

NORMA TÉCNICA COMPLEMENTARIA PARA EVALUACIÓN Y REHABILITACIÓN ESTRUCTURAL DE EDIFICIOS EXISTENTES

ÍNDICE

NOTACIÓN	4
TERMINOLOGÍA	12
ESTÁNDARES	16
1. CONSIDERACIONES GENERALES	18
1.1 Alcance	18
1.2 Unidades	18
1.3 Normas y estándares usados en esta Norma	19
1.4 Criterios generales de diseño	19
1.5 Diagramas de flujo para uso de esta Norma	20
1.6 Aplicación de esta Norma para Elaborar la Constancia de Verificación de la Seguridad Estructural	20
2. REQUISITOS GENERALES DE LA EVALUACIÓN Y REHABILITACIÓN ESTRUCTURAL.....	25
2.1 Alcance	25
2.2 Responsabilidades	25
2.3 Criterios generales de revisión y diseño.....	26
2.4 Procedimiento general de evaluación estructural.....	27
2.5 Procedimiento general de la rehabilitación estructural	31
2.6 Clasificación de edificios para fines de evaluación y rehabilitación.....	36
3. EVALUACIÓN ESTRUCTURAL	41
3.1 Alcance	41
3.2 Evaluación post-sísmica	41
3.3 Criterios para la evaluación estructural.....	41
3.4 Investigación y documentación de la estructura y de las acciones que la dañaron.....	42
3.5 Requisitos complementarios para la evaluación de Edificios Clase A y Clase B	63
3.6 Requisitos complementarios para la evaluación de Edificios Clase C	68
4. REQUISITOS GENERALES DE ANÁLISIS Y REVISIÓN PARA FINES DE EVALUACIÓN Y REHABILITACIÓN, Y DE DISEÑO DE LA REHABILITACIÓN	70
4.1 Alcance general.....	70
4.2 Análisis y revisión estructural para fines de evaluación y rehabilitación	70
4.3 Diseño de la rehabilitación.....	90
5. EVALUACIÓN Y REHABILITACIÓN DE CIMENTACIONES.....	96
5.1 Alcance	96
5.2 Evaluación de la cimentación	96
5.3 Rehabilitación de la cimentación.....	99
6. REQUISITOS ESPECÍFICOS DE EVALUACIÓN, ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA REHABILITACIÓN DE ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA	106
6.1 Alcance	106
6.2 Propiedades de los materiales e inspección de la condición	106
6.3 Hipótesis generales y requisitos.....	108
6.4 Muros de carga de mampostería simple.....	108
6.5 Muros de carga de mampostería confinada	110
6.6 Muros de carga de mampostería con refuerzo interior.....	113
6.7 Muros diafragma de mampostería.....	115
6.8 Otras modalidades.....	117

6.9	Cimentaciones de mampostería.....	117
7.REQUISITOS ESPECÍFICOS DE EVALUACIÓN, ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA REHABILITACIÓN DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO		
		118
7.1	Alcance	118
7.2	Propiedades de los materiales y inspección de la condición de edificios de concreto	118
7.3	Hipótesis generales y requisitos.....	121
7.4	Marcos de concreto.....	132
7.5	Marcos de concreto postensado.....	146
7.6	Marcos de concreto con muros diafragma	147
7.7	Muros de concreto	151
7.8	Columnas unidas por losas planas	164
7.9	Marcos contraventeados	168
7.10	Diafragmas de concreto	169
7.11	Cimentaciones de concreto	170
8.REQUISITOS ESPECÍFICOS DE EVALUACIÓN, ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA REHABILITACIÓN DE ESTRUCTURAS DE ACERO.....		
		171
8.1	Alcance	171
8.2	Propiedades de los materiales e inspección de la condición de edificios de acero.....	171
8.3	Evaluación de estructuras existentes bajo cargas estáticas.....	173
8.4	Evaluación de estructuras existentes por sismo	175
8.5	Rehabilitación de estructuras de acero.....	176
8.6	Métodos para la rehabilitación de estructuras por sismo	178
8.7	Evaluación y rehabilitación de estructuras compuestas.....	180
9.REQUISITOS COMPLEMENTARIOS PARA ANÁLISIS Y DISEÑO DE TÉCNICAS DE REHABILITACIÓN.....		
		181
9.1	Alcance	181
9.2	Reparación local de elementos estructurales.....	183
9.3	Reparación de grietas mediante fluidos.....	183
9.4	Reemplazo de elementos estructurales dañados	184
9.5	Conexión entre elementos existentes y materiales o elementos nuevos.....	185
9.6	Encamisados de vigas, columnas o uniones con concreto reforzado	188
9.7	Encamisados de vigas, columnas o uniones con elementos de acero	195
9.8	Encamisados de vigas, columnas, uniones y muros con compuestos de polímeros reforzados con fibras (CPRF).....	202
9.9	Encamisado de muros de mampostería	208
9.10	Adición de muros de concreto	214
9.11	Adición de contraventeos de acero.....	219
9.12	Adición de contraventeos de acero a base de cables postensados.....	227
9.13	Sustitución o adición de muros diafragma de mampostería	228
9.14	Separación y recorte de pretilas en marcos de concreto o acero	229
9.15	Adición de elementos de confinamiento, castillos y dalas, a muros de mampostería	230
9.16	Sistemas de protección pasiva	231
9.17	Aislamiento de base	232
10.DURABILIDAD DE LA REHABILITACIÓN		
		233
10.1	Requisitos generales	233
10.2	Recubrimiento	233
10.3	Grietas	233
10.4	Corrosión y deterioro de elementos de acero embebidos.....	234
10.5	Protección del acero de refuerzo contra la corrosión	235
10.6	Tratamiento de la superficie y revestimientos	235
10.7	Reparación de daños por corrosión en elementos estructurales de acero	236

11. CONSTRUCCIÓN DE LA REHABILITACION	237
11.1 Requisitos generales	237
11.2 Apuntalamiento y arriostramiento temporales.....	237
11.3 Condiciones temporales	238
11.4 Protección ambiental.....	238
11.5 Requisitos complementarios para cada técnica de rehabilitación	238
12. SUPERVISIÓN Y ASEGURAMIENTO DE LA CALIDAD DE LA REHABILITACIÓN	254
12.1 Alcance	254
12.2 Supervisión.....	254
12.3 Prueba de materiales de rehabilitación	255
12.4 Visitas del Proyectista	255
12.5 Plan de Aseguramiento de la Calidad de la Construcción	255
12.6 Requisitos de aseguramiento de la calidad de la construcción	255
12.7 Requisitos complementarios para cada técnica de rehabilitación	256
13. INSTRUMENTACIÓN DE EDIFICIOS REHABILITADOS.....	260
A. INVESTIGACIÓN DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO Y MAMPOSTERÍA PARA FINES DE REHABILITACIÓN	261
A.1 Requisitos generales	261
A.2 Grieta.....	261
A.3 Planeación de la investigación	263
A.4 Procedimiento sugerido para la investigación.....	264
B. CLASIFICACIÓN DE LA INTENSIDAD DEL DAÑO EN EDIFICIOS	267
REFERENCIAS EN LOS COMENTARIOS.....	279

NOTACIÓN

A_{ancla}	área de la sección transversal del ancla de conector de CPRF, mm^2 (cm^2)
$A_{abanico}$	área del abanico de un conector de CPRF, mm^2 (cm^2)
A_b	área de la sección transversal del conector, mm^2 (cm^2)
A_c	área proyectada de la superficie de falla del cono de concreto de un anclaje único, mm^2 (cm^2)
A_{ch}	área transversal del núcleo de la columna medida a los bordes externos del refuerzo transversal, mm^2 (cm^2)
$A_{col,existente}$	área de la sección transversal de la columna existente, mm^2 (cm^2)
A_{cont}	área transversal de la sección del contraventeo, mm (cm)
A_{cv}	área bruta de concreto limitada por el espesor del alma y la longitud de la sección en la dirección de la fuerza cortante considerada para el caso de los muros y el área bruta de concreto en el caso de los diafragmas, que no exceda el espesor del diafragma, mm^2 (cm^2)
$A_{encamisado}$	área de la sección transversal del concreto de la camisa, mm^2 (cm^2)
A_{fv}	área de refuerzo transversal en forma de letra U de CFRP para anclaje a flexión, mm^2 (cm^2)
A_g	área transversal bruta del elemento, mm^2 (cm^2)
A_{gj}	área transversal bruta de un elemento encamisado, mm^2 (cm^2)
A_j	área nominal de la sección transversal de la unión viga-columna, mm^2 (cm^2)
A_s	área de acero de refuerzo en tensión, mm^2 (cm^2)
A_s^c	área de acero de refuerzo en compresión, mm^2 (cm^2)
A_{sa}	área de la sección transversal del conector de expansión en la interfaz del concreto, o área de la sección transversal del conector adhesivo, mm^2 (cm^2)
A_{se}	área mínima de la sección transversal del conector de expansión, mm^2 (cm^2)
A_{sh}	suma del área de la sección transversal de estribos y grapas, mm^2 (cm^2)
A_{s0}	área efectiva de la sección transversal de la barra de acero roscada, o área nominal de la sección transversal de la barra de anclaje, mm^2 (cm^2)
A_T	área bruta de la sección transversal del muro o segmento de muro, obtenida como $t \times L$, donde L incluye a los castillos en el caso de mampostería confinada, mm^2 (cm^2)
A_t	área total de la sección transversal de un elemento del contraventeo, mm^2 (cm^2)
A_v	área del refuerzo perpendicular a la interfaz, mm^2 , (cm^2)
A_w	área del alma de la sección T, mm^2 , (cm^2)
a_{nt}	parámetro utilizado para medir la capacidad de deformación en las curvas carga-deformación de los elementos (fig. 7.3.1.2.3.3)
B_u	resistencia última al aplastamiento, N (kg)
b	ancho efectivo, no reducido, de la sección, mm (cm)
b_a	ancho de la sección transversal del ángulo, mm (cm)
b_b	ancho efectivo no reducido de la viga, mm (cm)
b_c	ancho efectivo no reducido de la columna, mm (cm)
b_{ch}	ancho del núcleo de la columna medido a los bordes externos del refuerzo transversal, mm (cm)
b_j	ancho efectivo de la unión viga-columna, mm (cm)
b_{nt}	parámetro utilizado para medir la capacidad de deformación en las curvas carga-deformación de los elementos (fig. 7.3.1.2.3.3)
b_s	ancho de la zona de compresión por flexión en el muro o en un segmento de muro, mm (cm)
b_w	ancho del alma de la viga de acoplamiento, mm (cm)
b_2	dimensión transversal de la sección de la columna perpendicular a la dirección de análisis, mm (cm)
CD	capa dura
CDC	cociente demanda/capacidad
CP	cargas permanentes
CV	cargas variables
C_m	factor de masa efectivo de la tabla 4.2.7.5.2 o factor de participación de masa modal efectiva calculado para el modo fundamental utilizando un análisis de eigenvalores
C_0	factor de modificación que relaciona el desplazamiento espectral de un sistema equivalente de un grado de libertad al desplazamiento de azotea de un edificio con múltiples grados de libertad
C_1	factor de modificación que relaciona el desplazamiento esperado máximo inelástico con el desplazamiento calculado a partir de un análisis elástico lineal
C_2	factor de modificación que representa los efectos del estrangulamiento en las curvas de histéresis, y la degradación cíclica de la rigidez y de la resistencia en el desplazamiento máximo de la estructura

c	cohesión del suelo, kN/m^3 (t/m^3)
c_{DE}	profundidad del eje neutro a compresión de la sección evaluada utilizando las propiedades esperadas del material y la carga axial P_{UD} , mm (cm)
c_{nt}	parámetro utilizado para medir la capacidad residual de los elementos (fig. 7.3.1.2.3.3)
c_{nt}'	parámetro utilizado para medir la resistencia máxima de los elementos (fig. 7.3.1.2.3.3)
D	diámetro o diagonal de la sección para diseño de CPRF, mm (cm)
D_a	separación mínima de pilotes, m
D_p	depósitos profundos
DR	desplazamiento horizontal residual de la estructura o del entrepiso más deformado
d	peralte efectivo de una sección, mm (cm)
d_a	diámetro del conector; diámetro nominal de la barra de anclaje para conectores adhesivos (químicos) o diámetro del mando del conector de expansión, mm (cm)
d_b	diámetro del acero de refuerzo, de la barra de acero roscada, o de la barra de anclaje, mm (cm)
d_{bl}	diámetro del acero de refuerzo longitudinal, mm (cm)
d_{fv}	profundidad efectiva del refuerzo por cortante de CPRF, mm (cm)
d_{nt}	parámetro utilizado para medir la capacidad de deformación total en las curvas carga-deformación de los elementos (fig. 7.3.1.2.3.3)
d_{nt}'	parámetro utilizado para medir la capacidad de deformación de los elementos (fig. 7.3.1.2.3.3)
d_0	diámetro del barreno para un conector de CPRF, mm (cm)
E_c	módulo de la elasticidad del concreto de peso normal, MPa (kg/cm^2)
E_f	módulo de elasticidad del CPRF, MPa (kg/cm^2)
E_m	módulo de elasticidad de la mampostería para esfuerzos de compresión normales a las juntas, MPa (kg/cm^2)
E_s	módulo de la elasticidad del acero de refuerzo, MPa (kg/cm^2)
e_{nt}	parámetro utilizado para medir la capacidad de deformación total en las curvas carga-deformación de los elementos (fig. 7.3.1.2.3.3)
F	parámetro para calcular la curva esfuerzo-deformación unitaria de barras de acero en la zona de endurecimiento por deformación
F_d	factor de corrección de un corazón de concreto debido al daño sufrido durante la extracción
F_{dia}	factor de corrección de un corazón de concreto debido a su diámetro
$F_{l/d}$	factor de corrección de un corazón de concreto debido a su relación altura/diámetro
F_{mc}	factor de corrección de un corazón de concreto debido al contenido de humedad
F_{nn}	fricción negativa, N (kg)
F_n	esfuerzo nominal en compresión; resistencia nominal en tensión de un tornillo o barra roscada, MPa (kg/cm^2)
F_p	fuerza axial a tensión para la evaluación o rehabilitación de los tensores entre el diafragma y las cuerdas o bordes, N (kg)
F_R	factor de resistencia
F_y	esfuerzo especificado de fluencia del acero estructural, MPa (kg/cm^2)
$F_{y-conector}$	esfuerzo especificado de fluencia del conector, MPa (kg/cm^2)
f_b'	resistencia especificada del mortero del encamisado a compresión, MPa (kg/cm^2)
f_c	resistencia del concreto a compresión en la estructura evaluada, MPa (kg/cm^2)
$f_{corazón}$	resistencia del corazón de concreto a compresión, MPa (kg/cm^2)
f_c'	resistencia especificada del concreto a compresión, MPa (kg/cm^2)
f_{cE}'	resistencia esperada del concreto (o límite inferior de resistencia) para fines de evaluación, MPa (kg/cm^2)
$f_{c,eq}'$	resistencia a compresión del concreto equivalente para revisión de elementos encamisados, MPa (kg/cm^2)
f_{fe}	tensión efectiva del CPRF, MPa (kg/cm^2)
f_{fu}	resistencia última de la tensión del CPRF, MPa (kg/cm^2)
f_{pc}	esfuerzo de compresión promedio en el concreto causado solo por la fuerza efectiva del presfuerzo después de considerar todas las pérdidas del presfuerzo, MPa (kg/cm^2)
f_s	esfuerzo máximo que puede ser desarrollado por una barra anclada o traslapada, MPa (kg/cm^2)
f_{s-deg}	esfuerzo máximo que puede ser desarrollado por una barra anclada o traslapada después de deformaciones inelásticas y/o daño, MPa (kg/cm^2)

f_m'	resistencia especificada de la mampostería a compresión, referida al área bruta, MPa (kg/cm ²)
f_{nt}	parámetro utilizado para medir la capacidad de deformación en las curvas carga-deformación de los elementos (fig. 7.3.1.2.3.3)
f_u	esfuerzo último del acero de refuerzo longitudinal, MPa (kg/cm ²)
f_y	esfuerzo especificado de fluencia del acero de refuerzo, MPa (kg/cm ²)
f_{ya}	esfuerzo especificado de fluencia del conector, MPa (kg/cm ²)
f_{yestc}	esfuerzo especificado de fluencia del acero de refuerzo transversal en castillos, MPa (kg/cm ²)
f_{yLI}	límite inferior o valor esperado del esfuerzo especificado de fluencia del acero de refuerzo longitudinal, MPa (kg/cm ²)
$f_{yLI/E}$	límite inferior o valor esperado del esfuerzo especificado de fluencia del acero de refuerzo longitudinal, según corresponda a fuerzas internas o acciones controladas por fuera o por deformación, MPa (kg/cm ²)
f_{yLE}	esfuerzo especificado de fluencia del refuerzo longitudinal, MPa (kg/cm ²)
f_{yTE}	esfuerzo especificado de fluencia del refuerzo transversal, MPa (kg/cm ²)
f_{ytj}	esfuerzo especificado de fluencia del refuerzo transversal de la camisa de concreto, MPa (kg/cm ²)
G	grieta perpendicular al eje, usualmente por flexión
GI	grieta inclinada
G_m	módulo de cortante de la mampostería, MPa (kg/cm ²)
g	aceleración de la gravedad, mm/s ² (cm/s ²)
g_{nt}	parámetro utilizado para medir la capacidad de deformación en las curvas carga-deformación de los elementos (fig. 7.3.1.2.3.3)
H	longitud libre de la columna, altura del muro en consideración, o también profundidad de la capa dura, mm (cm)
H_c	altura de la estructura, m
h	peralte del elemento estructural o dimensión transversal de un miembro paralela a la flexión o a la fuerza cortante, mm (cm)
h_a	altura de la sección transversal del ángulo, mm (cm)
h_b	ancho de la viga o ancho de la sección transversal del ángulo, mm (cm)
h_c	ancho de la columna, mm (cm)
h_{ef}	profundidad de empotramiento efectiva de un conector, mm (cm)
h_j	profundidad total de la unión viga-columna, mm (cm)
h_s	altura de entrepiso, m
h_{sol}	ancho de la solera, mm (cm)
I_g	momento de inercia de la sección bruta de concreto o mampostería con respecto al eje centroidal, despreciando el acero de refuerzo, mm ⁴ (cm ⁴)
K	factor de longitud efectiva
K_e	rigidez efectiva lateral del edificio en la dirección bajo consideración (figura 4.2.8.3.3), MPa (kg/cm ²)
K_i	rigidez lateral elástica del edificio en la dirección bajo consideración calculada utilizando los requisitos de modelación de los Capítulos 6 a 8, MPa (kg/cm ²)
K_{tr}	índice de refuerzo transversal
k_{conf}	factor de confinamiento para el cálculo de la resistencia a fuerza cortante de elementos encamisados con ángulos y soleras de acero
k_{js}	factor por carga axial
k_{sc}	factor para modelación de vigas de concreto reforzado que depende del modo de falla
k_{sp}	factor para modelación de vigas de concreto reforzado que depende de la separación de estribos
k_{nt}	coeficiente utilizado para el cálculo de la resistencia al corte de la columna con base en la ductilidad de desplazamiento
k_β	factor de reducción para conectores de CPRF a β grados
L	longitud libre de un elemento, mm (cm)
L_b	longitud de desarrollo, de anclaje o de traslape disponible, mm (cm)
L_d	longitud de desarrollo, de anclaje o de traslape requerida por NTC-Concreto, mm (cm)
L_{d-deg}	longitud ajustada de desarrollo de anclaje o de traslape para barras que pasan a través de regiones donde se esperan deformaciones inelásticas y/o daño. L_{d-deg} deberá evaluarse restando de L_d , una distancia de $2/3 L_d$ desde el punto de la máxima demanda de flexión en cualquier dirección en la que se anticipe el daño en la columna; con d calculada en la dirección de la mayor dimensión de la sección transversal, mm (cm)

