restringidas no supere el mayor valor de **1/3** de la dimensión lateral adyacente de la sección transversal o **200 mm**. El área tributaria de las barras longitudinales exceptuadas deberá incluirse en $\sum A_b$ de la expresión [7-13].

2- Las capas internas de barras dentro del núcleo de hormigón espaciadas más de **75 mm** de la cara interna de los estribos.

7.3.3.6.1.2. Columnas rectangulares elásticas

- (a) Zonas Críticas: en las columnas rectangulares donde, según el mecanismo de colapso elegido, no se prevea la formación potencial de rótulas plásticas, la armadura transversal a disponer en la extensión dada por el artículo 2.3.5. en ambos extremos, deberá cumplir:
- (i) Lo especificado en el artículo 7.3.3.6.1.1.(b).(i). En el capitel de las columnas del primer piso y en la base de las columnas del último piso, en lugar de la expresión [7-13] deberá utilizarse la expresión [7-12].
 - (ii) La separación vertical entre capas de estribos no deberá exceder el menor valor entre: **10** veces el diámetro de la barra longitudinal que restringe (**10 d_b**), y el mayor entre **1/4** de la menor dimensión de la sección transversal de la columna y **150mm**.
 - (iii) Cada barra longitudinal (o conjunto de barras) deberá estar restringida lateralmente de acuerdo con lo especificado en el artículo 2.3.7.1.1.(a)(iv).
- (b) Zonas Normales: la zona central de las columnas rectangulares elásticas, fuera de la extensión dada por el artículo 2.3.5., la armadura transversal a disponer deberá cumplir lo especificado en el artículo 7.3.3.6.1.1.(b).

7.3.3.6.2. Columnas circulares

7.3.3.6.2.1. Columnas circulares plásticas

- (a) Zonas Críticas: en las zonas donde, según el mecanismo de colapso elegido, se espera la formación potencial de rótulas plásticas cuya extensión se define en el artículo 2.3.5., cuando se usen estribos circulares o en espiral:
- (i) La cuantía volumétrica ρ_s no deberá ser menor que el mayor valor que se obtenga de la aplicación de las expresiones [7-14] y [7-15].

$$\rho_s = \frac{(1,00 - \rho_t m)}{2,40} \frac{A_g}{A_c} \frac{f'_c}{f_{yt}} \frac{P_u}{\phi f'_c A_g} - 0,0084 \quad [7 - 14]$$

Donde A_g/A_c no deberá ser adoptado menor que **1,20**, y cuando $A_g/A_c \geq 1,50$ deberá aplicarse lo especificado en el artículo 2.3.7.3.; ($\rho_t m$) no deberá tomarse mayor que **0,40**; y deberá considerarse $m = f_y / (0,85 f'_c)$.

$$\rho_s = \frac{A_{st}}{110 d''} \frac{f_y}{f_{yt}} \frac{1}{d_b} \quad [7 - 15]$$

(iii) La separación vertical de estribos circulares o en espiral, no deberá exceder el menor valor entre: **10** veces el diámetro de la barra longitudinal que restringe (**10 d_b**), y el mayor entre **1/4** del diámetro de la sección transversal del componente y **150mm**.

(b) Zonas Normales: la zona central de las columnas circulares plásticas, fuera de la extensión dada por el artículo 2.3.5., la armadura transversal a disponer deberá cumplir:

(i) La cantidad de armadura trasversal no será menor que la requerida por la expresión [7-14], ni menor que:

$$\rho_s = \frac{A_{st}}{155 d''} \frac{f_y}{f_{yt}} \frac{1}{d_b} \quad [7 - 16]$$

(ii) La separación vertical de estribos circulares o en espiral, no deberá exceder el menor valor entre: **10** veces el diámetro de la barra longitudinal que restringe (**10 d_b**), y el mayor entre **1/3** del diámetro de la sección transversal del componente y **250mm**.