L_e	longitud del refuerzo embebido, mm (cm)
L_m	longitud del muro, mm (cm)
L_p	longitud de la articulación plástica utilizada para el cálculo de la deformación inelástica, mm (cm)
L_v	claro de cortante e igual a la distancia entre la sección de momento máximo y el punto de inflexión en el diagrama de momentos, mm (cm)
l_a	longitud del ala de un ángulo en un elemento encamisado con ángulos y soleras de acero, mm (cm)
l_e	longitud o profundidad embebida de un conector adhesivo (químico), mm (cm)
l_s	longitud de la solera, mm (cm)
M_{agr}	momento de agrietamiento del elemento sin factores de reducción de resistencia y usando las propiedades nominales del material N-mm (kg-cm)
M_{BE}	momento resistente en la viga, evaluado utilizando las propiedades esperadas de los materiales, N-mm (kg-cm)
M_{CoLE}	momento resistente en la columna, evaluado utilizando las propiedades esperadas de los materiales, N-mm (kg-cm)
M_{CuE}	resistencia máxima a flexión esperada de un muro o segmento de muro, N-mm (kg-cm)
M_{Cy}	resistencia de fluencia por flexión de un elemento representado como el punto B de la figura 7.3.1.2.3.3 sin usar un factor de reducción de la resistencia. Este término se evaluará utilizando el límite inferior o las propiedades esperadas del material según corresponda a acciones controladas por fuerza o por deformación, N-mm (kg-cm)
M_{CyGE}	M_{Cy} evaluado usando las propiedades esperadas de los materiales y aplicando la fuerza axial de diseño P_{UG} , N-mm (kg-cm)
M_p	momento plástico resistente nominal de un miembro en flexión, N-mm (kg-cm)
M_{sc}	momento último (con factor de carga) de la losa que es resistido por la columna en una conexión, N-mm (kg-cm)
$M_{s\ell E}$	resistencia a la flexión, positiva o negativa, de una sección de losa entre líneas que están a 2.5 veces el espesor de la losa o del ábaco, medidas desde caras opuestas de la columna o capitel, N-mm (kg-cm)
M_u	resistencia última a momento flexionante, N-mm (kg-cm)
M_{yE}	momento resistente de la sección, evaluado sin factores de reducción de resistencia y usando las propiedades esperadas del material, N-mm (kg-cm)
m	factor de modificación de la demanda y capacidad de los elementos que considera la ductilidad esperada asociada al Nivel de Desempeño Estructural seleccionado y usado en evaluación y/o rehabilitación por desempeño. Los factores m se especifican en los capítulos del material apropiado
m_{je}	factor de excentricidad para el cálculo del ancho efectivo de la unión viga columna
m_y	módulo de compresibilidad del suelo, mm ² /kN (cm ² /kg)
N_a	esfuerzo nominal de tensión del conector, MPa (kg/cm ²)
N_{cb}	resistencia nominal (límite inferior) a tensión en el conector cuando se produce una falla mixta (formación de un cono en el concreto y falla por adherencia), N (kg)
N_{cc}	resistencia a tensión en el conector cuando se produce la falla del concreto en forma de cono, N (kg)
$NDemE$	Niveles de Demanda para fines de Evaluación
$NDemR$	Niveles de Demanda para fines de Rehabilitación
$NDesE$	Niveles de Desempeño para fines de Evaluación
$NDesR$	Niveles de Desempeño para fines de Rehabilitación
N_{fr}	resistencia a tensión de la fibra usada en ancla de CPRF, N (kg)
N_{sd}	resistencia a la adherencia del abanico de un conector de CPRF, N (kg)
NTN	nivel de terreno natural
N_{um}	resistencia media del conector o anclaje en tensión, N (kg)
NVE	Nivel de Vulnerabilidad Estructural
n	número de pisos arriba del nivel de banquetta, o también número de capas de CPRF
ODE	Objetivos de Desempeño para fines de Evaluación
ODR	Objetivos de Desempeño para fines de Rehabilitación
OI	nivel de desempeño de ocupación inmediata
P	carga axial a compresión o a tensión, o también peso total del prisma de arcilla, N (kg)
PC	nivel de desempeño de prevención de colapso
PDL	Procedimiento Dinámico Lineal
$PDNL$	Procedimiento Dinámico No Lineal

PEL	Procedimiento Estático Lineal
PENL	Procedimiento Estático No Lineal
P_R	resistencia de diseño del muro a carga vertical, N (kg)
P_u	resistencia última a fuerza axial, N (kg)
P_{UD}	fuerza axial de diseño del elemento evaluada con base en análisis lineales o no lineales, o fuerza axial controlada por deformación, N (kg)
P_{UF}	fuerza axial controlada por fuerza, N (kg)
P_{UG}	fuerza axial de diseño del elemento evaluada con base en combinaciones de carga gravitacionales, N (kg)
p_c	cuantía de refuerzo de confinamiento considerada equivalente a los estribos; su límite superior es de 0.012
p_t	cuantía del refuerzo perpendicular a la dirección de la fuerza cortante de diseño distribuido en el área bruta de la sección transversal normal a dicho refuerzo
p_{tw}	relación entre el área de refuerzo longitudinal y el área bruta de concreto perpendicular a ese refuerzo en un muro o segmento de muro
p_t	cuantía del refuerzo paralelo a la dirección de la fuerza cortante de diseño distribuido en el área bruta de la sección transversal normal a dicho refuerzo
p_{tj}	cuantía de refuerzo transversal del elemento encamisado calculado a partir de toda la sección encamisada
Q	factor de comportamiento sísmico
Q_c	carga de fluencia de la celda, N (kg)
Q_{cE}	resistencia esperada de una fuerza interna controlada por deformación, de un elemento en el nivel de deformación a consideración
Q_{cL}	resistencia límite inferior de una fuerza interna controlada por fuerza, de un elemento en el nivel de deformación bajo consideración
Q_f	resistencia a fricción del pilote, N (kg)
Q_p	resistencia última de punta, N (kg)
q_c	resistencia a la penetración de cono eléctrico, (MPa) kg/cm ²
R_E	resistencia esperada del elemento, N (kg)
R_{LI}	valor estimado del límite inferior de la resistencia del elemento, N (kg)
R_c	resistencia del contraventeo en compresión axial según 6.3.1 de la NTC-Acero, N (kg)
R_d	reacción dinámica de la capa dura, N (kg)
R_e	reacción estática de la capa dura, N (kg)
R_n	resistencia nominal del elemento usando las propiedades de los materiales determinadas con esta Norma
R_t	resistencia del contraventeo en tensión, N (kg)
R_u	resistencia última
R_y	cociente del esfuerzo de fluencia esperado entre el mínimo especificado, según tabla 16.1.1 de la NTC-Acero o resistencia de fluencia del elemento estructural
r	radio de giro de una sección; también recubrimiento, mm (cm)
S_a	aceleración del espectro de respuesta en el periodo fundamental efectivo, T_e (calculado con la ecuación 4.2.8.3.3), mm/s ² (cm/s ²)
S_E	fuerza interna ocasionada por el sismo calculada utilizando 4.2.8.1 o 4.2.8.2
S_G	fuerza interna o sollicitación ocasionada por cargas gravitacionales definidas de acuerdo con 4.2.2
S_{uD}	fuerza interna controlada por deformación ocasionada por cargas gravitacionales y fuerzas inducidas por sismo
S_{uF}	fuerza interna o sollicitación controlada por fuerza ocasionada por cargas gravitacionales y fuerzas inducidas por sismo
S_{AI}	serie arcillosa inferior
S_{AS}	serie arcillosa superior
SV	nivel de desempeño de seguridad de vida
S_{XS}	aceleración espectral, expresada en fracción de la aceleración de la gravedad
s	separación del refuerzo transversal, separación de soleras, o también separación (paso) del refuerzo helicoidal mm (cm)
s_f	separación entre los ejes de las bandas de CPRF, mm (cm)
T_e	periodo efectivo del edificio, s
\bar{T}_e	periodo efectivo del sistema suelo-estructura, s
T_i	periodo fundamental elástico en la dirección bajo consideración calculado con un análisis dinámico elástico, s

T_u	resistencia última a momento torsionante, N-mm (kg-cm)
t	espesor de la placa de conexión, mm (cm)
t_a	espesor del ángulo de acero, mm (cm)
t_f	espesor de la capa de CPRF, mm (cm)
t_{mor}	espesor del recubrimiento con mortero en el encamisado, mm (cm)
t_{muro}	espesor del muro, mm (cm)
t_p	espesor de la placa de acero, mm (cm)
t_s	espesor de la solera de acero, mm (cm)
U_h	presión hidrostática, MPa (kg/cm ²)
U_p	presión piezométrica del agua, MPa (kg/cm ²)
u_D	tiempo de recepción de la señal de ultrasonido después de la inyección, s
u_S	tiempo de recepción de la señal de ultrasonido de referencia que se obtenga en concreto sano en el mismo elemento estructural que se está evaluando, s
V	fuerza cortante obtenida de los análisis no lineales (estático y dinámico), N (kg)
V_{agr}	fuerza cortante a la que se presenta el primer agrietamiento inclinado en la mampostería, N (kg)
V_a	resistencia a fuerza cortante del conector, N (kg)
V_{CE}	menor valor entre $V_{cydMuroE}$ y $V_{cyfMuro}$, N (kg)
V_{Col}	resistencia a fuerza cortante de las columnas de concreto utilizando las propiedades esperadas o de límite inferior de los materiales, según corresponda a acciones controladas por fuerza o por deformación, N (kg)
V_{ColE}	resistencia a fuerza cortante de las columnas de concreto ante una demanda de ductilidad no mayor que 2, evaluada utilizando las propiedades esperadas del material, N (kg)
V_{CPunE}	resistencia al cortante por punzonamiento proporcionada por el concreto, evaluada utilizando las propiedades esperadas de los materiales, N (kg)
$V_{cydMuro}$	resistencia a cortante de muros de concreto evaluadas con las propiedades de límite inferior o las propiedades esperadas de los materiales según corresponda a acciones controladas por fuerza o por deformación, N (kg)
$V_{cydMuroE}$	$V_{cydMuro}$ evaluado con las propiedades esperadas de los materiales, N (kg)
$V_{cyfMuro}$	resistencia a la fricción-cortante de un muro o un segmento de muro considerando la transferencia de cortante a través de cualquier plano, se evalúa utilizando las propiedades del límite inferior o las propiedades esperadas de los materiales según corresponda a acciones controladas por fuerza o por deformación, N (kg)
V_f	contribución a la resistencia a fuerza cortante del CPRF, N (kg)
V_b^d	cortante basal de fluencia en el sentido débil del sistema estructural en la dirección de análisis, N (kg)
V_b^f	cortante basal de fluencia en el sentido fuerte del sistema estructural en la dirección de análisis, N (kg)
V_g	cortante por cargas de gravedad que actúa sobre la sección crítica de la losa, N (kg)
V_j	resistencia a cortante de la unión, N (kg)
V_{MCuE}	máxima demanda de fuerza cortante esperada en muros y segmentos de muro, N (kg)
V_{MCyDE}	demanda de fuerza cortante que resulta en la fluencia por flexión de las articulaciones plásticas del elemento, N (kg)
$V_{máx}$	resistencia a cortante del muro de mampostería o carga lateral máxima resistido por un muro de mampostería, N (kg)
V_{mor}	contribución del mortero a la resistencia a fuerza cortante del encamisado, N (kg)
V_o	resistencia a cortante directo, N (kg)
V_s	resistencia a fuerza cortante del acero de refuerzo, N (kg)
V_u	fuerza cortante última (o cortante rasante requerido), N (kg)
V_{VOE}	resistencia a cortante de vigas de concreto reforzado evaluadas con la NTC-Concreto, utilizado un factor de reducción de resistencia igual que 1 y las propiedades esperadas del material, N (kg)
V_y	resistencia de fluencia del edificio en la dirección bajo consideración calculada utilizando resultados del PENL para la curva carga-desplazamiento idealizada realizada para el edificio de acuerdo con 4.2.8.3.3.d, N (kg)
v_a	esfuerzo de adherencia máximo para el diseño de conectores adhesivos (químicos), MPa (kg/cm ²)
v_m'	resistencia del ancla adherida contra la fuerza de extracción, MPa (kg/cm ²)
v_m'	resistencia a compresión diagonal para diseño de la mampostería, MPa (kg/cm ²)
$\overline{v_m}$	resistencia media a compresión diagonal para diseño de la mampostería, referida al área bruta, MPa (kg/cm ²)
v_{sb}	esfuerzo resistente a cortante de la resina epoxi, MPa (kg/cm ²)
v_u	esfuerzo nominal de cortante rasante, MPa (kg/cm ²)

W	peso sísmico efectivo que incluye la carga muerta total y la carga viva con intensidad instantánea de acuerdo con la tabla 6.1.2.2 de la NTC-Criterios, N (kg)
W_c	carga compensada, N (kg)
W_d	peso tributario en esa porción del diafragma extendido entre la mitad de la distancia a cada tensor o borde adyacente, N (kg)
W_{ds}	carga dinámica al suelo, N (kg)
W_{ne}	carga neta estática, N (kg)
W_p	peso tributario del muro respecto al anclaje, N (kg)
W_{se}	carga estática transmitida al suelo, N (kg)
W_{te}	carga total estática, N (kg)
w_c	masa volumétrica del concreto, kg/m ³
w_f	ancho de la banda de CPRF, mm (cm)
α	ángulo del semi-abanico en conectores de CPRF, grados, o nivel de asimetría en fluencia
α_{col}	parámetro adimensional para evaluar la efectividad del refuerzo transversal para resistir las fuerza cortante actuante, se tomará como 1 para $s/d \leq 0.75$; 0 para $s/d \geq 1$ y se interpolará linealmente para valores de s/d entre 0.75 y 1.0
α_e	cociente de la pendiente negativa posterior a la fluencia definida en la fig. 4.2.8.3.3. Este cociente incluye los efectos P-Delta, la degradación en el mismo ciclo y la degradación cíclica
α_{sd}	nivel de asimetría en fluencia de una estructura sin desplomo
β	relación de amortiguamiento viscoso equivalente, o ángulo de inclinación del conector, mm/mm
Δ_d	menor valor del desplazamiento objetivo δ_t , o el desplazamiento correspondiente al cortante basal máximo definido en la fig. 4.2.8.3.3
ΔW_s	incremento de carga por sismo, N (kg)
Δ_y	desplazamiento en la resistencia de fluencia efectiva definida en la fig. 4.2.8.3.3
δ_{agr}	distorsión a la que se presenta el primer agrietamiento inclinado en la mampostería
$\delta_{máx}$	distorsión a la que se presenta la resistencia máxima del muro de mampostería
δ_t	desplazamiento objetivo o desplazamiento total, mm (cm)
δ_u	distorsión a la que se presenta la resistencia última del muro de mampostería
ϵ_{fe}	deformación unitaria efectiva del CPRF
ϵ_{fu}	deformación unitaria última del CPRF
ϵ_s	deformación unitaria de barras corrugadas de acero
ϵ_{sh}	deformación unitaria de barras corrugadas de acero al inicio del endurecimiento por deformación
ϵ_{sh1}	deformación unitaria de barras corrugadas de acero medida a un esfuerzo de 600 MPa (6000 kg/cm ²)
ϵ_{su}	deformación unitaria última de barras corrugadas de acero
θ_a	desplomo de la construcción medido en la azotea dividido entre su altura total sobre el desplante
θ_{yE}	rotación de fluencia, rad
λ	factor de reducción relacionado con el peso unitario del concreto
λ_D	factor reductivo de la capacidad de desplazamiento en función del nivel de daño en el elemento estructural
λ_K	factor reductivo de la rigidez lateral que depende del nivel de daño en el elemento estructural
λ_R	factor reductivo de la resistencia lateral en función del nivel de daño del elemento estructural
μ	factor de ductilidad
$\mu_{resistencia}$	cociente de resistencia obtenido mediante análisis elásticos no lineales
ρ_{estc}	cuantía de acero de refuerzo transversal en castillos
ρ_f	cuantía de CPRF
ρ_l	cuantía de acero de refuerzo longitudinal
ρ_{lb}	cociente entre el área del refuerzo longitudinal distribuido y el área bruta de concreto perpendicular a dicho refuerzo en los bordes del muro, donde la longitud de la región de borde del muro se deberá tomar igual a 450 mm si el muro no cuenta con un elemento de borde que cumpla con el Capítulo 8 de la NTC-Concreto
ρ_s	relación entre el volumen del refuerzo en espiral (helicoidal o zunchos) y el volumen total del núcleo confinado por un zuncho
σ_v	esfuerzo efectivo, MPa (kg/cm ²)
γ	peso volumétrico del suelo, kN/m ³ (t/m ³), factor que depende del tipo de pieza de mampostería o coeficiente para el cálculo de la resistencia de la unión viga-columna

γ_f	factor para determinar la fracción de M_{sc} que se transmite como flexión en la losa en conexiones losa-columna
γ_{mH}	peso volumétrico de la capa dura, kN/m^3 (t/m^3)
γ_{OI}	distorsión límite para el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata; sus valores se especifican en las tablas 4.3.1, 4.3.2 y 4.3.3 de la NTC-Sismo
γ_{PC}	distorsión límite para el nivel de desempeño de Prevención del Colapso
γ_{SV}	distorsión límite para el nivel de desempeño de Seguridad de Vida; sus valores se especifican en las tablas 4.3.1, 4.3.2 y 4.3.3 de la NTC-Sismo
τ_a	resistencia a tensión de la unión del conector adhesivo que se resiste a la extracción, MPa (kg/cm^2)
ϕ	ángulo de fricción interna del material, grados
χ	factor para el cálculo de las fuerzas en los anclajes del muro fuera del plano, o factor para el cálculo de la resistencia fuera del plano del muro
Ψ_f	factor de reducción de resistencia a fuerza cortante del CPRF
ω_v	factor de amplificación de cortante dinámico para evaluar la demanda máxima de cortante en los muros para procedimientos de análisis lineales

TERMINOLOGÍA

Acción interna

También llamada fuerza interna.

Aseguramiento de la calidad

Plan, procedimientos, métodos, guías y especificaciones elaboradas para asegurar que la intención de diseño se ejecuta adecuadamente en el proceso constructivo.

Capacidad estructural

Resistencia, la rigidez la ductilidad o capacidad de deformación en el intervalo inelástico de comportamiento, y a la habilidad para disipar energía de un elemento o elemento.

Colector

Elemento que sirve para transmitir las fuerzas de inercia dentro del diafragma a los elementos del sistema resistente a fuerzas inducidas por sismo. Debe ser monolítico con la losa, dentro del espesor de la losa o siendo más grueso que la losa.

Concreto de baja contracción

Es un tipo de concreto especial que presenta una menor contracción y una mayor estabilidad volumétrica que los concretos convencionales, proporcionando superficies menos propensas al agrietamiento y al alabeo, incrementando su desempeño.

Constructor

Persona física o moral encargada de ejecutar la obra de conformidad con el proyecto ejecutivo autorizado de acuerdo con el Reglamento.

Corresponsable

Corresponsable en Seguridad Estructural.

Cuerda

Elemento a lo largo del diafragma o de los bordes de las aberturas con refuerzo longitudinal concentrado y, en algunos casos, refuerzo transversal adicional, que actúa principalmente para resistir las fuerzas de tensión y compresión generadas por la flexión en el diafragma.

Demanda (estructural)

Magnitud de las fuerzas internas y distorsiones o deflexiones causadas por acciones permanentes, variables y/o accidentales; frecuente en diseño por sismo.

Director

Director Responsable de Obra.

Edificación

Construcción sobre un predio.

Epoxi

Polímero termoestable que es producto de la reacción de la resina epoxi y un endurecedor compatible.

Especialista

Profesionista especializado en ingeniería estructural, ingeniería geotécnica o en peligro sísmico, movimiento del terreno y espectros y acelerogramas de diseño que colabora, bajo la coordinación del Corresponsable, en los temas de su especialidad

Especialista certificado

Persona física o moral certificado por un organismo acreditado en materiales, métodos, procedimientos o métodos de prueba, análisis, construcción, inspección o supervisión.

Estudio geotécnico

Informe escrito que contiene las características geológicas y geotécnicas del sitio donde se encuentre el edificio por rehabilitar, campaña de exploración, ensayos, determinación de las características mecánicas de los diferentes estratos que componen el subsuelo, investigaciones geofísicas en su caso, y toda la información necesaria a fin de que el ingeniero geotécnico proponga la forma de resistir las nuevas acciones y la solución de recimentación de la estructura rehabilitada para las condiciones del terreno, incluyendo la propia recimentación, la excavación y las medidas de contención, estabilización del terreno y protección a colindancias.

Estrategias de rehabilitación

Conjunto de técnicas de rehabilitación seleccionadas para eliminar o mitigar las deficiencias o daño de la estructura.

Evaluación de la seguridad estructural

Proceso de identificación de daños, jerarquización del nivel de vulnerabilidad de elementos estructurales y no estructurales, y de determinación del nivel de seguridad de la edificación completa.

Formato de levantamiento físico

Informe de levantamiento de datos en campo de la edificación para fines de evaluación de la seguridad estructural.

Fuerzas internas

Fuerzas axiales y cortantes y los momentos de flexión y torsión que actúan en una sección de un elemento estructural o conexión.

Fuerza interna controlada por deformación, también comportamiento controlado por deformación

Momento flexionante, momento torsionante, fuerza cortante, o fuerza axial asociados a una deformación, desplazamiento o rotación, que exceden el valor de fluencia en el elemento y que no debe sobrepasar la capacidad de deformación plástica del elemento evaluado.

Fuerza interna controlada por fuerza, también comportamiento controlado por fuerza

Momento flexionante, momento torsionante, fuerza cortante, o fuerza axial internos asociados a una deformación, desplazamiento o rotación, menores que el valor de fluencia en el elemento, y que no debe exceder la resistencia del elemento evaluado.

Inmueble

Terreno y construcciones que en el se encuentran.

Instituto

Instituto para la Seguridad de las Construcciones de la Ciudad de México.

Mortero epoxi

Material a base de la mezcla de resina epoxi, endurecedor y agregados finos.

Mortero fluido sin contracción (*grout*)

Material a base de cemento, agregados minerales y aditivos que al mezclarse con agua produce un mortero sin contracciones, de alta resistencia a la compresión.

Mortero hidráulico

Mezcla de cemento hidráulico, agregados finos, agua y posiblemente aditivos.

Nivel de desempeño

Definición del comportamiento esperado del inmueble ante las demandas de diseño, como los sismos.

Normas

Normas Técnicas Complementarias y otras Normas del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal vigentes.

NTC-Acero

Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción de Estructuras de Acero.

NTC-Cimentaciones

Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción de Cimentaciones.

NTC-Concreto

Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.

NTC-Criterios

Norma Técnica Complementaria sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones.

NTC-Evaluación y Rehabilitación

Norma Técnica Complementaria para la Evaluación y Rehabilitación Estructural de Edificios Existentes.

NTC-Madera

Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción de Estructuras de Madera y Bambú.

NTC-Mampostería

Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería.

NTC-Proyecto Arquitectónico

Norma Técnica Complementaria para Diseño de Proyecto Arquitectónico.

NTC-Revisión

Norma Técnica Complementaria para la Revisión de la Seguridad Estructural de las Edificaciones.

NTC-Sismo

Norma Técnica Complementaria para Diseño por Sismo.

NTC-Viento

Norma Técnica Complementaria para Diseño por Viento.

Objetivo de la rehabilitación

Selección del nivel de desempeño esperado para los sismos de diseño; en el caso de esta Norma, y para diseño por sismo, es el establecido en la NTC-Sismo vigente o anteriores.

Peligro sísmico

Probabilidad de que se produzca un cierto movimiento del suelo.

Propietario o Poseedor

Persona física o moral que tiene la propiedad o posesión jurídica de un bien inmueble.

Proyectista

Persona física con cédula profesional encargada de realizar el proyecto de la rehabilitación de acuerdo con el Reglamento, sus Normas y esta Norma.

Proyecto ejecutivo de obra

Conjunto de planos, memorias descriptivas y de cálculo, catálogo de conceptos, normas y especificaciones que contiene la información y define el proceso de la rehabilitación de un inmueble.

Puntal

Elemento de un diafragma estructural que se utilizan para proporcionar continuidad alrededor de una abertura en el diafragma.

Recimentación

Modificación de la cimentación para resistir las nuevas acciones.

Reforzamiento

Incremento de la capacidad para resistir cargas de una estructura, de un sistema, de un elemento o de un elemento estructural.

Rehabilitación

Al proceso de intervención estructural para restablecer las condiciones originales (reparación) o para mejorar el comportamiento de elementos y sistemas estructurales para que la edificación cumpla con los requisitos de seguridad contra colapso y de limitación de daños establecidos en el Reglamento; incluye a la recimentación, reforzamiento, reparación y rigidización.

Reparación

Reemplazo o corrección de materiales, elementos o elementos de una estructura que se encuentran dañados o deteriorados con el fin de recuperar su capacidad original.

Resina epoxi

Una clase de resina orgánica que, combinada con un endurecedor compatible, se usa en la preparación de revestimientos especiales o adhesivos en morteros epoxi, grouts epoxi, concreto epoxi y en compuestos poliméricos reforzados con fibra.

Resistencia de diseño

Producto de la resistencia nominal, calculada a partir de las Normas y de esta Norma, y el factor de resistencia señalado en esta Norma.

Resistencia requerida

Producto de la acción interna debida a cargas permanentes, variables y accidentales, y de sus factores de carga correspondientes, también llamada fuerza interna última.

Revisión de la seguridad estructural

Comprobación de los estados límite de falla y de servicio de la estructura.

Rigidización

Adición de elementos o sistemas para reducir los desplazamientos y las deformaciones.

Seguridad estructural

Nivel de cumplimiento de los estados límite de falla y de servicio de una estructura establecidos en el Reglamento y sus Normas.

Sistema estructural

Arreglo o conjunto de elementos estructurales que resisten cargas (por ejemplo, un marco resistente a momento arriostrado por muros diafragma).

Supervisor

Persona física o moral encargada de dar seguimiento a la ejecución de las obras de conformidad con los proyectos ejecutivos aprobados por el cliente, cumpliendo con los estándares de calidad, plazos de ejecución y presupuestos establecidos.

Tensor

Elemento a tensión en un diafragma.

ESTÁNDARES

Normas Mexicanas (NMX)

Industria siderúrgica

- NMX-B-172-CANACERO-2018 — Métodos de prueba mecánicos para productos de acero y hierro
NMX-B-252-CANACERO-1988 — Requisitos generales para planchas, perfiles, tablaestacas y barras de acero laminado, para uso estructural
NMX-B-266-CANACERO-1989 — Requisitos generales para lámina laminada en caliente y en frío, de acero al carbón y de acero de baja aleación y alta resistencia
NMX-B-290-CANACERO-2013 — Malla electrosoldada de acero liso o corrugado para refuerzo de concreto - Especificaciones y métodos de prueba
NMX-B-457-CANACERO-2019 — Varilla corrugada de acero de baja aleación para refuerzo de concreto - Especificaciones y métodos de prueba
NMX-H-118-1996 — Sujetadores roscados externamente de acero al carbono - Especificaciones

Industria de la construcción

- NMX-C-111-ONNCCE-2018 — Agregados para Concreto Hidráulico - Especificaciones y Métodos de Ensayo
NMX-C-169-ONNCCE-2009 — Concreto - Extracción de especímenes cilíndricos o prismáticos de concreto hidráulico endurecido-2

American Concrete Institute (ACI)

- ACI CODE-355.2-22 — Qualification of Post-Installed Mechanical Anchors in Concrete and Commentary
ACI CODE-355.4-19 — Qualification of Post-Installed Adhesive Anchors in Concrete
ACI CODE-369.1-22 — Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Concrete Buildings—Code and
ACI PRC-224-01 — Control of Cracking in Concrete Structures
ACI PRC-440.2-17 — Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures
ACI PRC-440.8-13 — Specification for Carbon and Glass Fiber-Reinforced Polymer Materials Made by Wet Layup for External Strengthen
ACI SP-4 — Formwork for Concrete
ACI SPEC-440.6-08(17)(22) — Specification for Carbon Fiber-Reinforced Polymer Bar Material for Concrete Reinforcement

American Institute of Steel Construction (AISC)

- AISC Design Guide 10-22 — Erection Bracing of Low-Rise Structural Steel Buildings (Second Edition)

American Society of Civil Engineers (ASCE)

- ASCE 41-23 — Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

American Society for Testing and Materials (ASTM International)

- ASTM A6/A6M-17 — Standard Specification for General Requirements for Rolled Structural Steel Bars, Plates, Shapes, and Sheet Piling
ASTM A307-21 — Standard Specification for Carbon Steel Bolts, Studs, and Threaded Rod 60 000 psi Tensile Strength
ASTM A325-14 — Standard Specification for Structural Bolts, Steel, Heat Treated, 120/105 ksi Minimum Tensile Strength
ASTM A370-22 — Standard Test Methods and Definitions for Mechanical Testing of Steel Products
ASTM A416/A416M-18 — Standard Specification for Low-Relaxation, Seven-Wire Steel Strand for Prestressed Concrete
ASTM A421/A421M-21 — Standard Specification for Uncoated Stress-Relieved Steel Wire for Prestressed Concrete
ASTM A490-14a — Standard Specification for Structural Bolts, Alloy Steel, Heat Treated, 150 ksi Minimum Tensile Strength
ASTM A502-15 — Standard Specification for Rivets, Steel, Structural
ASTM A563/A563M-21ae1 — Standard Specification for Carbon and Alloy Steel Nuts

ASTM A568-19a — Standard Specification for Steel, Sheet, Carbon, Structural, and High-Strength, Low-Alloy, Hot-Rolled and Cold-Rolled, General Requirements for
ASTM A722/A722M-18 — Standard Specification for High-Strength Steel Bars for Prestressed Concrete
ASTM A751-21 — Standard Test Methods and Practices for Chemical Analysis of Steel Products
ASTM C1107/C1107M-20 — Standard Specification for Packaged Dry, Hydraulic-Cement Grout (Nonshrink)
ASTM C1583/C1583M-20 — Standard Test Method for Tensile Strength of Concrete Surfaces and the Bond Strength or Tensile Strength of Concrete Repair and Overlay Materials by Direct Tension (Pull-off Method)
ASTM E3121/E3121M-17 — Standard Test Methods for Field Testing of Anchors in Concrete or Masonry
ASTM F606/F606M-21 — Standard Test Methods for Determining the Mechanical Properties of Externally and Internally Threaded Fasteners, Washers, Direct Tension Indicators, and Rivets

American Welding Society (AWS)

D1.1 — Structural Welding Code-Steel

International Concrete Repair Institute (ICRI)

ICRI 210.1R-2016 — Guideline for Verifying Field Performance of Epoxy Injection of Concrete Cracks
ICRI 210.3-2022 — Guide for Using In-Situ Tensile Pulloff Tests to Evaluate Concrete Surface Repairs and Bonded Overlays

U.S. Army Corps of Engineers

Guía de operaciones de apuntalamiento, 3a Edición, 2013

Documentos de autor

Santoyo Villa, E., Ovando Shelley, E., Mooser, F. y León Plata, E., 2005, “Síntesis geotécnica de la Cuenca del Valle de México,” TGC Geotecnia, México.

Tamez, E., 1988, “Pilotes de control en centrales telefónicas (Reto sísmico publicado por Teléfonos de México),” México.

1. CONSIDERACIONES GENERALES

1.1 Alcance

1.1.1 Esta Norma contiene los requisitos mínimos para la evaluación y rehabilitación estructural de edificios existentes en la Ciudad de México. El propósito de este documento es presentar especificaciones y lineamientos para rehabilitar edificios, con énfasis en su rehabilitación ante sismos. La Norma está dirigida a los Proyectistas, Constructores, Directores, Corresponsables y Propietarios, responsables de evaluar, analizar, diseñar, construir, revisar y supervisar el proceso de rehabilitación de un edificio, así como de mantener y operar el inmueble en adecuadas condiciones.

1.1.2 Estas disposiciones deberán considerarse como un complemento de los principios básicos de diseño establecidos en el Reglamento, la NTC-Criterios, NTC-Proyecto Arquitectónico, NTC-Sismo, NTC-Viento, NTC-Cimentaciones, NTC-Concreto, NTC-Mampostería y NTC-Acero. En esta Norma se establecen requisitos que exceptúan o son distintos de los indicados en las otras Normas; en esos casos, prevalecerán las disposiciones aquí establecidas.

1.1.3 En esta Norma, cuando es necesario, se precisa la intervención del Director, Corresponsable, Proyectista, Constructor y Supervisor, cuyas atribuciones generales están establecidas en el Reglamento.

1.1.4 Esta Norma no es aplicable para la evaluación y rehabilitación estructural de tanques y depósitos de líquidos, puentes y viaductos urbanos, así como de obras subterráneas y túneles.

1.1.5 Se aceptará usar parte o la totalidad de esta Norma para la evaluación y rehabilitación estructural de edificios considerados patrimonio histórico, artístico, arqueológico y/o arquitectónico por el Instituto Nacional de Antropología e Historia (INAH) o por el Instituto Nacional de Bellas Artes y Literatura (INBA) con la aprobación de estas entidades.

Comentario:

La evaluación y rehabilitación sísmica de elementos no estructurales, como son muros divisorios, equipamiento e instalaciones, están fuera del alcance de esta Norma. Para determinar la aceleración en contenidos y en elementos no estructurales se usa el Capítulo 8 de la NTC-Sismo. En ASCE 41 se presentan criterios de evaluación, análisis, comportamiento, rehabilitación y aceptación por desempeño de elementos no estructurales. En FEMA 172, FEMA E-74, FEMA 450, CISCA, API 650, AWWA D100, ASHRAE RP-812 y NFPA 13 se pueden consultar requisitos para evaluación y rehabilitación de elementos no estructurales, sistemas de techos falsos y plafones, tanques de acero para gasolina, tanques de acero para agua, tuberías y sistemas de aire acondicionado, así como sistemas de rociadores para incendio.

En esta versión de la Norma se presentan comentarios a los requisitos de análisis y diseño que permitan aclarar su interpretación. Los comentarios y sus figuras no son de carácter obligatorio. Las referencias en los comentarios incluyen mayor información o criterios optativos que se recomienda sean consultadas.

Cuando se ha juzgado conveniente, se han añadido figuras en los comentarios con objeto de ilustrar un concepto o requisito, o para aclarar su interpretación. El pie de figura inicia con la letra C, de la palabra "Comentario", para distinguirlas de las figuras que forman parte del cuerpo normativo (por ejemplo, fig. C2.3.2). La numeración se puede referir a la sección o inciso general del tema que se comenta, o bien a un inciso específico para el cual se ha incluido la figura. Si se incluye más de una figura correspondiente a un inciso dado, al final se incluyen letras en orden alfabético (por ejemplo, si son dos figuras en el inciso 2.3.2, se refieren a las figuras C2.3.2.a y C2.3.2.b).

En FEMA P-58 se tiene un marco de referencia basado en desempeño para la evaluación de daños y la rehabilitación de edificios. Esta metodología permite, a partir de escenarios e intensidades propuestas, calcular las pérdidas en función del tiempo. Permite, a su vez, estimar el costo de la rehabilitación de un edificio. Esta metodología es útil si el edificio por rehabilitar es similar a las tipologías supuestas y se rehabilita mediante las técnicas ahí incluidas. Los costos están referidos a costos de materiales y mano de obra característicos de los Estados Unidos.

En ATC-138, NIST-SP1254 y FEMA P-2090 se pueden consultar metodologías para evaluación y rehabilitación con el objetivo de lograr la recuperación de la funcionalidad del edificio en un marco de diseño por resiliencia.

1.2 Unidades

1.2.1 En las expresiones que aparecen en esta Norma deberán utilizarse las unidades de la tabla 1.2.1 que corresponden al Sistema Internacional (SI).

Tabla 1.2.1 – Unidades del Sistema Internacional usadas en esta Norma

Atributo	Unidad
Fuerza	N (newton)
Longitud	mm (milímetro)
Momento	N-mm
Esfuerzo	MPa (megapascal)

1.2.2 Siempre que es posible, las expresiones están escritas en forma adimensional; de lo contrario, junto a las expresiones en sistema internacional, se escriben, entre paréntesis, las expresiones equivalentes en el sistema gravitacional usual (MKS), y con las unidades indicadas en la tabla 1.2.2.

Tabla 1.2.2 – Unidades en el sistema gravitacional MKS usadas en esta Norma

Atributo	Unidad
Fuerza	kg (kilogramo fuerza) ^[1]
Longitud	cm (centímetro)
Momento	kg-cm
Esfuerzo	kg/cm ²

^[1] En esta Norma, el kilogramo fuerza se representa con kg.

1.2.3 Cada sistema deberá utilizarse con independencia del otro, sin hacer combinaciones entre los dos.

1.2.4 Las unidades que aquí se mencionan son las comunes de los dos sistemas. Se permitirá usar otras unidades, empleadas correctamente, que en ocasiones pueden ser más convenientes; por ejemplo, en el sistema gravitacional usual puede ser preferible expresar las longitudes en metros (m), las fuerzas en toneladas (t) y los momentos en t-m.

Comentario:

Los valores correspondientes a los dos sistemas de unidades en esta Norma no son exactamente equivalentes. Se adoptó la convención de considerar a 9.81 como 10.

1.3 Normas y estándares usados en esta Norma

1.3.1 Se considerará obligatorio el uso de las Normas Mexicanas (NMX) o Estándares, así como cualquier otra publicación, nacional o extranjera, que sea requerida en el cuerpo normativo de esta Norma.

1.3.2 Se deberán aplicar las NMX o Estándares del año indicado en esta Norma. No se permitirá el uso de NMX o Estándares posteriores al inicio de vigencia de esta Norma, a menos que el Director y, en su caso, el Corresponsable, lo aprueben.

1.4 Criterios generales de diseño

1.4.1 Las fuerzas internas producidas por las acciones a que están sujetas las estructuras se determinarán de acuerdo con los criterios prescritos en la NTC-Criterios, las NTC de los materiales correspondientes, la NTC-Sismo, la NTC-Viento y en el Capítulo 4 de esta Norma.

1.4.2 El dimensionamiento y el detallado se harán de acuerdo con los criterios relativos a los estados límite de falla y de servicio, así como de durabilidad y protección contra fuego, establecidos en el Reglamento y en esta Norma.

1.4.3 Estados límite de falla

1.4.3.1 Según el criterio de estados límite de falla, las estructuras deberán dimensionarse de modo que la resistencia de diseño de toda sección con respecto a cada fuerza interna que en ella actúe, sea igual o mayor que el valor de diseño o resistencia requerida de dicha fuerza interna. Las resistencias de diseño deberán incluir el correspondiente factor de resistencia, F_R , prescrito en 4.2.2. Para fines de evaluación se considerará $F_R=1.0$. Las fuerzas internas de diseño se obtienen de multiplicar, por el correspondiente factor de carga, los valores de dichas fuerzas internas calculados bajo las acciones especificadas en la NTC-Criterios. El cálculo de las resistencias de diseño se hará de conformidad con los Capítulos 6, 7, 8 y 9, según corresponda.