7.3.3.6.2.2. Columnas circulares elásticas

(a) Zonas Críticas: en las columnas circulares donde, según el mecanismo de colapso elegido, no se prevea la formación potencial de rótulas plásticas, la armadura transversal a disponer en la extensión dada por el artículo 2.3.5. en ambos extremos, deberá cumplir:

(i) Lo especificado en el artículo 7.3.3.6.2.1.(b).(i). En el capitel de las columnas del primer piso y en la base de las columnas del último piso, en lugar de la expresión

[7-16] deberá utilizarse la expresión [7-15].

(ii) La separación vertical de estribos circulares o en espiral, no deberá exceder el menor valor entre: **10** veces el diámetro de la barra longitudinal que restringe (**10 d_b**), y el mayor entre **1/4** del diámetro de la sección transversal del componente y **150mm**.

(b) Zonas Normales: la zona central de las columnas circulares elásticas, fuera de la extensión dada por el artículo 2.3.5., la armadura transversal a disponer deberá cumplir lo especificado en el artículo 7.3.3.6.2.1.(b).

7.3.3.6.3. Ubicación del estribo

La distancia entre el primer espiral o estribo en la columna, y el correspondiente dentro del nudo viga-columna, no excederá **10** veces el diámetro de la barra longitudinal de la columna (**10 d_b**) que restringe.

7.3.3.6.4. Contribución a la resistencia al corte

Se admite que los estribos dispuestos de acuerdo con los artículos 7.3.3.6.1., y 7.3.3.6.2. contribuyen, además, a la resistencia al corte de la columna.

C 7.3.3.6. Armadura transversal

Como en el caso de columnas con ductilidad completa, se requiere que en las zonas de formación potencial de rótulas plásticas en columnas con ductilidad limitada el núcleo de hormigón esté confinado, se prevenga el pandeo de las barras longitudinales comprimidas, y que tengan una capacidad al corte provista por la armadura transversal. El diseño de la armadura transversal sigue el enfoque general especificado en el artículo 2.3.7.

Los artículos 7.3.3.6.1.1.(a) y 7.3.3.6.2.1.(a) reflejan las demandas reducidas de ductilidad de curvatura en las zonas de formación potencial de rótulas plásticas de componentes con ductilidad limitada. La armadura transversal provista por los artículos 7.3.3.6.1.1.(a) y 7.3.3.6.2.1.(a) se relaciona con el confinamiento del núcleo de hormigón en presencia de compresión axial, y permite una ductilidad de curvatura del orden de sólo **10** en las zonas de formación potencial de rótulas plásticas, y la prevención del pandeo de la armadura comprimida. La cantidad o fuerza por unidad de longitud que restringe la armadura comprimida es la misma que para componentes con ductilidad completa. Sin embargo, la separación entre capas de estribos puede ser mayor.

Las columnas por encima del primer piso tienen una baja probabilidad de que se formen rótulas plásticas si han sido diseñadas por capacidad. Tales columnas tienen una reducida necesidad de armadura transversal de confinamiento ya que sólo podría ocurrir, en el peor de los casos, fluencia limitada.

En columnas con ductilidad limitada, el grado de confinamiento requerido es significativamente menor que en columnas con ductilidad completa:

- (a) En zonas de formación potencial de rótulas plásticas, la máxima cantidad de armadura transversal puede reducirse a un **70%** de la requerida en columnas con ductilidad completa por las expresiones [2.3-18] y [2.3-20]. El confinamiento puede reducirse, sin embargo, la prevención del pandeo de las barras permanece como un prerrequisito por lo que esta cantidad no se reduce por debajo de la requerida para columnas con ductilidad completa. Sin embargo, la separación máxima puede ser mayor que la requerida por el artículo 2.3.7.
- (b) En columnas donde no se espera la formación de rótulas plásticas, la cantidad de armadura transversal para prevención del pandeo de las barras longitudinales, no será menor que la requerida por las expresiones [7-13] y [7-16] según corresponda.
- (c) En las secciones comprendidas entre las zonas de formación potencial de rótulas plásticas, la cantidad de armadura transversal necesita cumplir con lo especificado en el artículo 7.3.3.6. para zonas normales.