Comentario:

En los valores de F_R , además de las consideraciones usuales para edificios nuevos, es usual considerar el efecto del daño en la resistencia.

1.4.4 Estados límite de servicio

1.4.4.1 Sea que se aplique el criterio de estados límite de falla o algún criterio optativo, deberán revisarse los estados límite de servicio, es decir, se comprobará que las respuestas de la estructura (deformación, agrietamiento, etc.) queden limitadas a valores tales que el funcionamiento en condiciones de servicio sea satisfactorio. La revisión de los estados límite de servicio se realizará de acuerdo con el capítulo correspondiente a la NTC del material de la estructura existente.

1.4.5 Diseño por durabilidad y protección contra fuego

1.4.5.1 Las estructuras deberán revisarse de acuerdo con el capítulo 12 de esta Norma.

1.4.5.2 Para proteger la estructura contra fuego se deberán cumplir los requisitos del Capítulo 4 de la NTC-Proyecto Arquitectónico y aquellos relativos de la NTC del material de la estructura existente y de los elementos adicionados por la rehabilitación.

Comentario:

Se incluyen disposiciones para revisar y, en su caso corregir, deficiencias por durabilidad. Es importante revisar que los elementos de la estructura por rehabilitar posean los espesores, dimensiones y recubrimientos mínimos por protección contra fuego.

1.5 Diagramas de flujo para uso de esta Norma

1.5.1 En los diagramas de flujo siguientes se ilustran los principales pasos a seguir para una adecuada interpretación y empleo de esta Norma:

- a) En la fig. 1.5.1.a se presenta un diagrama de flujo sobre el proceso de evaluación estructural
- b) En caso de que se requiera la rehabilitación del edificio, se sigue el diagrama de la fig. 1.5.1.b
- c) En ambos casos, se practican análisis estructurales, cuyo diagrama de flujo es el de la fig. 1.5.1.c.

En los diagramas se señalan los capítulos, secciones o incisos de esta Norma u otras Normas por ser observados. Nótese que los requisitos son distintos para estructuras pertenecientes al Grupo A o Subgrupo B1 o B2, así como a la clase de edificios definida en 2.6 de esta Norma.

1.6 Aplicación de esta Norma para Elaborar la Constancia de Verificación de la Seguridad Estructural

1.6.1 Se deberán aplicar los requisitos de esta Norma y las especificidades que para el efecto se señalen en los Lineamientos Técnicos para la Elaboración de la Constancia de Verificación de la Seguridad Estructural en la Ciudad de México, expedidos por el Instituto. Los procesos relacionados con esta Norma son:

- a) Inspección ocular y recopilación de datos del edificio, de conformidad con el Capítulo 3 de esta Norma
- b) Determinación y asignación del Nivel de Vulnerabilidad Estructural (*NVE*) del edificio y determinación de los tiempos límite de las acciones prioritarias, según 2.4.3 de esta Norma
- c) Revisión de la seguridad estructural del edificio según el *NVE* asignado, de acuerdo con los Capítulos 2 a 8 de esta Norma, según aplique
- d) Elaboración del proyecto de rehabilitación del edificio, de conformidad con los Capítulos 2 y 4 a 10 de esta Norma, según aplique
- e) Ejecución del proyecto según los requisitos de los Capítulos 11 y 12 de esta Norma.

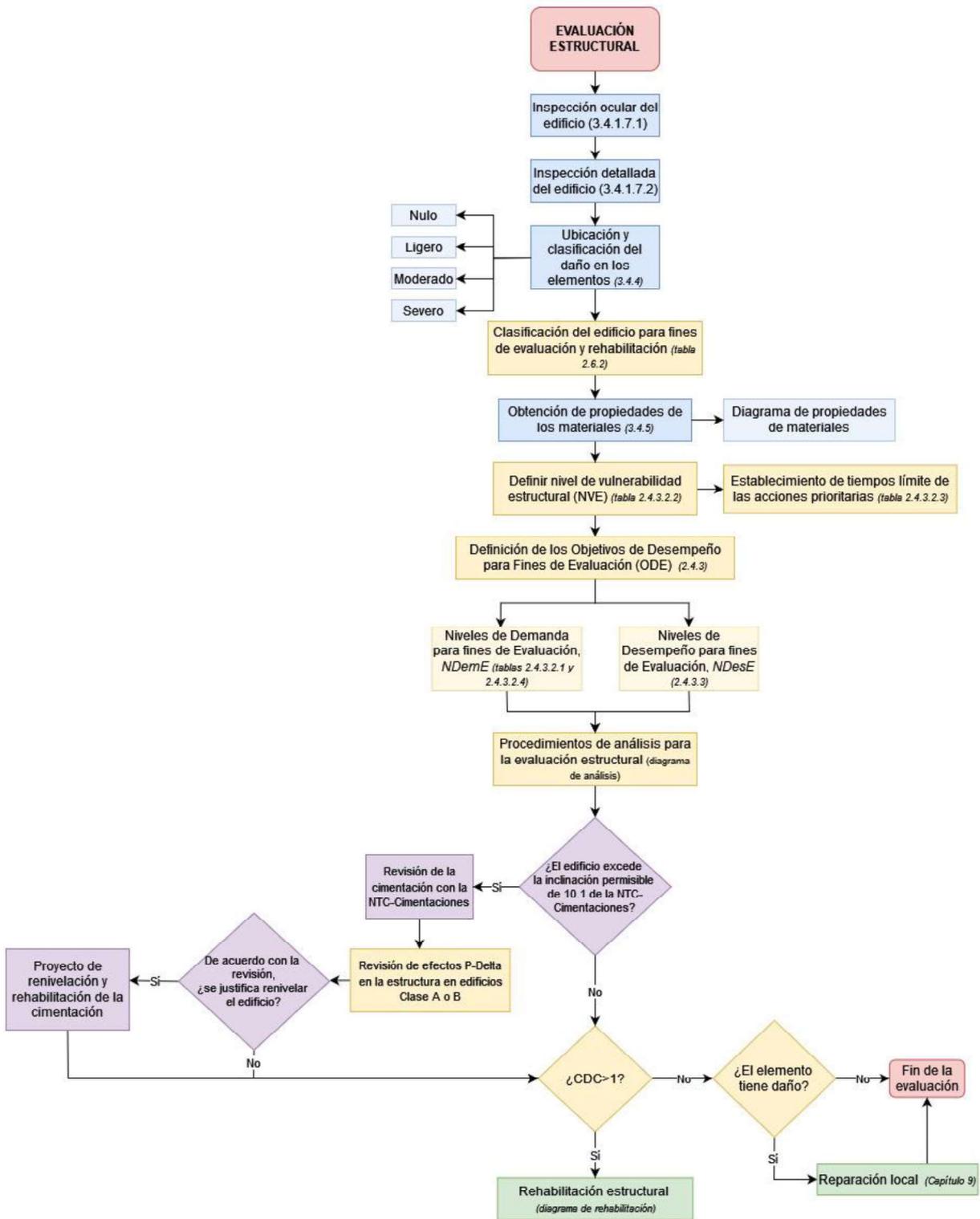


Figura 1.5.1.a – Diagrama de flujo del proceso de evaluación estructural

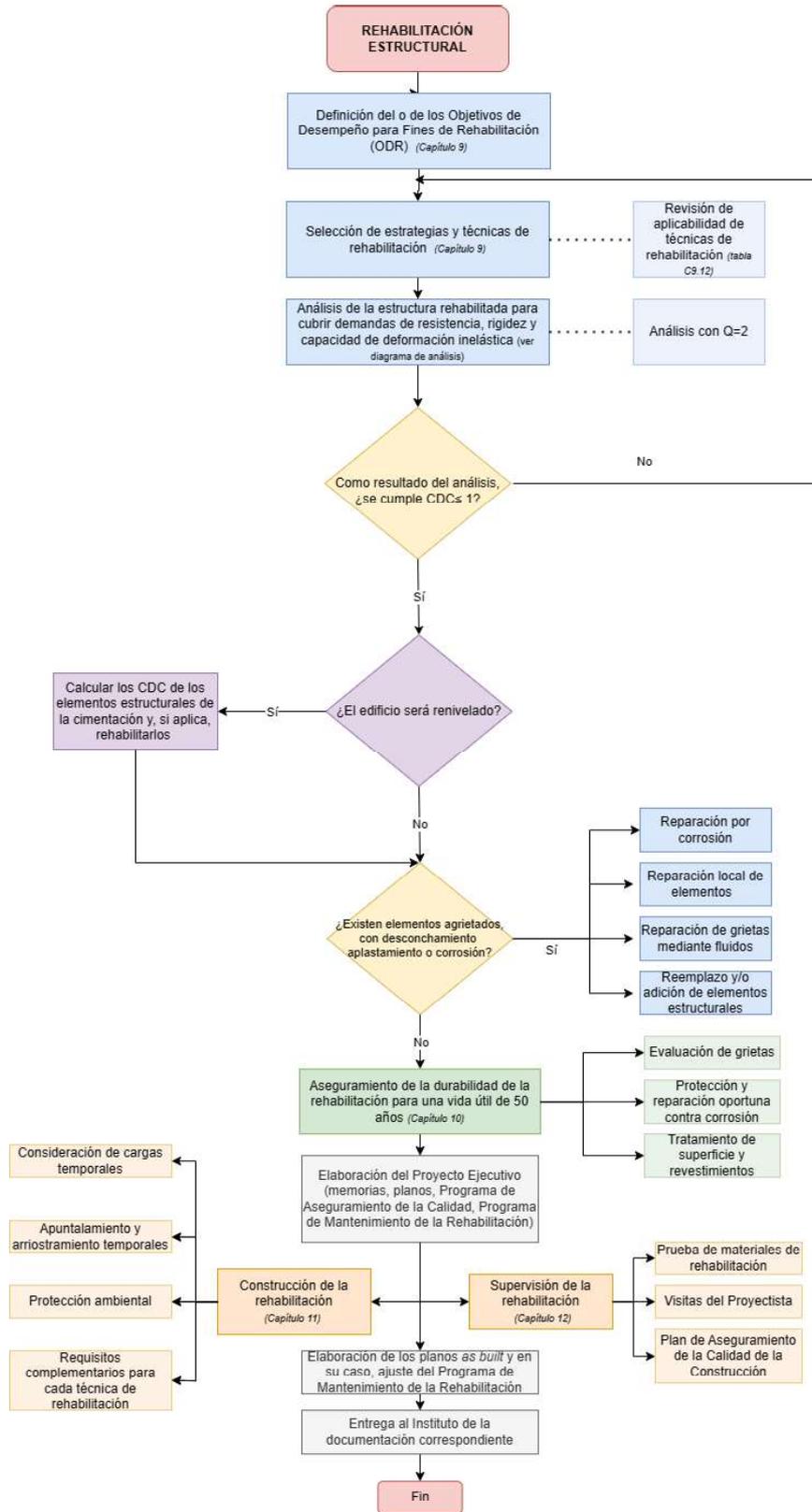


Figura 1.5.1.b – Diagrama de flujo del proceso de rehabilitación estructural

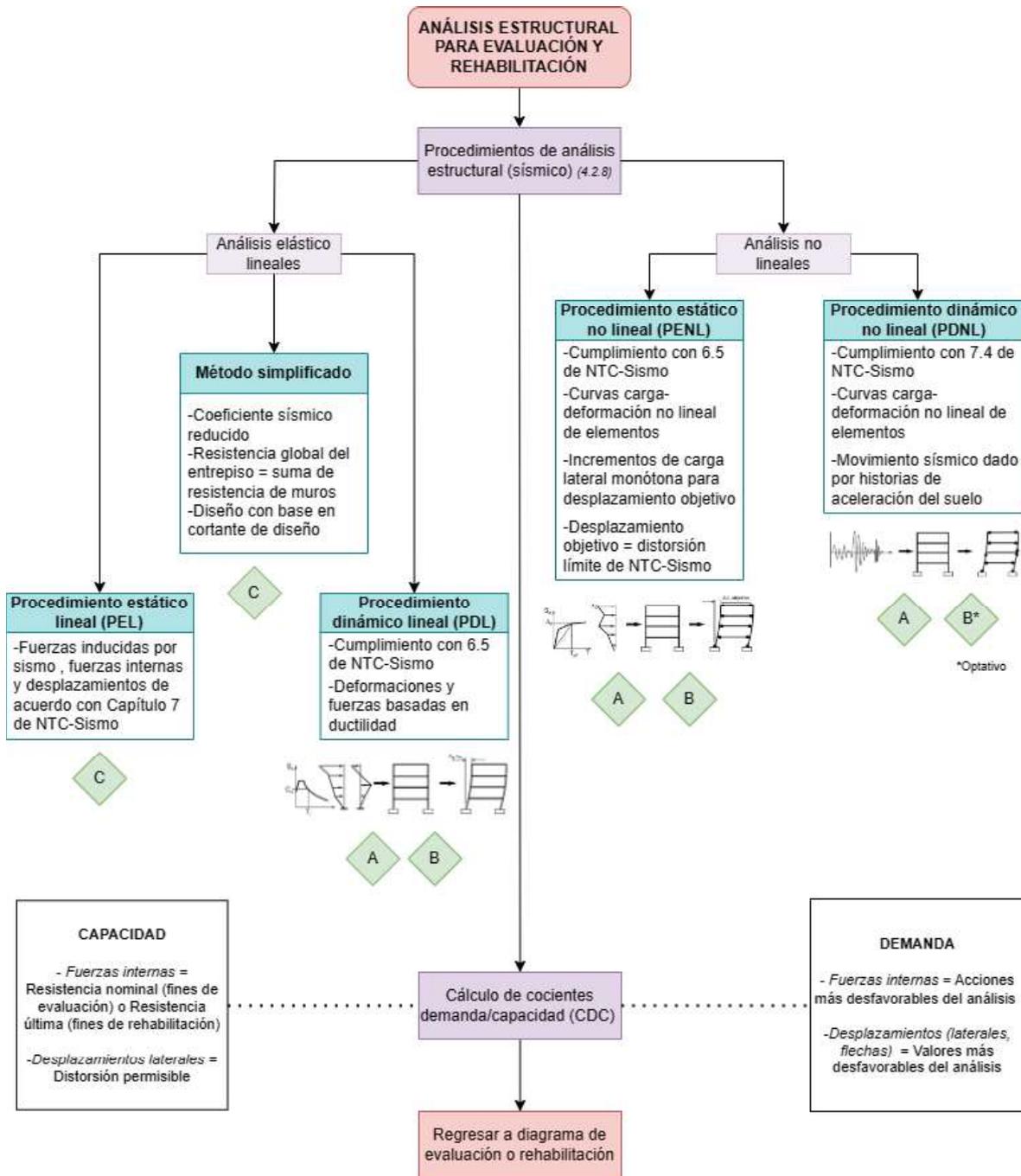


Figura 1.5.1.c – Diagrama de flujo de procedimientos de análisis estructural

1.6.2 En la revisión numérica, se deberá examinar el cumplimiento de los estados límite de falla de los elementos estructurales del inmueble. Además de los a) a c):

- a) Estado Límite de Falla de elementos o partes isostáticas de la estructura, como son balcones, bardas y marquesinas, por ejemplo
- b) Estado Límite de Falla, según la versión del Reglamento y sus NTC correspondientes, según 2.4.3 de esta Norma
- c) En sistemas de piso, signos de corrosión de barras de refuerzo con desprendimiento de recubrimiento, flechas mayores que las permitidas en las NTC vigentes, y/o que estén sujetos a cargas gravitacionales mayores que las consideradas en diseño o desde la última Constancia de Verificación de Seguridad Estructural.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

2. REQUISITOS GENERALES DE LA EVALUACIÓN Y REHABILITACIÓN ESTRUCTURAL

2.1 Alcance

2.1.1 Se deberá evaluar y, en su caso, rehabilitar un edificio existente cuando se cumpla cualquiera de las condiciones a) a e) siguientes:

- a) El edificio exhibe daño moderado o severo en su estructura (véase 3.4 para la clasificación de intensidad de daño) debido a sismo, viento o cualquier otra acción (corrosión, hundimientos, cambios de temperatura, etc.)
- b) El edificio cambiará su uso
- c) La remodelación del edificio implica una modificación o cambio en su sistema estructural
- d) Si el Propietario o Poseedor o Poseedor lo desea
- e) El edificio es del Grupo A o Subgrupo B1 y está sujeto a su revisión con fines de expedición de la Constancia de la Verificación de la Seguridad Estructural.

2.1.2 Los requisitos de evaluación y rehabilitación de esta Norma son aplicables a edificios existentes en la Ciudad de México. Las disposiciones comprenden a elementos o miembros, elementos y sistemas estructurales resistentes a cargas gravitacionales y/o fuerzas y desplazamientos inducidos por sismo o viento.

2.1.3 El proceso de evaluación estructural se deberá realizar según lo establecido en 2.4. El diseño de la rehabilitación deberá satisfacer lo requerido en 2.5.

2.1.4 Cuando explícitamente se señale en esta Norma un requisito distinto a lo estipulado en las otras Normas, se deberá cumplir con lo establecido aquí.

2.1.5 Para desarrollar un proyecto de rehabilitación eficiente, se deberá contar con información de las condiciones del edificio, tales como configuración, características estructurales y deficiencias sísmicas. Es posible que buena parte de esta información esté disponible tras haber evaluado el edificio. Si no se cuenta con información suficiente para poder analizar, diseñar y construir la rehabilitación, se deberá ampliar la investigación y la evaluación del edificio.

2.1.6 El proceso de diseño de la rehabilitación de un edificio es un proceso iterativo en el cual se suponen modificaciones a la estructura existente para fines de un diseño preliminar y del análisis estructural. Los resultados del análisis deberán verificarse como aceptables a nivel de un elemento o elementos y del sistema estructural completo. Si los elementos nuevos o existentes y el sistema estructural completo no son aceptados como adecuados, se deberán ajustar las modificaciones estructurales y, si es necesario, se ejecutará un nuevo ciclo de análisis y verificación.

2.1.6.1 Se usarán como criterios de aceptación los indicados en esta Norma y calculados con la NTC del material que corresponda.

2.1.6.2 De manera alternativa, se permitirá el uso de los criterios de aceptación indicados en los Capítulos 6, 7 y 8 para estructuras de mampostería, concreto y acero, según corresponda.

Comentario:

En esta Norma se propone que la revisión de idoneidad o criterios de aceptación para definir si el edificio cumple la evaluación o, en su caso, la rehabilitación sean los establecidos en la NTC del material correspondiente al edificio, sistemas o elementos existentes o añadidos. Permite, de manera optativa, en 2.1.6.2, que se puedan usar los criterios de los Capítulos 6 a 8 de esta Norma, especialmente si se decide evaluar y rehabilitar el edificio bajo un criterio de diseño por desempeño. Se prevé que la mayoría de los edificios usará los criterios de aceptación de las NTC.

2.2 Responsabilidades

2.2.1 Los Propietarios o Poseedores estarán obligados a proveer un mantenimiento adecuado de las estructuras existentes para evitar situaciones inseguras y rehabilitar la estructura cuando existan condiciones que afecten su seguridad, redundancia e integridad.

2.2.2 El Propietario o Poseedor y el Proyectista acordarán los Objetivos de Diseño de la Rehabilitación. Serán requisitos mínimos los establecidos en el Reglamento, en sus Normas y en esta Norma. El Director y el Corresponsable, en su caso, autorizarán los Objetivos de Diseño de la Rehabilitación.

2.2.3 El Proyectista deberá preparar un informe de la estructura que incluya los puntos a) a k):

- a) Descripción de la estructura original y de sus modificaciones
- b) Historia de reparaciones y/o reforzamientos anteriores, si es el caso
- c) Descripción y documentación del daño y su clasificación, según 3.4.4
- d) Descripción y documentación de las condiciones potencialmente peligrosas
- e) Criterios de evaluación y resultados
- f) Condiciones y detalles de la rehabilitación propuesta
- g) Requisitos de materiales usados en la rehabilitación
- h) Identificación de elementos o partes de la estructura por ser apuntalados y/o arriostrados
- i) Plan, procedimientos, métodos, guías y especificaciones para el aseguramiento y control de la calidad de materiales y de la ejecución de la rehabilitación
- j) Características de la inspección de la rehabilitación durante su vida útil esperada, tales como periodicidad, tipo y nivel de revisión
- k) Instrucciones para el mantenimiento de la estructura existente y de los nuevos materiales, elementos, elementos y sistemas estructurales.

2.2.4 El informe requerido en 2.2.3 será entregado al Propietario o Poseedor, al Instituto, con el visto bueno del Director y del Corresponsable, si es el caso. En lo que toca al Corresponsable, este informe será parte de la documentación requerida en la NTC-Revisión que, entregada al Instituto, le permita a éste emitir la constancia de registro de la revisión.

2.3 Criterios generales de revisión y diseño

2.3.1 Con objeto de identificar los elementos, elementos y/o sistemas deficientes, se calcularán los cocientes demanda/capacidad (**CDC**). Si el cociente es mayor que 1.0, será necesario considerar la rehabilitación de dicho elemento, elemento o sistema estructural.

2.3.2 Se usará esta Norma para evaluar la capacidad del inmueble, en términos de su rigidez, resistencia y deformabilidad inelástica.

2.3.3 En el caso de fuerzas internas (fuerzas y momentos), la capacidad estará dada por la resistencia de diseño y la demanda será determinada por las acciones internas más desfavorables obtenidas del análisis, de acuerdo con a) a c):

- a) Para la revisión por cargas gravitacionales, la demanda se determinará a partir de NTC-Criterios
- b) En el caso de acciones sísmicas, la demanda se calculará de acuerdo con la NTC-Criterios, NTC-Sismo y lo que se señale en esta Norma
- c) En el caso de viento, se utilizará la NTC-Criterios y la NTC-Viento.

2.3.4 La capacidad de desplazamiento será mayor o igual que la distorsión o flecha permisibles, según el sistema estructural, y la demanda será la distorsión o flecha más desfavorable obtenida del análisis estructural. La distorsión debida a sismo no deberá incluir ninguna reducción por efecto del comportamiento inelástico (factor ϕ).

2.3.4.1 De manera alternativa a 2.3.4, se aceptará como capacidad de desplazamiento a la indicada en los Capítulos 6, 7 y 8 de esta Norma, según el material que corresponda.

2.3.5 En el diseño de la rehabilitación, se tomarán en consideración los aspectos a) a g) siguientes, tanto de la estructura como de la cimentación:

- a) Condiciones de la estructura potencialmente peligrosas, incluyendo la interacción con cuerpos vecinos
- b) Daño estructural
- c) Deterioro de concreto y del refuerzo

- d) Construcción defectuosa
- e) Situaciones que afectan las condiciones de servicio
- f) Durabilidad de los materiales de construcción
- g) Asentamientos, hundimientos, emersiones y desplomos.

2.3.6 El Reglamento y sus Normas se aplicarán para el diseño de nuevos elementos o revisión de los elementos existentes, así como de conexiones entre nuevos elementos y la estructura existente, dependiendo del material o materiales de la estructura existente y de los elementos de la rehabilitación.

2.4 Procedimiento general de evaluación estructural

2.4.1 La evaluación de una estructura se deberá realizar de conformidad con el Capítulo 3 de esta Norma.

2.4.2 Para realizar la evaluación, el Propietario o Poseedor deberá definir, con la asesoría del Proyectista, el o los Objetivos de Desempeño para fines de Evaluación (*ODE*). Los *ODE* serán aprobados por el Director y, en su caso, por el Corresponsable.

2.4.3 Objetivos de Desempeño para fines de Evaluación, *ODE*

2.4.3.1 Los *ODE* estarán integrados por a) y b):

- a) Niveles de Demanda para fines de Evaluación, *NDemE*
- b) Niveles de Desempeño para fines de Evaluación, *NDesE*.

2.4.3.2 Niveles de Demanda para fines de Evaluación, *NDemE*

2.4.3.2.1 Los *NDemE* se determinarán a partir de la tabla 2.4.3.2.1 de acuerdo con el tipo de acciones por estudiar.

Tabla 2.4.3.2.1 – Niveles de Demanda para fines de Evaluación, *NDemE*

Tipo de acciones	NTC aplicable
Permanentes y Variables	Criterios
Permanentes, Variables y Accidentales	Criterios Sismo y/o Viento
Ambientales que causan deterioro de los materiales estructurales	Acero Concreto Mampostería
Fuego	Proyecto Arquitectónico

2.4.3.2.2 Para determinar el *NDemE* se deberá definir el nivel de vulnerabilidad estructural (*NVE*) de acuerdo con la tabla 2.4.3.2.2. Se considerarán cuatro niveles de vulnerabilidad estructural, *NVE*: AA – muy alto, A – alto, M – medio y B – bajo.

2.4.3.2.2.1 De manera alternativa a la tabla 2.4.3.2.2 se podrá aplicar el análisis de vulnerabilidad estructural establecido en los Lineamientos Técnicos para la Elaboración de la Constancia de Verificación de Seguridad Estructural que expida el Instituto. Se aceptará aplicar la tabla 2.4.3.2.2 si se desea verificar el *NVE* obtenido con los Lineamientos citados.

2.4.3.2.3 Una vez definido el *NVE*, se deberán observar los tiempos límite de las Acciones Prioritarias que se definen en la tabla 2.4.3.2.3.

Tabla 2.4.3.2.2 – Nivel de vulnerabilidad estructural, NVE

Zona geotécnica	Irregularidad, según NTC-Sismo ^[1]	Periodo fundamental de la estructura/Periodo dominante del suelo según SASID en la dirección más crítica	NVE ^{[2], [3], [4]}
III – Lago	Fuertemente irregular	Entre 0.7 y 1.25	AA
		Menor que 0.7 o mayor que 1.25	A
	Irregular	Entre 0.7 y 1.25	A
		Menor que 0.7 o mayor que 1.25	M
	Regular	Entre 0.7 y 1.25	M
		Menor que 0.7 o mayor que 1.25	B
II – Transición	Fuertemente irregular	Entre 0.7 y 1.25	A
		Menor que 0.7 o mayor que 1.25	M
	Irregular	Entre 0.7 y 1.25	M
		Menor que 0.7 o mayor que 1.25	B
	Regular	Entre 0.7 y 1.25	B
		Menor que 0.7 o mayor que 1.25	B
I – Lomas	Fuertemente irregular	Entre 0.8 y 1.15	M
		Menor que 0.8 o mayor que 1.15	B
	Irregular	Entre 0.8 y 1.15	M
		Menor que 0.8 o mayor que 1.15	B
	Regular	Entre 0.8 y 1.15	B
		Menor que 0.8 o mayor que 1.15	B

^[1] Para determinar el nivel de irregularidad, se deberán aplicar los criterios de la NTC-Sismo para un sistema de fuerzas laterales cualquiera.

^[2] Si la estructura tiene daño severo, de acuerdo con 3.4.4.2 de esta Norma, se clasificará como AA independientemente de la zona geotécnica, su nivel de regularidad y de la relación del periodo fundamental de vibración del edificio y el periodo dominante del sitio, según el SASID.

^[3] Si la estructura tiene daño moderado, de acuerdo con 3.4.4.2 de esta Norma, se clasificará como A independientemente de la zona geotécnica su nivel de regularidad y la relación del periodo fundamental de vibración del edificio y el periodo dominante del sitio, según el SASID.

^[4] Se deberá subir un nivel de vulnerabilidad estructural si el edificio presenta cualquiera de las condiciones siguientes:

- a) Una inclinación mayor que el límite calculado con la NTC-Criterios, con la aprobación del Director y, en su caso, del Corresponsable
- b) Fue construido antes de 1987 y se encuentra en zona de Lago o Transición
- c) Una separación del edificio vecino menor o igual que 1.0 por ciento de la altura sobre nivel de banqueta del edificio por rehabilitar cuando coincidan la elevación de las losas de los dos edificios y cuyo número de pisos difiera significativamente entre sí y de 0.8 por ciento cuando la elevación de las losas de un edificio coincida con el tercio medio de las columnas o muros de carga del edificio vecino. En ambos casos se deberá contar con el visto bueno del Director y, en su caso, del Corresponsable.

Tabla 2.4.3.2.3 – Tiempos límite de las Acciones Prioritarias para el edificio en función del NVE

Información del Análisis de Vulnerabilidad		Tiempos Límite de las Acciones Prioritarias para el edificio en función del NVE		
NVE	Zona geotécnica, según el Reglamento-Reformado 2017	Tiempo límite para finalizar la revisión numérica estructural a partir del término de la vigencia de la Constancia de Seguridad Estructural o de la Constancia de Verificación de Seguridad Estructural, o bien del inicio de la Evaluación del Edificio (meses)	Tiempo límite para finalizar el proyecto de rehabilitación a partir del término de la vigencia de la Constancia de Seguridad Estructural o de la Constancia de Verificación de Seguridad Estructural, o bien del término de la Evaluación Estructural si ésta arroja que el edificio se deberá rehabilitar (meses)	Tiempo límite para finalizar la ejecución del proyecto de rehabilitación a partir del término de la vigencia de la Constancia de Seguridad Estructural o de la Constancia de Verificación de Seguridad Estructural, o bien del término de la Evaluación Estructural si ésta arroja que el edificio se deberá rehabilitar (meses)
AA	Cualquier zona	6 ^[1]	12	24
A	I	12	24	36
	II	12	24	36
	III	6	12	24
M	I	18	36	48
	II	18	36	48
	III	12	24	36

^[1] En caso de presentarse daño grave en elementos estructurales y no estructurales, deberá desocuparse el inmueble hasta haber obtenido la Constancia de Verificación de Seguridad Estructural (para estructuras del Grupo A y Subgrupo B1) o haber terminado la rehabilitación (edificios del Subgrupo B2).

2.4.3.2.3.1 Las edificaciones con *NVE-B* (bajo) sólo deberán someterse a la inspección ocular establecida en 3.4.1.7.1, cuyo resultado se deberá entregar al Propietario o Poseedor. En estructuras del Grupo A o Subgrupo B1, el informe deberá ser suscrito por un Corresponsable como requisito del registro de la Constancia de Verificación de Seguridad Estructural ante la Alcaldía.

2.4.3.2.4 Los *NDemE* por sismo serán a) o b):

- a) Los determinados en la tabla 2.4.3.2.4
- b) Los correspondientes a la tabla 1.1.a de la NTC-Sismo.

Tabla 2.4.3.2.4 – *NDemE* por sismo

NVE	Año de construcción o de la última intervención estructural significativa	Versión del Reglamento	Versión de la NTC-Sismo
AA	Cualquiera	Reforma 2017	2023
A	Después de 1987	Reforma 2017	2023
A	Antes de 1987	2004	Apéndice A, 2004
M	Después de 2004	Reforma 2017	2023
M	Entre 1987 y 2004	2004	Apéndice A, 2004
M	Antes de 1987	1993	1993
B	Después de 2004	Reforma 2017	2023
B	Entre 1987 y 2004	2004	Apéndice A, 2004
B	Antes de 1987	1993	1993
AA, A o M	Después de 2023	Reforma 2017	2023

2.4.3.2.4.1 En función de su edad y de su nivel de vulnerabilidad, se aceptará evaluar el edificio según la demanda sísmica de la tabla 2.4.3.2.4. La demanda de fuerzas internas y distorsión se calculará mediante el uso de un factor de comportamiento sísmico no mayor que $Q=2.0$ para estructuras de acero o concreto, o el que corresponda para la modalidad y tipo de piezas de mampostería de sus muros. Si la estructura no cumple con los requisitos de mampostería confinada o reforzada interiormente, el sistema es a base de losas planas unidas por columnas o se sospecha que los componentes verticales principales del SERCGFL no tienen capacidad dúctil (como es el caso de columnas de planta baja débil o flexible), se deberá emplear $Q=1.0$.

La demanda de distorsiones se calculará sin incluir el efecto de reducción del factor Q y del factor R cuando la NTC-Sismo así lo requiera. La demanda de distorsión para ser comparada con los límites de la tabla 2.7.1 será la más desfavorable obtenida del análisis estructural para la combinación de cargas que corresponda.

2.4.3.2.4.2 Se aceptará usar niveles de demanda mayores que los especificados en la tabla 2.4.3.2.4 siempre que sean consistentes con 1.1 de la NTC-Sismo.

2.4.3.2.4.3 Si se opta por evaluar el edificio por desempeño, se deberá aplicar la versión 2023 de la NTC-Sismo para calcular las demandas de resistencia y de distorsión lateral. Si se emplean los factores m de los Capítulos 6 a 8, las demandas de resistencia y de desplazamiento lateral se calcularán a partir de espectros elásticos (sin reducir).

2.4.3.2.4.4 En caso de evaluación por viento, se deberán usar como **NDemE** los requisitos de NTC-Viento de 2023.

Comentario:

La determinación de la vulnerabilidad estructural ha de hacerse, idealmente, mediante procedimientos numéricos con información recabada en campo y de pruebas de materiales. Ello implica analizar el edificio, al menos con procedimientos de análisis elástico lineales. La Norma permite aplicar otros tipos de metodologías que hayan sido calibradas con edificios reales (véase 2.4.3.2.1). Se recomienda estudiar los documentos INIFED (2021b) y FEMA P-2018 (2018) en los cuales se incluyen metodologías de evaluación de la vulnerabilidad estructural de edificios de acero estructural, concreto y mampostería, basadas en la identificación de mecanismos probables de colapso. En síntesis, los métodos se basan en suponer distintos mecanismos plásticos y en encontrar la resistencia asociada a cargas laterales. En Akkar et al. (2021) se pueden consultar diferentes métodos de evaluación post-sísmica y de modelación de pérdidas; en especial, la de Ilki et al. (2021) es relevante porque relaciona la intensidad del daño en elementos horizontales y verticales para definir la vulnerabilidad de la estructura y las acciones consecuentes por desarrollar. La clasificación de la intensidad del daño de elementos y de la estructura es similar a la adoptada en esta Norma.

En esta Norma se permite el uso de un factor de comportamiento sísmico no mayor que $Q=2.0$ bajo la hipótesis de que la estructura por evaluar y, en su caso, por rehabilitar, tiene una capacidad dúctil baja. Este es el caso de sistemas estructurales a base de marcos y de sistemas duales. En el caso de edificios hechos a base de columnas que soportan losas planas, se pide que se emplee un factor Q unitario en reconocimiento a la muy baja capacidad dúctil que estos sistemas estructurales han exhibido en sismos. De igual manera, se requiere usar $Q=1.0$ si se sospecha que los componentes verticales (columnas y muros) que le dan estabilidad ante cargas verticales al edificio no tienen una capacidad dúctil apreciable. Este es el caso de columnas de planta baja débil o flexible que poseen un detallado inadecuado para sostener desplazamientos laterales significativos. Usualmente en edificios de cierta data, las columnas tienen refuerzo transversal en bajas cuantías, alta separación, estribos con terminaciones en ganchos de 90 grados, entre otros detalles deficientes en comparación con la práctica actual.

En esta Norma se aceptan dos criterios para determinar las demandas sísmicas en el edificio por evaluar y, en su caso, rehabilitar. El primero de ellos es el que se usa para el diseño de edificios nuevos en el cual las demandas se calculan a partir de espectros reducidos por ductilidad y sobrerresistencia -en el caso de NTC-Sismo 2023, por ejemplo- (2.4.3.2.4.1). El segundo criterio es consistente con el ASCE 41 y supone que las demandas de desplazamiento inelástico se pueden estimar a partir de fuerzas laterales determinadas del espectro de diseño elástico (sin afectar por factores de reducción). Si se opta por el segundo criterio se usan los factores m dependiendo del material de construcción correspondiente (2.4.3.2.4.2). En el primer criterio, el desplazamiento lateral inelástico se estima a partir del desplazamiento lateral obtenido por fuerzas reducidas multiplicándolo por factores correctivos (Q' y R , según corresponda). Este criterio supone que se conoce la capacidad dúctil de una estructura, a la que se le puede asignar un factor Q . El segundo criterio no implica suponer un factor Q y se usa para la evaluación y/o rehabilitación por desempeño.

2.4.3.3 Niveles de Desempeño para fines de Evaluación, **NDesE**

2.4.3.3.1 Los Niveles de Desempeño para fines de Evaluación, **NDesE**, deberán cumplir con a) o b)

- Estados límite de falla, si los **NDemE** seleccionados son los indicados en 2.4.3.2.4.a
- Estados límite de falla y de servicio, si los **NDemE** adoptados son los requeridos en 2.4.3.2.4.b.

2.4.3.4 El procedimiento de análisis estructural para fines de evaluación será el requerido en el Capítulo 3, según la clase del edificio (véase 2.6).

Comentario:

En esta Norma se supone que la evaluación estructural es el inicio de una posible rehabilitación del edificio. La evaluación tiene por objeto definir si la estructura, en su estado actual, cumple con criterios de aceptación, según la solicitud en estudio. En el caso de la revisión por sismo, la demanda a usar en la evaluación se ha supuesto dependiente de la vulnerabilidad del edificio actual y del año de construcción, de tal modo que se empleen niveles de demanda superiores a las usadas en el diseño original y que conduzcan a evitar el colapso del edificio ante sismos intensos. Así, con base en la tabla 2.4.3.2.4, si la estructura tiene un NVE medio (M) y fue construida, por ejemplo, en 1968, se revisaría (evaluaría) con la versión 1993 de la NTC-Sismo. Ello implica que tanto las fuerzas inducidas por sismo como las distorsiones se revisen de conformidad con esa versión. Las resistencias de los elementos de la superestructura se revisarían de acuerdo con la versión 2023 de la Norma que corresponda al material del edificio evaluado para estructuras de ductilidad alta (si son de concreto o acero) o para la modalidad de mampostería que corresponda. Para la revisión de la cimentación, se usa la versión de la NTC-Cimentaciones correspondiente con la versión de la NTC-Sismo usada en la evaluación (1993 para este ejemplo).

Este criterio de revisión es distinto del seguido hasta la versión 2023 de las Normas. Anteriormente se requería que, sin importar el año de construcción y su nivel de vulnerabilidad, la estructura se evaluara de conformidad con la versión más reciente de la NTC-Sismo (para este caso, 2023). Ello conduce a que prácticamente todas las estructuras evaluadas requirieran ser rehabilitadas a costos muy elevados.

2.5 Procedimiento general de la rehabilitación estructural

2.5.1 La rehabilitación de un edificio deberá cumplir con los criterios generales de esta sección.

2.5.2 Decisión de rehabilitar una estructura

2.5.2.1 Se deberá rehabilitar una estructura de un edificio existente cuando se cumplan las condiciones a) o b) siguientes, en adición a 2.5.2.2:

- a) Los cocientes demanda/capacidad **CDC** para acciones y/o desplazamientos laterales son iguales o mayores que 1.0 para los elementos, elementos y sistemas estructurales resistentes a cargas gravitacionales y/o resistentes a fuerzas laterales inducidas por sismo
- b) La estructura no mantiene sensiblemente su geometría original; es decir, requiere ser renivelada, deformada o desplazada para recuperar dicha geometría.