En las zonas adyacentes a las zonas de formación potencial de rótulas plásticas, lo mismo que para el diseño con ductilidad completa, la reducción de la armadura transversal debe ser

gradual, a fin de prevenir una reducción abrupta de la resistencia y posiblemente una falla frágil si la rótula plástica se extendiera fuera de la zona extrema donde se espera.

Algunas barras de la columna pueden no estar adecuadamente restringidas para el pandeo porque la distancia entre el primer estribo en la columna y el del nudo puede ser excesiva. Éstas son las ubicadas en las esquinas de columnas interiores donde el ancho de las vigas es menor que el ancho de la columna o aquéllas que están en las caras de columnas donde no existe viga. En tales casos es necesario disponer estribos inmediatamente adyacentes a la armadura de la viga para asegurar que la longitud no soportada no sea mayor que **10** veces el diámetro de la menor barra longitudinal de la columna.

7.3.3.7. Diseño a corte

7.3.3.7.1. Resistencia requerida a corte - V_u -

Para la determinación del esfuerzo de corte último (V_u) en columnas, se seguirán los criterios del diseño por capacidad establecidos en el artículo 7.3.3.1.4.

7.3.3.7.2. Contribución del hormigón a la resistencia a corte

En los extremos de todas las columnas y pilotes, en la extensión dada por el artículo 2.3.5., cuando el factor de reducción R no sea mayor que **3,5**, la tensión nominal de corte provista por el hormigón deberá tomarse como:

$$v_c = k_a v_b \left[0,50 + 3 \left(\frac{P_u}{f'_c A_g} - 0,10 \right) \right] \geq 0 \quad [7 - 17]$$

Donde $P_u/(f'_c A_g)$ no deberá adoptarse mayor que **0,30**, y P_u deberá tomarse con signo negativo para tracción.

C 7.3.3.7.2. Contribución del hormigón a la resistencia a corte

La expresión [7-17] reemplaza a la expresión [2.3-31.a]. La contribución del hormigón a la resistencia al corte v_c , calculada con la expresión [7-17], reconoce la degradación reducida en las zonas de formación potencial de rótulas plásticas en componentes con ductilidad limitada.

7.4. TABIQUES SISMORRESISTENTES

7.4.1. Requerimientos generales de diseño

Los tabiques sismorresistentes con ductilidad limitada deberán cumplir con los requerimientos siguientes:

- (a) Los tabiques sismorresistentes en voladizo o acoplados, deberán considerarse como unidades integrales. La resistencia de las alas, elementos de borde y almas, deberán evaluarse sobre la base de una interacción homogénea compatible usando análisis

racionales. Deberán tenerse en cuenta la presencia de aberturas.

- (b) Deberán ser capaces de disipar energía por fluencia en flexión de las armaduras longitudinales.
- (c) Deberán diseñarse por capacidad a fin de asegurar que la resistencia nominal a corte sea mayor que el esfuerzo de corte cuando se alcance la sobrerresistencia a flexión, teniendo en cuenta los efectos dinámicos. La resistencia nominal a corte deberá determinarse de acuerdo con lo establecido en el artículo 7.4.6.2.
- (d) Cuando dos o más tabiques en voladizo se conecten en el mismo plano por vigas dúctiles, parte de la energía sísmica a disipar deberá asignarse al sistema de acoplamiento. Deberán utilizarse criterios de diseño por capacidad a fin de asegurar que la ductilidad del sistema de acoplamiento pueda mantenerse cuando se desarrolle la sobrerresistencia flexional. Si fuera necesario utilizar armadura diagonal para resistir la flexión y el corte inducidos por la acción sísmica, deberá cumplir lo establecido en el artículo 7.4.8.
- (e) El factor de reducción ***R*** a adoptar, no deberá ser mayor que **3,5** (**$R \leq 3,5$**).

C 7.4.1. Requerimientos generales de diseño

- (a) Esta parte resalta que los componentes de los tabiques sismorresistentes con ductilidad limitada, deben seguir los mismos procedimientos racionales de diseño y los principios básicos establecidos que son de aplicación a los tabiques sismorresistentes con ductilidad completa.
- (b) Todos los tabiques sismorresistentes con ductilidad limitada, deben disipar energía por fluencia de la armadura flexional. Los mecanismos de corte tales como el deslizamiento de un panel sobre un componente de fundación no son tan predecibles como la fluencia flexional y, por lo tanto, deben evitarse.

Se debe prestar atención particular al detallado, lo mismo que para los tabiques con ductilidad completa, en la sección crítica donde se espera la plastificación. Pero, como la demanda de ductilidad es limitada, los requerimientos de detallado, como regla general, no son tan onerosos. Deberán considerarse los efectos de los empalmes en el comportamiento dúctil.

No debe permitirse que las zonas de formación potencial de rótulas plásticas se ubiquen fuera de donde se quiere o donde se ha previsto el detallado respectivo de acuerdo con la demanda esperada de ductilidad. Un inapropiado detallado de la unión del tabique con la fundación puede hacer que la rótula plástica se desplace hacia arriba en el tabique, posiblemente llegando hasta zonas donde el detallado no es suficiente para soportar la ductilidad de curvatura requerida.
- (c) La estrategia general de diseño para tabiques sismorresistentes con ductilidad limitada es la misma que para aquéllos con ductilidad completa. El procedimiento de diseño por capacidad permite que se eviten las indeseables fallas por corte, asegurando que la disipación de energía sísmica se desarrolle por medio de fluencia flexional controlada mientras se mantenga la resistencia y estabilidad de la sección. Los aspectos relacionados con la sobrerresistencia y los efectos dinámicos deberán evaluarse de acuerdo con lo estipulado en el Capítulo 3 para tabiques sismorresistentes con ductilidad

completa, debido a la falta de evidencia relacionada con una reducción de estos requerimientos en el caso de tabiques sismorresistentes con ductilidad limitada.

7.4.2. Limitaciones dimensionales

Deberán aplicarse las limitaciones dimensionales establecidas en el artículo 3.3., con excepción de las expresiones [3-2] y [3-6], que deberán ser reemplazadas por las expresiones [7-18] y [7-19] respectivamente.

$$b_{cr} = \frac{5 k_{cr} (A_r + 2) L_w}{1700 \sqrt{\xi}} \quad [7 - 18]$$

$$\frac{b}{L_n} \geq 0,05 \leq \frac{b_1}{L_n} \quad [7 - 19]$$

C 7.4.2. Limitaciones dimensionales

Las limitaciones dimensionales de acuerdo con el artículo 3.3. se establecen con el propósito de controlar el pandeo prematuro del tabique fuera del plano en la zona de rótula plástica. Usualmente en tabiques con ductilidad limitada ($R \leq 3,5$) la inestabilidad no representa un grave problema.

7.4.3. Armadura longitudinal

El diámetro máximo de las barras verticales en cualquier zona del tabique, no deberá ser mayor que $1/8$ del espesor del tabique en la zona en que se ubica la barra. En todo lo demás, deberá aplicarse lo establecido en el artículo 3.5.4.

C 7.4.3. Armadura longitudinal

El diámetro máximo permitido de la armadura longitudinal en tabiques sismorresistentes con ductilidad limitada es un poco mayor que el correspondiente a ductilidad completa. Los requerimientos establecidos en el artículo 3.5.4. cubren la cuantía de la armadura longitudinal y limitan la disposición de la misma.