2.5.2.2 El propietario, con ayuda del Proyectista, realizará los estudios costo-beneficio y demás análisis económico-financieros para decidir la conveniencia y viabilidad de rehabilitar el edificio, o bien, de demolerlo y reconstruirlo.

2.5.2.3 En el diseño de la rehabilitación, se tomarán en consideración los aspectos de 2.3.5.

2.5.2.4 Rehabilitación parcial

2.5.2.4.1 Cuando una rehabilitación parcial sea aplicada en una porción o porciones del edificio, sin rehabilitar la totalidad del sistema resistente ante cargas laterales, dicha rehabilitación deberá cumplir con todos los siguientes requisitos a) a d):

- a) No resulte en una reducción del nivel de desempeño estructural o niveles de desempeño no estructural del edificio existente para el mismo nivel de peligro sísmico
- b) No cree una nueva irregularidad estructural o que modifique una irregularidad existente convirtiéndola en una irregularidad más severa
- c) No resulte en un aumento de las fuerzas inducidas por sismo en cualquier elemento con una resistencia deficiente para resistir dichas fuerzas
- d) Incorpore elementos estructurales que estén conectados a la estructura existente en cumplimiento con los requisitos de esta Norma.

2.5.3 Métodos de rehabilitación

2.5.3.1 La selección de los métodos de rehabilitación dependerá de las deficiencias detectadas, del Objetivo de Desempeño para fines de Rehabilitación, **ODR**, y de la clase del edificio (véase 2.6).

2.5.3.2 Para rehabilitar un edificio se deberá proceder como se señala en a) a d):

- a) La estructura se deberá analizar para determinar si cumple con el o los **ODR** y, si no los cumple, se identificarán sus deficiencias
- b) Se estudiarán y desarrollarán una o más estrategias de rehabilitación para resolver las deficiencias identificadas
- c) Se analizará la estructura con las modificaciones preliminares de rehabilitación a fin de determinar si la estructura satisface el o los **ODR**
- d) El proceso se repetirá hasta que la solución obtenida cumpla con **ODR**.

2.5.4 **Objetivos de Desempeño para fines de Rehabilitación, ODR**

2.5.4.1 Un ODR estará integrado por el Nivel de Demanda para fines de Rehabilitación **NDemR**, y el Nivel de Desempeño para Fines de Rehabilitación, **NDesR**.

2.5.4.2 Se aceptará que el o los **ODR** sean el o los mismos que el o los **ODE**. En ningún caso se aceptará que el **ODR** sea menos estricto que el **ODE**.

Comentario:

*Se acepta que el **ODE** sea distinto que el **ODR**. Es posible que el Proyectista y el Propietario o Poseedor acuerden, en un primer momento, revisar el edificio para un cierto nivel de demanda y que, al identificarse la necesidad de rehabilitar, el proyecto de rehabilitación se realice para cumplir con un **ODR** diferente. En todo caso, el **ODR** tendrá que ser al menos igual o superior (más estricto) que el **ODE**.*

2.5.4.3 **ODR por sismo y viento**

2.5.4.3.1 Si el **NDemR** es el indicado en la tabla 1.1.a de la NTC-Sismo, se aceptará usar espectros de sitio en los casos señalados en 3.1.3 de la NTC-Sismo.

2.5.4.3.2 Cuando sea necesario el uso de historias de aceleración para la verificación del diseño de la rehabilitación, se deberá satisfacer el Capítulo 7 de la NTC-Sismo.

2.5.4.3.3 El procedimiento de análisis estructural para fines de rehabilitación será el requerido en el Capítulo 3 según la clase del edificio (véase 2.6).

2.5.4.3.4 Si se opta por rehabilitar el edificio por desempeño, se deberá aplicar la versión 2023 de la NTC-Sismo para calcular las demandas de resistencia y de distorsión lateral. Si se emplean los factores *m* de los Capítulos 6 a 8, las demandas de resistencia y de desplazamiento lateral se calcularán a partir de espectros elásticos (sin reducir).

2.5.4.3.5 Para rehabilitar una estructura por viento, se deberán usar como **NDemR** los requisitos de NTC-Viento de 2023.

2.5.5 **Estrategias de rehabilitación**

2.5.5.1 Se deberá satisfacer el o los **ODR** mediante el diseño de técnicas de rehabilitación que formen parte de estrategias para resolver las deficiencias identificadas en la evaluación estructural.

2.5.5.2 En caso de una rehabilitación sísmica de un edificio, se aceptará integrar una o varias de las estrategias de rehabilitación identificadas en 2.5.5.5 a 2.5.5.11. En el desarrollo del diseño de la rehabilitación se deberá considerar el nivel de redundancia, de modo que una falla localizada en uno o unos elementos no resulten en colapso local, parcial o en inestabilidad del inmueble. Para las distintas estrategias consideradas, se deberá revisar la cimentación y decidir sobre su posible rehabilitación.

2.5.5.3 Los efectos de la modificación del edificio en la rigidez, resistencia y capacidad de deformación inelástica del edificio serán considerados en el modelo numérico del edificio rehabilitado. Se deberá revisar la compatibilidad de desplazamientos entre los elementos existentes y nuevos ante los sismos de diseño.

2.5.5.4 Se deberá revisar que la o las estrategias seleccionadas satisfagan a) a f):

- a) Corrijan las deficiencias conocidas (especialmente ante sismos) de todo el sistema y de los elementos o elementos vulnerables
- b) Sea compatible estructuralmente con el sistema existente
- c) Sea compatible funcionalmente y, si se puede, estéticamente
- d) Logre el o los **ODR** acordados entre el propietario y el Proyectista, el cual habrá sido aprobado por el Director y, en su caso, el Corresponsable
- e) Minimice las afectaciones a los ocupantes
- f) Sea costo-efectiva y utilice materiales y equipos disponibles.

2.5.5.5 Modificación de elementos estructurales

2.5.5.5.1 Se deberá considerar la modificación local de elementos sin alterar la configuración básica del sistema resistente a carga lateral. Esto implicará mejorar las conexiones, la resistencia y/o capacidad de deformación de los elementos.

Comentario:

El encamisado de elementos de marcos (con concreto, acero o compuestos poliméricos reforzados con fibras) es una técnica que permite incrementar la resistencia y/o la capacidad de deformación, sin alterar la respuesta global de la estructura. Otra medida es reducir la sección transversal de ciertos elementos para aumentar su flexibilidad y dotarlos de mayor capacidad de deformación lateral.

2.5.5.6 Eliminación o mitigación de irregularidades o discontinuidades existentes

2.5.5.6.1 Se deberá considerar la eliminación o mitigación de las irregularidades de rigidez, resistencia y masa que causan un desempeño sísmico inadecuado.

2.5.5.6.2 Se deberá considerar la demolición de porciones de la estructura que causan la irregularidad, como entrantes y apéndices. También se deberá considerar la elaboración de juntas constructivas para dividir el edificio irregular en varios cuerpos regulares separados entre sí. Las juntas constructivas deberán tener la dimensión necesaria que cumpla con los requisitos normativos y evitar el golpeteo entre estructuras.

Comentario:

Los efectos de las irregularidades y discontinuidades se manifiestan en la distribución de desplazamientos, así como en los cocientes de demanda a capacidad. La eliminación de las irregularidades puede ser una solución; sin embargo, se recomienda revisar que no genere concentraciones de desplazamiento en algunos puntos de la estructura.

La eliminación de entrepisos débiles o flexibles incluye la adición de muros o contraventeos. En el caso de irregularidades que causan torsión, es conveniente considerar la adición de marcos, muros o contraventeos que equilibren la distribución de rigidez y masa en un piso.

En la fig. C2.5.5.6 se muestran ejemplos de estructuras irregulares.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

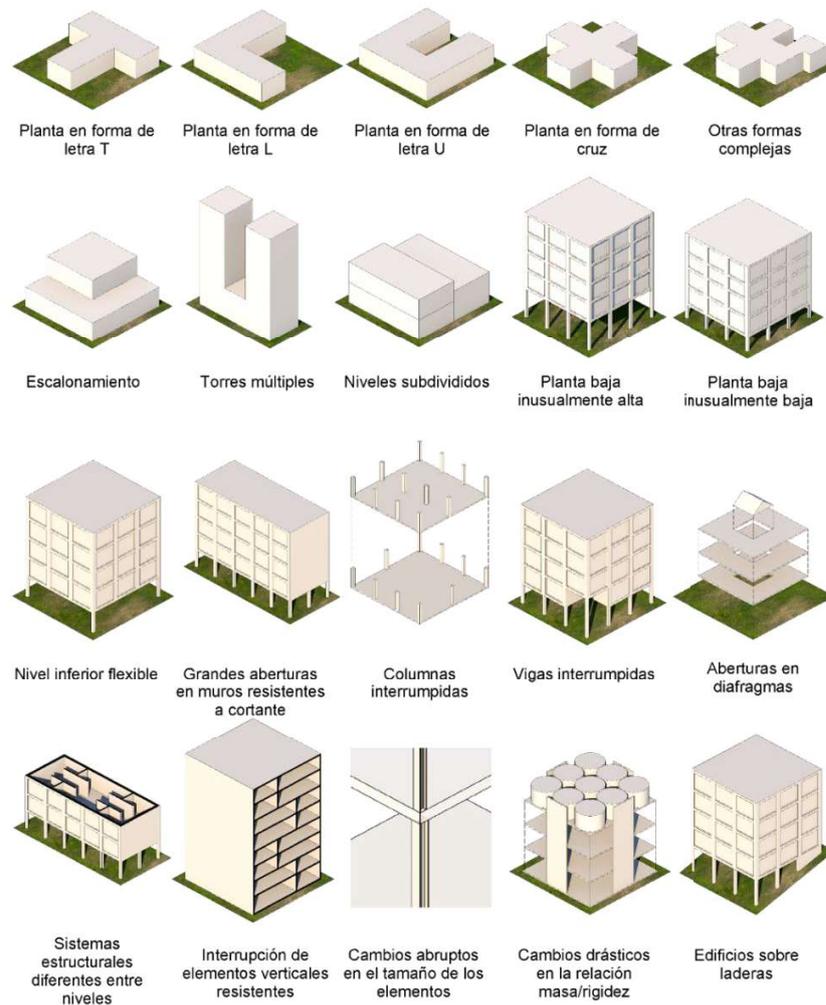


Figura C2.5.5.6 – Ejemplos de estructuras irregulares (INIFED, 2021c)

2.5.5.7 Rigidización parcial o global de la estructura

2.5.5.7.1 Se deberá rigidizar un elemento, parte o toda la estructura cuando los desplazamientos de los elementos y/o la estructura excedan los límites del $NDesR$ y/o los elementos no tengan la capacidad de deformación inelástica demandada por los sismos.

Comentario:

Este es el caso de marcos con columnas con refuerzo insuficiente a cortante y sin detallado dúctil. Para contrarrestar esta deficiencia, la construcción de nuevos muros o contraventeos es una medida efectiva para incrementar la rigidez lateral. Es frecuente que esta técnica lleve asociado el encamisado de columnas para dotarlas de una mayor capacidad de deformación lateral inelástica. Es importante tomar en cuenta las nuevas acciones a la cimentación.

2.5.5.8 Reforzamiento parcial o global de la estructura

2.5.5.8.1 Se considerará el reforzamiento parcial o global de la estructura cuando la resistencia de los elementos y/o de la estructura existente sea menor que la requerida por el $NDemR$ y/o que conduzca a comportamiento inelástico ante movimientos sísmicos de baja intensidad.

Comentario:

La adición de muros y/o contraventeos es una solución adecuada para ello. Dependiendo de la estructura existente, es posible que la alta rigidez lateral de muros y contraventeos obligue a diseñarlos para resistir gran parte de la demanda sísmica. Otra opción es reforzar los marcos resistentes a momento; en esos casos, se deberá revisar que el reforzamiento sea efectivo antes que fallen elementos frágiles. En esta estrategia, se deberá hacer énfasis en la revisión de la seguridad de la cimentación.

2.5.5.9 Alternativas para la solución de problemas de interacción entre edificios

2.5.5.9.1 Se considerará la rigidización de la estructura para evitar el golpeteo con las estructuras adyacentes. Si la separación entre los edificios contiguos es muy pequeña, además de rigidizar la estructura, se evaluará la posibilidad de diseñar y construir elementos que sean capaces de resistir y transmitir el impacto del edificio vecino, sin afectar los elementos resistentes a cargas verticales. En ocasiones será necesario recorrer el eje del marco de colindancia mediante el recorte de las columnas. Alternativamente se podrá considerar la posibilidad de unirlos, de modo que respondan como una unidad estructural.

Comentario:

Una posibilidad es usar elementos de neopreno diseñados para resistir el posible impacto; ello requiere un reforzamiento local de ambas estructuras. La unión de estructuras es factible cuando son similares en tamaño y sistema estructural, además de que se tengan condiciones propicias para su conexión. Es el caso de estructuras son propiedad de una misma persona física o moral, o bien cuando sus propietarios están dispuestos a unirlos.

2.5.5.10 Reducción de la masa reactiva

2.5.5.10.1 Se deberá considerar la reducción de la masa reactiva de una estructura a fin de reducir la demanda de fuerza y deformación producida por un sismo.

Comentario:

La masa se puede reducir mediante el retiro de tanques de agua, la demolición de apéndices, el reemplazo de fachadas y muros divisorios pesados, así como el retiro de equipo y bodegas, especialmente en la parte superior del edificio, y bajarlo a nivel de terreno si es posible.

2.5.5.11 Adición de elementos de control de la respuesta

2.5.5.11.1 Se aceptará usar el aislamiento de base y la inclusión de elementos disipadores de energía mediante fricción, comportamiento histerético o comportamiento viscoso.

Comentario:

Estos elementos son idóneos para edificios relativamente flexibles y que posean capacidad de deformación inelástica. Tales sistemas están frecuentemente acoplados a contraventeos. Si bien, en varios casos los desplazamientos se reducen, las fuerzas transmitidas a la estructura aumentan. Para más detalles se recomienda revisar los Capítulos 12 y 13 de la NTC-Sismo.

2.5.6 Verificación del diseño de la rehabilitación

2.5.6.1 El diseño de las técnicas de rehabilitación deberá verificarse para que cumpla con los requisitos de esta Norma, la NTC-Criterios y las NTC de los materiales aplicables. En el caso de la rehabilitación por sismo, la verificación se hará mediante el análisis del edificio que incluya las técnicas de rehabilitación modeladas numéricamente.

2.5.6.2 El procedimiento de análisis señalado en 2.5.6.1 deberá ser consistente con los requisitos establecidos en esta Norma.

2.5.6.3 Si el diseño de la rehabilitación no cumple con los criterios de aceptación para el o los **ODR** seleccionados, se deberán rediseñar las técnicas o usar otra estrategia de rehabilitación. Este proceso de verificación se repetirá hasta que se cumplan los criterios de aceptación del o los **ODR** seleccionados.

2.5.7 Proyecto Ejecutivo, memorias y planos

2.5.7.1 Si el diseño de la rehabilitación cumple con los criterios de aceptación para el o los **ODR** seleccionados, se elaborará el Proyecto Ejecutivo. El Proyecto Ejecutivo deberá incluir los planos, memorias y las especificaciones de construcción de conformidad con 2.5.7.2 de esta Norma.

2.5.7.2 Los planos y memorias descriptivas de cálculo, normas y especificaciones deberán tener suficiente detalle y claridad para comunicar el lugar, naturaleza y alcance del trabajo de la evaluación y rehabilitación. Los planos deberán incluir, al menos a) a k):

- a) Hipótesis de diseño y requisitos de construcción, así como, propiedades de materiales existentes (sin daño) y nuevos
- b) Normas aplicadas y espectro sísmico de diseño
- c) Detalles, ubicación y notas sobre el tamaño, configuración, refuerzo, recubrimientos, anclajes, materiales de reparación y reforzamiento, así como requisitos de preparación de la estructura existente, incluyendo a la cimentación
- d) Magnitud y ubicación de fuerzas de presfuerzo, si aplica
- e) Anclaje y longitud de desarrollo del refuerzo
- f) Tipo y ubicación de anclas y conectores
- g) Número, ubicación, tamaño, refuerzo y detalles de zapatas adicionales, ampliaciones de losas y cajones de cimentación, de inclusiones, de micropilotes, pilotes, pilas, si es el caso
- h) Conexiones a escala entre elementos y elementos existentes con los nuevos o rehabilitados, con sus correspondientes elementos de refuerzo, anclas y conectores
- i) Criterios y detallado de apuntalamiento y arriostramiento, antes, durante y para completar la rehabilitación
- j) Proceso constructivo por etapas, claro y preciso
- k) Programa de mantenimiento de la superestructura y la cimentación.

2.5.8 Control de calidad de la construcción

2.5.8.1 El Proyectista, en consulta con el Constructor, deberá preparar un Plan de Aseguramiento de la Calidad de la Construcción, de acuerdo con el Capítulo 12 de esta Norma y los capítulos correspondientes a la construcción en las NTC de los materiales aplicables.

2.6 Clasificación de edificios para fines de evaluación y rehabilitación

2.6.1 La evaluación y rehabilitación sísmica del edificio se deberá realizar para demostrar el cumplimiento del o los **ODE** y del o los **ODR**, respectivamente, de acuerdo con los requisitos de 2.6.2 y 2.6.3.

2.6.2 Para fines de evaluación y rehabilitación se clasificará el edificio de acuerdo con la tabla 2.6.2.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

Tabla 2.6.2 – Clasificación de los edificios para fines de evaluación y rehabilitación

Criterio / Clasificación	Clase A	Clase B	Clase C
Descripción	Cualquiera hecha de mampostería, concreto o acero	Cualquiera hecha de mampostería, concreto o acero	Estructuras de baja altura, de muros de carga de mampostería; o a base de sistemas de marcos de concreto o acero con o sin muros diafragma de mampostería o concreto.
Regularidad ^[1]	Cualquiera	Cualquiera	Regular o irregular
Tipo de rehabilitación / reforzamiento	Adición de dispositivos de control de respuesta (disipadores de energía, amortiguadores) y/o aislamiento de base	Cualquiera, sin aislamiento de base y sin disipadores	Cualquiera, sin aislamiento de base y sin disipadores
Máximo número de losas sobre banqueta	Cualquiera	Cualquiera	2 para estructuras de mampostería y/o madera y 4 para marcos de concreto o acero (sin o con muros diafragma)
Procedimiento de análisis estructural	Análisis estático y/o análisis dinámico lineal ^[1] . Análisis dinámico no lineal ^[1] .	Análisis dinámico lineal y/o Análisis estático no lineal (pushover) ^{[1][2]} . Análisis dinámico no lineal en estructuras fuertemente irregulares ^{[1][3]} .	Método simplificado ^[4] (para muros de carga de mampostería) o Análisis estático lineal ^[1] (a base de muros de carga de mampostería o concreto, marcos de concreto o acero sin o con muros diafragma de mampostería o concreto)

^[1] Según la NTC-Sismo^[2] Optativamente^[3] Véase 4.2.8.4^[4] Véase 12.3.2 de la NTC-Mampostería

2.6.3 Los procedimientos de análisis especificados en la tabla 2.6.2 deberán satisfacer las disposiciones de la NTC-Sismo, con excepción de los límites indicados en la tabla.

Comentario:

La clasificación de edificios de la tabla 2.6.2 reconoce que según el tamaño (número de pisos) y complejidad de la rehabilitación, se requiere de procedimientos de análisis más complejos y elaborados. Esta clasificación se diseñó de modo que edificios con reducido número de pisos se pudieran evaluar y rehabilitar bajo procedimientos sencillos, sin requerir muestreos de materiales, con costos relativamente bajos.

La clasificación inicial, para fines de evaluación, será entre clase B o C. Si el edificio Clase B requiere ser rehabilitado, se aceptará modificar su clasificación a Clase A si será rehabilitado mediante aislamiento de base y/o disipación de energía, de modo de obtener las propiedades de los materiales y aplicar los procedimientos de análisis indicados en la tabla 2.6.2.