7.4.4. Armadura transversal para control del pandeo de las barras longitudinales

Los tabiques sismorresistentes con ductilidad limitada ($R \leq 3,5$) deberán cumplir con lo especificado en el artículo 3.5.6.2. con las excepciones siguientes:

- (i) El límite crítico de cuantía de armadura longitudinal ρ_l para la aplicación de lo especificado en el artículo 3.5.6.2. deberá tomarse igual a $3/f_y$.
- (ii) La separación de estribos a lo largo de las barras longitudinales, en la zona de formación potencial de rótula plástica cuando $\rho_l > 3/f_y$, no deberá ser mayor que **10** veces el diámetro de la barra longitudinal que restringe (**10 d_b**).

C 7.4.4. Armadura transversal para control del pandeo de las barras longitudinales

En ciertas circunstancias, se necesita armadura transversal para proveer soporte lateral a la armadura principal longitudinal. Cuando un tabique tiene sólo una capa de armadura, lo que se permite cuando el factor de reducción $R \leq 4$, no puede disponerse armadura transversal. En las zonas donde $\rho_l \leq 3/f_y$ no se requiere armadura transversal para prevenir el pandeo. Sin embargo, los requerimientos establecidos en el artículo 7.4.5. para confinamiento pueden ser determinantes, en cuyo caso deberán disponerse al menos dos capas de armadura en la zona a confinar.

7.4.5. Confinamiento de la zona comprimida

Los tabiques sismorresistentes con ductilidad limitada ($R \leq 3,5$) deberán cumplir con lo especificado en el artículo 3.5.6.3. con las excepciones siguientes:

- (a) Si la profundidad del eje neutro en la zona de formación potencial de rótula plástica, calculada con los esfuerzos requeridos correspondientes, no excede **0,80** veces el valor obtenido de la expresión [7-20], se permitirá la utilización de sólo una capa de armadura longitudinal en la zona de compresión, no necesitándose cumplir con los demás requerimientos especificados en el artículo 3.5.6.3.

$$c_c = 0,10 \phi_o^w L_w \quad [7 - 20]$$

- (b) Si la profundidad del eje neutro en la zona de formación potencial de rótula plástica es igual o mayor que **0,80** veces el valor obtenido de la expresión [7-20], deberá cumplirse:

- (i) Deberán proveerse dos o más capas de armadura longitudinal dentro de la zona de compresión por flexión, con al menos una capa ubicada cerca de cada una de las caras del tabique sismorresistente.
- (ii) La extensión horizontal de la zona a confinar deberá tener una longitud igual a la profundidad del eje neutro c .
- (iii) Deberá disponerse armadura transversal para confinamiento en cada una de las dos direcciones ortogonales de la sección a confinar, tal que:

$$A_{sh} = 0,175 s_h h'' \frac{A_g^*}{A_c^*} \frac{f'_c}{f_{yt}} \left(\frac{c}{L_w} - 0,07 \right) \quad [7 - 21]$$

- (iv) La separación de los estribos a lo largo de las barras longitudinales no deberá ser mayor que **10** veces el diámetro de la barra longitudinal (**10 d_b**), el espesor del tabique en la zona confinada, o **200 mm**.

C 7.4.5. Confinamiento de la zona comprimida

La expresión [7-20] reemplaza, para tabiques con ductilidad limitada, a la expresión [3-13].

La expresión [7-21] reemplaza, para tabiques con ductilidad limitada, a la expresión [3-15].

Para tabiques con ductilidad completa se exponen las relaciones entre la profundidad del eje neutro, el grado de confinamiento requerido y la disposición de la armadura longitudinal. Las modificaciones introducidas en este artículo, reflejan el relajamiento admitido para tabiques con ductilidad limitada.

7.4.6. Diseño a corte

7.4.6.1. Resistencia requerida a corte - V_u -

El esfuerzo de corte último (V_u) en tabiques sismorresistentes con ductilidad limitada deberá determinarse según el artículo 3.6.1., y no necesita ser mayor que el correspondiente a la respuesta esencialmente elástica de la estructura.