2.7 Criterios de aceptación de la evaluación y rehabilitación estructural por sismo

2.7.1 Si se evalúa el edificio ante sismo, los criterios de aceptación mínimos serán los establecidos en la tabla 2.7.1.

Tabla 2.7.1 – Criterios de aceptación de la evaluación según el *NDemE*

<i>NDemE</i> para cálculo de fuerzas inducidas por sismo ^[1]	Grupo	<i>Q</i> ^[2]	Criterio de aceptación de la evaluación, mínimo			
			Resistencia		Deformación (distorsión)	
			Concepto	Referencia para el cálculo del límite ^[4]	Concepto	Referencia para el cálculo del límite
NTC-Sismo 1993 o Ap. A de 2004 (2.4.3.2.4.a)	A y B	≤2.0	<i>R_u</i> ^[3]	NTC del material, versión 2023 y Caps. 6 a 8, según corresponda; NTC-Cimentaciones de 1993 o 2004, según corresponda	γ_{SV}	NTC-Sismo de 1993 o Ap. A de NTC-Sismo de 2004, según corresponda
			<i>F_R</i> =1.0	4.2.2.2		
NTC-Sismo 2023 (2.4.3.2.4.a y 2.4.3.2.4.b)	A	≤2.0	<i>R_u</i>	NTC del material, versión 2023 y Caps. 6 a 8, según corresponda; NTC-Cimentaciones, versión 2023	γ_{OI} y γ_{SV}	Sección 4.3 de NTC-Sismo 2023, según material y sistema estructural, con excepción de 7.9.5.1.1 y 8.4.4
			<i>F_R</i> =1.0	4.2.2.2		
	B	≤2.0	<i>R_u</i>	NTC del material, versión 2023 y Caps. 6 a 8, según corresponda; NTC-Cimentaciones, versión 2023	γ_{SV}	Sección 4.3 de NTC-Sismo 2023, según material y sistema estructural, con excepción de 7.9.5.1.1 y 8.4.4
			<i>F_R</i> =1.0	4.2.2.2		
NTC-Sismo 2023, si se opta por una evaluación basada en desempeño ^[5]	A	≤2.0	<i>R_u</i>	NTC del material, versión 2023 y Caps. 6 a 8, según corresponda; NTC-Cimentaciones, versión 2023	γ_{PC} y γ_{SV}	Capítulos 6 a 8 de esta Norma, según el material y el procedimiento de análisis del Capítulo 4 ^[6]
			<i>F_R</i> =1.0	4.2.2.2		
	B	≤2.0	<i>R_u</i>	NTC del material, versión 2023 y Caps. 6 a 8, según corresponda; NTC-Cimentaciones, versión 2023	γ_{PC} y γ_{SV}	Capítulos 6 a 8 de esta Norma, según el material y el procedimiento de análisis del Capítulo 4 ^[6]
			<i>F_R</i> =1.0	4.2.2.2		

^[1] Versión de la NTC-Sismo para calcular las fuerzas inducidas por sismo (demanda).

^[2] Factor de comportamiento sísmico para calcular las fuerzas inducidas por sismo. *Q* puede ser menor que 2.0 en estructuras de mampostería simple o de piezas huecas, de acuerdo con NTC-Mampostería. No se aceptará evaluar estructuras con *Q* mayor que 2.0.

^[3] *R_u* se refiere a resistencia última (a momento flexionante, *M_u*; momento torsionante, *T_u*; fuerza cortante *V_u*; fuerza axial, *P_u*, y aplastamiento, *B_u*). Para fines de evaluación, *F_R*=1.0.

^[4] En caso de NTC-Acero y NTC-Concreto, se usan los capítulos correspondientes a estructuras de ductilidad alta, versión 2023. Para NTC-Mampostería, el capítulo relativo a la modalidad de mampostería del edificio existente, versión 2023. En caso de NTC-Cimentaciones, se aplica la versión correspondiente a la NTC-Sismo usada para el cálculo de fuerzas inducidas por sismo.

^[5] Revisión alternativa a la establecida en 1.1 de NTC-Sismo 2023.

^[6] Si el edificio se analiza con procedimientos lineales, se podrán usar los factores *m* definidos en el capítulo del material correspondiente; si se usan procedimientos de análisis no lineal, se emplearán los límites de los Capítulos 6 a 8.

2.7.2 Si como resultado de la evaluación y del análisis costo-beneficio se decide rehabilitar el edificio, los criterios de aceptación mínimos de la rehabilitación serán los establecidos en la tabla 2.7.2.

Tabla 2.7.2 – Criterios de aceptación de la rehabilitación según el *NDemR*

<i>NDemR</i> para cálculo de fuerzas inducidas por sismo ^[1]	Grupo	Q ^[2]	Criterio de aceptación de la rehabilitación, mínimo			
			Resistencia		Deformación (distorsión)	
			Concepto	Referencia para el cálculo del límite ^[4]	Concepto	Referencia para el cálculo del límite
NTC-Sismo 1993 o Ap. A de 2004 (2.4.3.2.4.a)	A y B	≤2.0	<i>R_u</i> ^[3]	NTC del material, versión 2023 y Caps. 6 a 8, según corresponda; NTC-Cimentaciones de 1993 o 2004, según corresponda	γ_{SV}	NTC-Sismo de 1993 o Ap. A de NTC-Sismo de 2004, según corresponda
			<i>F_R</i>	4.2.2.3		
NTC-Sismo 2023 (2.4.3.2.4.a y 2.4.3.2.4.b)	A	≤2.0	<i>R_u</i>	NTC del material, versión 2023 y Caps. 6 a 8, según corresponda; NTC-Cimentaciones, versión 2023	γ_{OI} y γ_{SV}	Sección 4.3 de NTC-Sismo 2023, según material y sistema estructural, con excepción de 7.9.5.1.1 y 8.4.4
			<i>F_R</i>	4.2.2.3		
	B	≤2.0	<i>R_u</i>	NTC del material, versión 2023 y Caps. 6 a 8, según corresponda; NTC-Cimentaciones, versión 2023	γ_{SV}	Sección 4.3 de NTC-Sismo 2023, según material y sistema estructural, con excepción de 7.9.5.1.1 y 8.4.4
			<i>F_R</i>	4.2.2.3		
NTC-Sismo 2023, si se opta por una rehabilitación basada en desempeño ^[5]	A	≤2.0	<i>R_u</i>	NTC del material, versión 2023 y Caps. 6 a 8, según corresponda; NTC-Cimentaciones, versión 2023	γ_{PC} , γ_{SV} y γ_{OI}	Capítulos 6 a 8 de esta Norma, según el material y el procedimiento de análisis del Capítulo 4 ^[6]
			<i>F_R</i>	4.2.2.3		
	B	≤2.0	<i>R_u</i>	NTC del material, versión 2023 y Caps. 6 a 8, según corresponda; NTC-Cimentaciones, versión 2023	γ_{PC} y γ_{SV}	Capítulos 6 a 8 de esta Norma, según el material y el procedimiento de análisis del Capítulo 4 ^[6]
			<i>F_R</i>	4.2.2.3		

^[1] Versión de la NTC-Sismo para calcular las fuerzas inducidas por sismo (demanda).

^[2] Factor de comportamiento sísmico para calcular las fuerzas inducidas por sismo. *Q* puede ser menor que 2.0 en estructuras de mampostería simple o de piezas huecas, de acuerdo con NTC-Mampostería. Se acepta que *Q* sea mayor que 2.0 si se rehabilita el edificio mediante aislamiento de base y dispositivos disipadores de energía, o bien cuando el Director y, en su caso, el Corresponsable, lo aprueben.

^[3] R_u se refiere a resistencia última (a momento flexionante, M_u ; momento torsionante, T_u ; fuerza cortante V_u ; fuerza axial, P_u , y aplastamiento, B_u). Para fines de rehabilitación, F_R dependerá del nivel de daño (véase 4.2.2.3).

^[4] En caso de NTC-Acero y NTC-Concreto, se usan los capítulos correspondientes a estructuras de ductilidad alta, versión 2023. Para NTC-Mampostería, el capítulo relativo a la modalidad de mampostería del edificio existente, versión 2023. En caso de NTC-Cimentaciones, se aplica la versión correspondiente a la NTC-Sismo usada para el cálculo de fuerzas inducidas por sismo.

^[5] Rehabilitación basada en desempeño es un procedimiento alternativo al requerido en 1.1. de NTC-Sismo 2023.

^[6] Si el edificio se analiza con procedimientos lineales, se podrán usar los factores m , definidos en el capítulo del material correspondiente; si se usan procedimientos de análisis no lineal, se emplearán los límites de los Capítulos 6 a 8.

Comentario:

Para fines de evaluación, se pide usar un factor $F_R=1.0$ con objeto de tener una estimación de las resistencias esperadas (medias) de los elementos que puedan ser comparadas con las demandas y con ello poder decidir sobre su posible rehabilitación. Para la rehabilitación, el factor F_R es menor que 1.0 ya que se usa para la revisión de los elementos existentes y el diseño de los nuevos elementos rehabilitados o añadidos para los cuales se espera una baja probabilidad de falla.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

3. EVALUACIÓN ESTRUCTURAL

3.1 Alcance

3.1.1 La evaluación de una estructura, incluyendo a su cimentación, comprenderá cuatro etapas a) a d):

- a) Investigación de las características y condición de la estructura
- b) Estudio que permita determinar las causas del daño, deterioro y/o deficiencias, así como el efecto de ellas en el comportamiento esperado de la estructura
- c) Desarrollo del o los *ODE*
- d) Determinación de las deficiencias por resolver y jerarquización en función del cociente demanda/capacidad, *CDC*.

3.1.1.1 La capacidad resistente se calculará a partir de las ecuaciones de diseño de la NTC del material correspondiente a la estructura existente con un factor de resistencia $F_R=1.0$. Se aceptará usar otras metodologías de evaluación siempre que sean aprobadas por el Director y, en su caso, por el Corresponsable.

3.1.2 En la rehabilitación sísmica de edificios del Grupo A y B se deberá cumplir con el proceso de revisión del proyecto estructural por un Corresponsable, de acuerdo con lo señalado en la NTC-Revisión.

3.2 Evaluación post-sísmica

3.2.1 En el caso de ocurrencia de un sismo, es posible que el edificio haya sido sujeto al proceso de evaluación post-sísmica aprobado por el Instituto. El resultado de la evaluación se deberá tomar como punto de partida para la realización de la evaluación estructural detallada, requerida en esta Norma.

3.2.2 La evaluación post-sísmica comprenderá, al menos, los siguientes niveles:

- a) Nivel 1 o de Evaluación Rápida para definir la posible ocupación del edificio inmediatamente después de la ocurrencia de un sismo y comunicar a sus usuarios y propietarios mediante un semáforo de colores
- b) Nivel 2 o de Evaluación Intermedia, aplicable a edificios evaluados con el Nivel 1 e identificados en duda o con prohibición de acceso, con el propósito de definir si requiere una rehabilitación. Usualmente se basa en análisis al límite que suponen la formación de un mecanismo plástico controlado por modos de falla dúctil o frágil.

3.2.3 Se aceptarán los resultados de una evaluación post-sísmica si se cumple a) a c):

- a) La evaluación fue desarrollada por inspectores o evaluadores entrenados y certificados para ello
- b) La evaluación se hizo para el Nivel 1 o Nivel 2 señalados en 3.2.2
- c) El formato de evaluación, impreso o digital, está completo y debidamente firmado.

3.2.4 Se aceptará calcular los *CDC* mediante análisis al límite que consideren los distintos modos de falla de un edificio.

Comentario:

En INIFED (2021a y 2021b) se describen los métodos Nivel 1 y Nivel 2. En el método Nivel 2 se incluye un procedimiento de análisis al límite para estructuras de mampostería, concreto y acero.

3.3 Criterios para la evaluación estructural

3.3.1 Se deberán considerar el daño y/o deterioro de los elementos estructurales y su impacto en el desempeño local y global de la estructura.

3.3.2 Se considerarán posibles cambios normativos que hubiesen ocurrido entre la fecha de diseño y la fecha de construcción del edificio original.

3.3.3 Si el edificio por rehabilitar fue construido por etapas, se deberá identificar la versión del Reglamento que se usó en cada etapa con el fin de reconocer el criterio de diseño empleado en ellas.

3.3.4 Se evaluará cada cuerpo de un conjunto de edificios por separado. Se considerará la interacción que exista entre cuerpos vecinos.

3.4 Investigación y documentación de la estructura y de las acciones que la dañaron

3.4.1 Condiciones del edificio existente

3.4.1.1 Se deberá obtener la información disponible del edificio existente, así como realizar al menos una visita de campo.

3.4.1.2 Se investigarán las características y la condición del edificio, y se evaluará la seguridad estructural cuando existen razones para dudar de la capacidad de la estructura y cuando no se tenga suficiente información para determinar si la estructura existente es capaz de resistir las demandas de diseño.

3.4.1.3 Se deberá determinar la configuración, así como el tipo, detallado, resistencia de materiales, y la condición de los elementos estructurales, incluida la cimentación y las conexiones entre ellos. Los cálculos para la elaboración del proyecto ejecutivo deberán basarse en documentos que avalen las características del edificio en estudio.

3.4.1.4 Se deberán realizar visitas al inmueble para obtener o corroborar información detallada sobre sus características, el sitio y las condiciones geotécnicas, así como sobre cualquier interacción con edificaciones adyacentes. Se deberán identificar y documentar las ampliaciones o modificaciones que haya experimentado el edificio original.

3.4.1.5 La investigación de la estructura deberá incluir, al menos a) a p):

- a) Levantamiento topográfico del edificio
- b) Efecto de la degradación de los materiales
- c) Pérdida de área de las barras de refuerzo por corrosión o por otras causas
- d) Refuerzo ausente o mal colocado
- e) Efecto de eventos dañinos, como sismos o incendios
- f) Asentamientos diferenciales y/o inclinaciones, hundimientos, emersiones
- g) Zonas afectadas por grietas en el subsuelo.
- h) Condición física, extensión y ubicación del daño y deterioro
- i) Idoneidad del mecanismo de transmisión de carga entre elementos estructurales para proporcionar seguridad e integridad
- j) Características de los elementos estructurales: orientación, desviaciones, desplazamientos y dimensiones
- k) Material y sistema constructivo
- l) Propiedades de los materiales y elementos a partir de planos, memorias, especificaciones u otros, o bien mediante ensayos
- m) Otras consideraciones: edificios adyacentes, elementos no estructurales, por ejemplo
- n) Información para evaluar los sistemas resistentes a cargas laterales y gravitacionales, como son las longitudes de claros, características de apoyos, tipo de uso, entre otros
- o) Medición de la fuerza de tensión en los tendones de los sistemas o elementos postensados
- p) Tener entrevistas con los propietarios, ocupantes, así como con los constructores y diseñadores originales.

La información anterior deberá incluirse en la memoria de cálculo por ser entregada, en forma electrónica, al Propietario o Poseedor y al Instituto, con el visto bueno del Director y del Corresponsable, en su caso.

3.4.1.6 El Proyectista preparará un informe con los resultados de la evaluación. Este informe formará parte del señalado en 2.2.3. El informe incluirá, al menos, los siguientes conceptos a) a m):

- a) Alcance y razón de la evaluación. Se describirá el propósito de la evaluación, el soporte normativo, un resumen del procedimiento de evaluación usado y del nivel de investigación desarrollado
- b) Datos del sitio y del edificio
- c) Descripción general del edificio, incluyendo número de pisos, dimensiones y año o época de construcción
- d) Descripción del sistema estructural original y de sus modificaciones (sistemas resistentes a cargas verticales y laterales, sistemas de piso y conexiones, y cimentaciones)

- e) Sistemas no estructurales (elementos no estructurales que afectan el desempeño de la estructura, en especial ante sismos, así como aquellos cuya falla puede afectar a personas dentro o cerca del edificio)
- f) Historia de reparaciones y/o reforzamientos anteriores, si es el caso
- g) Nivel de comportamiento
- h) Acciones que ocasionaron el daño, si es el caso (ubicación y nivel de sismicidad ante el sismo que provocó el daño o bien para fines de diseño; características de otras acciones que dañaron el edificio)
- i) Tipo de suelo (zonificación geotécnica)
- j) Descripción y documentación del daño y de su clasificación
- k) Lista de hipótesis. Propiedades de los materiales y de las condiciones del suelo
- l) Hallazgos. Lista de deficiencias encontradas
- m) Registro fotográfico.

Este informe será entregado al Propietario o Poseedor y al Instituto, con el visto bueno del Director y del Corresponsable. En el caso del Corresponsable, este informe será parte de la documentación requerida en la NTC-Revisión que, entregada al Instituto, le permita a éste emitir la Constancia de Registro de la Revisión.

3.4.1.7 Para fines de evaluación sísmica, la inspección del edificio deberá hacerse en, al menos, dos etapas: a) y b):

- a) Inspección ocular
- b) Inspección detallada.

3.4.1.7.1 Inspección ocular

3.4.1.7.1.1 Se deberá realizar una evaluación visual directa de los elementos principales resistentes a sismo y conexiones accesibles y representativos para:

- a) Identificar problemas de configuración
- b) Determinar presencia de degradación
- c) Establecer la continuidad de la trayectoria de cargas
- d) Establecer la necesidad de otros métodos de pruebas para cuantificar la presencia y el nivel de daño
- e) Medir las dimensiones de la construcción existente para hacer una comparación con la información de diseño disponible y revelar cualquier deformación permanente.

3.4.1.7.1.2 La inspección ocular del edificio deberá incluir partes de la cimentación, elementos resistentes a fuerzas inducidas por sismo, diafragmas (losas) y conexiones. Como mínimo, una muestra representativa de al menos 20 por ciento de los elementos y las conexiones se deberá inspeccionar visualmente en cada nivel. Si se encuentra daño grave o degradación significativa, la muestra evaluada de todos los elementos críticos similares en el edificio se deberá aumentar a 40 por ciento o más, como sea necesario, para evaluar de manera precisa el desempeño de los elementos y las conexiones con degradación.

3.4.1.7.1.3 Si existen recubrimientos u otras obstrucciones, se permitirá realizar una inspección ocular parcial a través de la obstrucción utilizando agujeros barrenados y un equipo de laparoscopia.

3.4.1.7.1.4 A partir de la inspección ocular, el Proyectista planeará las siguientes etapas de inspección detallada. Igualmente, programará la obtención de muestras de materiales, medición de periodos de vibración entre otros, en el caso de Edificios Clase A y B, en los lugares y con la intensidad definidos por el Proyectista.

3.4.1.7.2 Inspección detallada

3.4.1.7.2.1 Se deberá realizar una o varias inspecciones detalladas con objeto de a) a f):

- a) Planear y obtener propiedades físicas de los materiales mediante ensayos no destructivos
- b) Planear y obtener muestras de materiales para ensayos destructivos
- c) Revisar y evaluar zonas críticas de elementos estructurales
- d) Revisar y evaluar conexiones
- e) Planear y ejecutar sondeos y calas en cimentación y suelo
- f) Planear la medición de propiedades dinámicas del edificio.