C 7.4.6.1. Resistencia requerida a corte - V_u -

Para las solicitaciones últimas, resultantes del desarrollo de la sobrerresistencia, se ha tomado un límite superior igual al correspondiente a la respuesta esencialmente elástica de la estructura. Por lo tanto $\omega_w \phi_w^o$, no necesita ser mayor que **R/1,5**.

7.4.6.2. Resistencia nominal a corte - V_n -

La resistencia nominal a corte (V_n) en tabiques sismorresistentes con ductilidad limitada deberá determinarse según el artículo 3.6.3., a excepción de la tensión nominal de corte provista por el hormigón v_c en la zona de formación potencial de rótula plástica, que deberá tomarse como:

$$v_c = 0,135 \sqrt{f_c} + \frac{P_u}{4 A_g} \geq 0 \quad [7 - 22]$$

Donde P_u deberá tomarse negativo cuando sea de tracción.

La altura de la zona de formación potencial de rótula plástica, deberá tomarse de acuerdo con el artículo 3.5.3.

C 7.4.6.2. Resistencia nominal a corte - V_n -

La expresión [7-22] reemplaza, para tabiques con ductilidad limitada, a la expresión [3-26].

Se reconoce en la expresión [7-22] los efectos benéficos en la resistencia al corte de tabiques sismorresistentes sometidos a limitadas demandas de ductilidad.

7.4.6.3. Armadura de corte

La armadura de corte en tabiques sismorresistentes con ductilidad limitada deberá cumplir con lo especificado en los artículos 3.6.2. y 3.6.4., con excepción de la expresión [3-21] que deberá ser reemplazada por la expresión [7-23]:

$$V_u \leq \left(\frac{\phi_o^w}{3} + 0,15 \right) \sqrt{f_c} (0,80 b_w L_w) \quad [7 - 23]$$

C 7.4.6.3. Armadura de corte

La expresión [7-23] permite un incremento del límite máximo para la resistencia requerida a corte (V_u) en la zona de formación potencial de rótula plástica, respecto a la expresión [3-21], lo que refleja el relajamiento admitido para tabiques con ductilidad limitada.

7.4.7. Empalmes

Los empalmes de la armadura longitudinal en tabiques sismorresistentes con ductilidad limitada, deberán satisfacer lo especificado en el artículo 3.7. a excepción de las modificaciones siguientes:

- (a) En la medida de lo posible se deben evitar, los empalmes por yuxtaposición de la armadura vertical de flexión en la zona de formación potencial de rótula plástica. En esta zona no se deberá empalmar más de la mitad de dicha armadura en la misma sección.
- (b) Toda la armadura longitudinal podrá empalmarse en una misma sección, en la zona de formación potencial de rótula plástica, si el empalme es mecánico o soldado.

7.4.8. Tabiques acoplados

El diseño de tabiques acoplados con ductilidad limitada, deberá cumplir con lo especificado en el artículo 3.8., con excepción de la expresión [3-33] que deberá ser reemplazada por la expresión [7-24]:

$$V_u \leq 0,20 \frac{L_n}{h_b} \sqrt{f_c} (b_w d) \quad [7 - 24]$$

C 7.4.8. Tabiques acoplados

Se reconoce que, en vigas de acoplamiento pertenecientes a tabiques con ductilidad limitada, es probable que la degradación sea menor que la esperada en vigas con ductilidad completa. No se necesita armadura diagonal en las vigas de acoplamiento cuando la resistencia requerida a corte (V_u) no es mayor que el valor establecido por la expresión [7-24]. Si no se requiere armadura diagonal, las vigas de acoplamiento deberán diseñarse como vigas convencionales con armadura longitudinal y transversal, usando los principios del diseño por capacidad, según lo especificado en el artículo 2.2.

7.4.9. Tabiques poco esbeltos

El diseño de tabiques poco esbeltos con ductilidad limitada, deberá cumplir con lo especificado en el artículo 3.9.

C 7.4.9. Tabiques poco esbeltos

Los tabiques sismorresistentes poco esbeltos que posean fundaciones adecuadas para posibilitar el desarrollo de una rótula plástica en la base, deberán diseñarse de manera de asegurar que no ocurra una falla de corte por deslizamiento en la base antes que se desarrolle la capacidad de ductilidad asignada. La respuesta de tabiques sismorresistentes poco esbeltos puede estar controlada por corte cuando, a causa del exceso de resistencia flexional, no puedan desarrollarse rotulas plásticas. Tales tabiques parece que se comportan mejor en relación con la reducción de daños si se los diseñan con ductilidad limitada.

7.5. SISTEMAS PORTICO TABIQUE

7.5.1. Requisitos generales de diseño

El diseño de sistemas estructurales donde la resistencia a la acción sísmica horizontal se provea por la contribución combinada de pórticos y tabiques sismorresistentes de hormigón armado, con ductilidad limitada, deberá satisfacer los requerimientos especificados en el Capítulo 4, con las modificaciones indicadas en los artículos 7.3., 7.4., y 7.5.2.

7.5.2. Factor de reducción de la estructura

En sistemas pórtico tabique, deberá adoptarse:

- (a) Cuando los pórticos sismorresistentes se diseñen con mecanismo de colapso de vigas (rotulación plástica sólo en vigas con excepción de las columnas del último piso y de la sección inferior de las columnas del primer piso), un factor de reducción ***R*** no mayor que **3,5 ($R \leq 3,5$)**.
- (b) Cuando los pórticos sismorresistentes se diseñen con mecanismo de colapso de piso débil (rotulación plástica en capitel y base de todas las columnas del piso), un factor de reducción ***R*** según la expresión [7-3], pero no mayor que **3,5 ($R \leq 3,5$)**.
- (c) Cuando los pórticos sismorresistentes se diseñen con mecanismo de colapso de viga parcial (algunas columnas desarrollan en cualquier piso, simultáneamente, rótulas plásticas en capitel y base, mientras que un número suficiente de columnas del mismo piso permanecen elásticas), un factor de reducción ***R*** según la expresión [7-3], pero no mayor que **3,5 ($R \leq 3,5$)**.

7.6. NUDOS VIGA-COLUMNA

Los nudos viga-columna en estructuras con ductilidad limitada, deberán cumplir con los requisitos especificados en el artículo 2.4.

C 7.6. NUDOS VIGA-COLUMNA

Dado que el diseño de nudos viga-columna en estructuras con ductilidad completa sigue un criterio de confinamiento, este mismo criterio debe aplicarse a los nudos de estructuras con ductilidad limitada.

7.7. DIAFRAGMAS

El diseño de diafragmas correspondientes a estructuras con ductilidad limitada, deberá cumplir con lo especificado en el Capítulo 5.

REFERENCIAS:

- 1) Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón, CIRSOC 201-2005.
- 2) Comentarios al Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón, CIRSOC 201-2005.
- 3) New Zealand Standard, Concrete Structures Standard Part 1 – The Design of Concrete Structures (NZS 3101: Part 1:1995).
- 4) New Zealand Standard, Concrete Structures Standard Part 2 – Commentary on The Design of Concrete Structures (NZS 3101: Part 2:1995).
- 5) New Zealand Standard, Concrete Structures Standard Part 1 – The Design of Concrete Structures (NZS 3101: Part 1:2006). Incorporating Amendment No. 1, 2, and 3.
- 6) New Zealand Standard, Concrete Structures Standard Part 2 – Commentary on The Design of Concrete Structures (NZS 3101: Part 2:2006). Incorporating Amendment No. 1, 2, and 3.
- 7) Building Code Requirements For Structural Concrete (ACI-318-02) and Commentary.
- 8) Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings, T. Paulay and M.J.N. Priestley, 1992.



CIRSOC

**CENTRO DE INVESTIGACIÓN DE LOS
REGLAMENTOS NACIONALES DE
SEGURIDAD PARA LAS OBRAS CIVILES**