3.4.1.7.2.2 Cualquier recubrimiento que se retire se deberá reemplazar después de la observación. En una recopilación detallada de la información se deberán utilizar los criterios a) a c) para evaluar conexiones principales del edificio:

- a) Si existen planos del diseño, se deberán exponer al menos tres conexiones principales diferentes, la muestra de la conexión deberá incluir tres diferentes tipos de conexión, tal como, viga-columna, columna-cimentación, viga-diafragma y diafragma-muro. Si no existen diferencias de los dibujos o si las diferencias de los dibujos son consistentemente similares, se permitirá considerar a la muestra como representativa de las condiciones instaladas. Si se observan diferencias inconsistentes, entonces al menos 25 por ciento del tipo de conexión específica se deberá inspeccionar para identificar el alcance de las diferencias
- b) En la ausencia de planos de diseño detallados, al menos tres conexiones de cada tipo de conexión principal se deberán exponer para ser inspeccionadas. Si se observa un detallado similar entre las tres conexiones, se deberá permitir considerar como una condición representativa de las condiciones instaladas. Si se observan variaciones dentro de conexiones similares, se deberán inspeccionar conexiones adicionales hasta alcanzar un conocimiento preciso de la construcción del edificio
- c) En la carencia de planos de cimentación, se realizarán por lo menos cuatro calas para identificar los elementos constitutivos, la primera en la esquina, la segunda al centro del lado corto, la tercera al centro del lado largo, y la cuarta y última en las columnas centrales.

3.4.1.7.2.3 Los resultados de las inspecciones visual y detallada, así como de cualquier otro estudio (de materiales, vibración, estudios geotécnicos, etc.) deberán incluirse en el informe final de la evaluación. Se aceptará como resultado de una inspección ocular al informe de evaluación postsísmica del edificio con no más de seis meses de antigüedad.

3.4.2 Configuración del edificio

3.4.2.1 Se deberán identificar los elementos de sistemas resistentes a cargas gravitacionales y a cargas laterales. Se identificarán aquellos elementos que, no obstante que no fueron diseñados para contribuir a la rigidez y resistencia laterales (como son los muros divisorios en contacto con el marco), en realidad sí contribuyen y, por tanto, deberán ser considerados explícitamente como parte del sistema de resistencia a cargas laterales.

3.4.2.1.1 La definición de elementos o sistemas primarios y secundarios será la indicada en 4.2.3.2.3.

3.4.3 Extensión y ubicación del daño y deterioro

3.4.3.1 Se hará un levantamiento del daño y/o deterioro de cada elemento estructural de cada entrepiso. Si es necesario, se retirarán acabados (como yeso) y elementos no estructurales (como plafones). Se aceptará usar el procedimiento descrito en el Apéndice A de esta Norma.

3.4.3.2 Para cada elemento estructural se registrará, al menos a) a e):

- a) El espesor (ancho) máximo y tipo de grieta (ubicación y posición)
- b) Ubicación y extensión de aplastamientos, desconchamientos y desprendimientos
- c) Ubicación, posición y extensión de barras de refuerzo pandeado o fracturadas
- d) Ubicación y extensión de fracturas de soldaduras
- e) Ubicación y extensión del pandeo local o global de elementos.

3.4.3.3 Se clasificará la intensidad de daño de cada elemento de entrepiso de conformidad con 3.4.4 de esta Norma.

3.4.3.4 El registro anterior irá acompañado de fotografías y se entregará en el informe requerido en 3.4.1.6 de esta Norma.

3.4.4 Clasificación del daño en los elementos y su impacto en el comportamiento de la edificación

3.4.4.1 Modo de comportamiento

3.4.4.1.1 Atendiendo al modo de comportamiento de los elementos estructurales y no estructurales, se deberá clasificar el tipo e intensidad (o severidad) de daño. El modo de comportamiento se define por el tipo de daño predominante en el elemento.

El modo de comportamiento dependerá de la resistencia relativa del elemento a las distintas acciones internas que actúen en él.

3.4.4.2 Intensidad de daño

3.4.4.2.1 La intensidad o severidad del daño en elementos estructurales se podrá clasificar en cinco niveles:

- a) Nulo
- b) Ligero, cuando afecta ligeramente la capacidad estructural. Se requieren medidas de reparación para la mayor parte de los elementos y de modos de comportamiento. Grietas de hasta 0.5 mm de grosor en vigas y columnas de concreto reforzado y de hasta 1.5 mm en muros de concreto reforzado se pueden considerar como daños ligeros. Los muros de mampostería simple se considerarán con daño ligero si las grietas tienen hasta 1 mm de grosor y hasta de 1.5 mm si son de mampostería confinada
- c) Moderado o intermedio, cuando afecta medianamente la capacidad estructural. La rehabilitación de los elementos dañados depende del tipo de elemento y modo de comportamiento. Se considera como daño moderado en vigas y columnas de concreto reforzado a las grietas entre 0.5 y 1.5 mm sin aplastamiento del concreto o entre 1.5 y 3 mm en muros de concreto reforzado. En muros de mampostería se considera daño moderado si las grietas están entre 1 y 1.5 mm y hasta 5 mm, para mampostería simple y confinada, respectivamente
- d) Grave o severo, cuando el daño afecta significativamente la capacidad estructural. La rehabilitación implica una intervención amplia, con reemplazo o reforzamiento de algunos elementos. Ejemplos de daños graves son barras de refuerzo expuestas, pandeadas o fracturadas; concreto con aplastamiento significativo y con grietas mayores de 1.5 mm de grosor en vigas y columnas y mayores de 3 mm en muros de concreto, o muros de mampostería sin refuerzo interior ni horizontal con grietas mayores de 5 mm de grosor o con piezas desprendidas; se considerará daño grave la presencia de grietas que indiquen la formación de conos o pirámides truncados derivados de fallas en cortante por penetración entre columnas y losas planas
- e) Pérdida total. Una parte significativa de los elementos estructurales han excedido sus capacidades últimas y/o muchos elementos estructurales críticos o conexiones han fallado, lo que da lugar a un peligroso desplazamiento lateral permanente, colapso parcial o colapso del edificio.

3.4.4.2.2 Se aceptará clasificar la intensidad o severidad del daño en elementos estructurales en los cuatro niveles de acuerdo con las tablas 3.4.4.2.2.a a 3.4.4.2.2.c. En la tabla 3.4.4.2.2.a se describen los mecanismos de falla más comunes observados en estructuras de mampostería simple, confinada y reforzada interiormente. En la tabla 3.4.4.2.2.b se enlistan los mecanismos de falla más comunes observado en estructuras de concreto. En la tabla 3.4.4.2.2.c se encuentra la clasificación del daño para estructuras conformados por marcos de concreto o de acero con muros diafragma.

En estas tablas se usa la siguiente simbología:

G: grieta perpendicular al eje, usualmente por flexión

GI: grieta inclinada

DR: desplazamiento horizontal residual de la estructura o del entrepiso más deformado

ND: no disponible (para este nivel de daño los valores de λ son cercanos a cero)

λ_D : factor reductivo de la capacidad de desplazamiento en función del nivel de daño en el elemento estructural

λ_K : factor reductivo de la rigidez lateral que depende del nivel de daño en el elemento estructural

λ_R : factor reductivo de la resistencia lateral en función del nivel de daño del elemento estructural.

Tabla 3.4.4.2.a – Descripción del daño y factores λ para edificios de mampostería

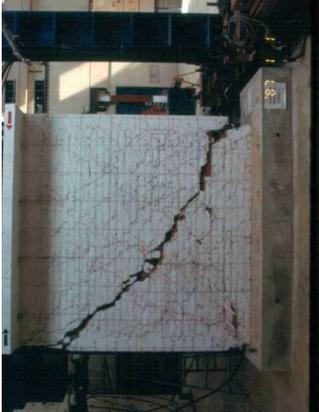
Tipo de mampostería	Modo de comportamiento	Daño característico	Intensidad de daño	Descripción del daño (uno o más elementos)	Factor reductorivo λ		
					λ_K	λ_R	λ_D
Mampostería simple	Tensión diagonal pura	 <p>Fuente: cortesía de (INIFED 2019)</p>	Nulo	<ul style="list-style-type: none"> Sin daño 	1.0	1.0	1.0
			Ligero	<ul style="list-style-type: none"> $GI < 1$ mm 	1.0	1.0	1.0
			Moderado	<ul style="list-style-type: none"> $GI < 5$ mm 	0.8	0.9	1.0
			Severo	<ul style="list-style-type: none"> $GI > 5$ mm y Aplastamiento / desconchamiento mampostería y/o $DR > 0.002$ veces la altura del edificio o del entrepiso más deformado. 	0.4	0.8	0.7
Mampostería confinada sin refuerzo horizontal y mampostería reforzada interiormente	Flexión-tensión diagonal	 <p>Fuente: archivo personal de Sergio Alcocer (1997)</p>	Nulo	<ul style="list-style-type: none"> Sin daño 	1.0	1.0	1.0
			Ligero	<ul style="list-style-type: none"> $GI < 1.5$ mm en centro del muro G de flexión < 1.5 mm 	0.8	1.0	1.0
			Moderado	<ul style="list-style-type: none"> $GI < 5$ mm 	0.5	0.9	0.9
			Severo	<ul style="list-style-type: none"> $GI > 5$ mm y Penetración de GI en extremos de castillos y Aplastamiento/ desconchamiento mampostería y/o $DR > 0.005$ veces la altura del edificio o del entrepiso más deformado. 	0.2	0.5	0.7

Tabla 3.4.4.2.2.b – Descripción del daño y factores λ para edificios a base de marcos o muros de concreto

Elemento	Modo de comportamiento	Daño característico	Intensidad de daño	Descripción del daño (uno o más elementos)	Factor reductivo λ		
					λ_K	λ_R	λ_D
Marco	Tensión diagonal pura en columnas	 <p>Fuente: Cortesía de INIFED (2019)</p>	Nulo	<ul style="list-style-type: none"> • Sin daño 	1.0	1.0	1.0
			Ligero	<ul style="list-style-type: none"> • $GI < 0.5$ mm y • G por flexión < 1 mm 	0.6	1.0	1.0
			Moderado	<ul style="list-style-type: none"> • $GI > 1.5$ mm y • G flexión < 2 mm 	0.5	0.8	0.9
			Severo	<ul style="list-style-type: none"> • $GI > 1.5$ mm concentrada en una o en pocas grietas y • Aplastamiento en extremo de grieta y • Posible fractura y/o apertura de estribos con doblez a 90 grados. • Posible pandeo del refuerzo longitudinal. 	ND	ND	ND
Muro	Flexión-tensión diagonal en muros	 <p>Fuente: cortesía de Alfredo Sánchez (2020).</p>	Nulo	<ul style="list-style-type: none"> • Sin daño 	1.0	1.0	1.0
			Ligero	<ul style="list-style-type: none"> • $GI < 1.5$ mm y • G flexión < 3 mm 	0.8	1.0	1.0
			Moderado	<ul style="list-style-type: none"> • $GI < 3$ mm y • G flexión < 5 mm 	0.5	0.8	0.9
			Severo	<ul style="list-style-type: none"> • $GI > 3$ mm en pocas grietas y • G flexión > 5 mm y • Posible fractura del refuerzo 	0.2	0.3	0.7
Losa plana	Cortante/punzonamiento en losas planas		Nulo	<ul style="list-style-type: none"> • Sin daño 	1.0	1.0	1.0
			Ligero	<ul style="list-style-type: none"> • $G < 0.5$ mm radiales desde la columna en la cara superior de la losa • $G < 0.2$ mm en la cara inferior de la losa 	0.6	1.0	1.0

		  <p>Fuente: Archivo personal de Sergio Alcocer, 1985</p>	<p>Moderado</p>	<ul style="list-style-type: none"> • $G < 1.25$ mm radiales desde la columna y a lo ancho de la losa, en la cara superior de la losa y • $G < 0.5$ mm en la cara inferior de la losa, en la cara de la columna o capitel, si existe, y desconchamiento incipiente 	<p>0.4</p>	<p>0.7</p>	<p>0.8</p>
			<p>Severo</p>	<ul style="list-style-type: none"> • $G > 3$ mm concentradas en pocas grietas en la cara superior y • Agritamiento a una distancia del orden de una vez el peralte de la losa, siguiendo la forma de la sección transversal de la columna (grietas concéntricas) • Desconchamiento y/o aplastamiento extendido del concreto en la cara superior de la losa, frecuentemente en forma de mariposa o de la sección transversal de la columna y • Desconchamiento y/o aplastamiento localizado del concreto en la cara inferior de la losa junto a la columna (o capitel de columna, si existe) y • Refuerzo del lecho superior de la losa doblado 	<p>ND</p>	<p>ND</p>	<p>ND</p>

Tabla 3.4.4.2.2.c Descripción del daño y factores λ para edificios de marcos de concreto o de acero con muros diafragma

Modo de comportamiento	Daño característico	Intensidad de daño	Descripción del daño (uno o más elementos)	Factor reductivo λ		
				λ_K	λ_R	λ_D
Tensión diagonal en muros diafragma (marcos de concreto o de acero)		Nulo	<ul style="list-style-type: none"> • Sin daño 	1.0	1.0	1.0
		Ligero	<ul style="list-style-type: none"> • $GI < 1$ mm 	0.7	0.9	1.0
		Moderado	<ul style="list-style-type: none"> • $GI < 1$ mm y Aplastamiento mortero 	0.4	0.8	0.9
		Severo	<ul style="list-style-type: none"> • $GI > 3$ mm y Aplastamiento y deslizamiento de piezas 	0.2	0.5	0.8

Fuente: Cortesía de INIFED (2019)

Espacio en blanco dejado de manera intencional

3.4.4.2.3 En caso de observar mecanismos de falla adicionales, se aceptará clasificar la intensidad del daño a partir de las tablas del Apéndice B de esta Norma.

Comentario:

Un elemento con daño grave se puede considerar que ha experimentado daño crítico para la seguridad dado que es resultado de demandas que son iguales o exceden al inicio de la pérdida de resistencia lateral. Para esta condición se requiere, al menos, la reparación de este elemento de modo de restaurar su capacidad en términos de control de desplazamientos y resistencia ante el sismo de diseño. La identificación de esa intensidad de daño como punto crítico está basada en amplios estudios del daño producido por sismos, la evaluación de resultados experimentales y de estudios analíticos (ATC, 2021). Cuando los elementos o los edificios se someten más allá de este punto crítico, el desempeño sísmico futuro es sustancialmente afectado debido a la reducción de su seguridad en comparación con la condición previa al sismo. Como resultado, si el elemento no se repara, el edificio podría experimentar mayores demandas de distorsión, con una mayor probabilidad de colapso. El punto de inicio de la pérdida de carga lateral en elementos de concreto reforzado controlados por flexión usualmente exhiben pandeo y fractura del refuerzo longitudinal.

3.4.4.3 Evaluación del impacto de elementos dañados en el comportamiento de la edificación y determinación de la necesidad de rehabilitación

3.4.4.3.1 Impacto del daño. Se deberá evaluar el efecto de grietas u otros signos de daño en el desempeño futuro de una edificación, en función de los posibles modos de comportamiento de los elementos dañados, sean estructurales o no estructurales. La decisión de desocupar el inmueble dependerá del *NVE* de conformidad con la tabla 2.4.3.2.3.

3.4.4.3.2 Intensidad del daño en la estructura. La clasificación del daño en la estructura será como se indica en a) a e):

- a) Edificio sin daño estructural. Si la edificación no presenta daño estructural alguno, se deberán estudiar los diferentes modos posibles de comportamiento de los elementos, y su efecto en el desempeño futuro de la edificación, para que en caso de no cumplir con el criterio de aceptación de *ODE*, se proceda a su rehabilitación
- b) Estructura con daño ligero. La mayoría de los elementos verticales y horizontales exhiben daños ligeros que no requieren reparación o sólo necesitan reparación local. No hay elementos estructurales con daño moderado ni severo. Los elementos no estructurales, como muros divisorios, pueden dañarse y su reparación es fácil. La estructura mantiene en gran medida su capacidad y desempeño anteriores al sismo, por ejemplo
- c) Estructura con daño moderado. Debido a los daños en el sistema estructural, la capacidad y desempeño futuro han disminuido de manera apreciable en comparación con su condición previa. Los daños en elementos estructurales son de intensidad ligera y moderada. Se observan daños generalizados en elementos no estructurales. Para esta intensidad de daño es técnica y económicamente posible rehabilitar el edificio (reparar, reforzar, rigidizar, etc.)
- d) Estructura con daño grave o severo. Los elementos verticales y horizontales resistentes (a sismo, por ejemplo) tienen daños graves. El sistema estructural ha perdido de modo significativo su capacidad. Su rehabilitación puede ser técnicamente factible, pero tal vez no económicamente. Una opción es demoler y sustituir el edificio
- e) Pérdida total. Debido al daño severo extendido en la estructura y/o al colapso parcial de uno o más pisos, y/o a desplazamientos residuales, verticales y horizontales, visibles, se requiere demoler el edificio.

Comentario:

Si se acepta describir el comportamiento de la estructura mediante una curva trilineal (origen-fluencia-resistencia máxima-resistencia última), el daño ligero se relaciona con un desplazamiento lateral cercano al de fluencia de los elementos. El daño moderado ocurre a desplazamientos laterales entre los asociados a fluencia y a la resistencia máxima. Los daños graves ocurren cuando los desplazamientos exceden el desplazamiento a la resistencia, frecuentemente en la rama de degradación de resistencia y rigidez. En el caso de la NTC-Sismo, un desplazamiento cercano o ligeramente superior al de fluencia está asociado al nivel de desempeño de Ocupación Inmediata y el desplazamiento a la resistencia máxima al nivel de desempeño de Seguridad de Vida.

3.4.4.3.3 Capacidad remanente. Para evaluar la seguridad estructural de una edificación será necesario determinar la capacidad remanente en cada elemento para cada modo de comportamiento posible o predominante. Dicha capacidad estará definida por el nivel de acciones con el cual el elemento, de la estructura o cimentación, alcanza un primer estado límite de falla o de servicio, dependiendo del tipo de revisión que se lleve a cabo.

3.4.4.3.3.1 Se aceptará calcular la capacidad remanente (en términos de resistencia, rigidez y deformabilidad inelástica) a partir de los factores λ_R , λ_K y λ_D de las tablas 3.4.4.2.2.a a 3.4.4.2.2.c y del Apéndice B, según el sistema estructural, el modo

de comportamiento y la intensidad del daño. Estos factores se aplicarán en el cálculo de la rigidez, resistencia y capacidad de deformación de cada elemento de la estructura con daño. El factor reductivo multiplicará al valor de rigidez, resistencia y capacidad de deformación calculado con ecuaciones que suponen elementos sin daño.

3.4.4.3.3.2 De manera alternativa a 3.4.4.3.3.1, se aceptará suponer a) y b):

- a) Si el daño es grave, se podrá suponer que la capacidad remanente del elemento es nula
- b) Si el daño es moderado, se podrá suponer que la rigidez y resistencia remanentes son el 50 y 75 por ciento de las calculadas para un elemento sin daño, respectivamente. Si los ganchos de los estribos en columnas o vigas están doblados a 90 grados, son de alambre liso (alambrón) o bien si la estructura es anterior a 1976, se despreciará la contribución de los estribos a cortante y para confinamiento.

3.4.4.3.4 Cálculo de la capacidad estructural. Para obtener la capacidad estructural se podrán usar los métodos de análisis elástico convencional, así como los requisitos y ecuaciones aplicables de las Normas aplicables. Cuando en la inspección en sitio no se observe daño estructural alguno, se puede suponer que la capacidad original del elemento estructural está intacta. En edificaciones con daños estructurales, deberá considerarse la participación de los elementos dañados, afectando su capacidad individual según el tipo y nivel de daño. En edificaciones inclinadas deberá incluirse el efecto del desplomo en el análisis.

3.4.4.3.5 Consideraciones para evaluar la seguridad estructural. Para evaluar la seguridad estructural de una edificación se deberán considerar, entre otros, su deformabilidad, los defectos e irregularidades en la estructuración y cimentación, el riesgo inherente a su ubicación, la interacción con las estructuras vecinas, la calidad del mantenimiento, el uso al que se destine y estructuras que representen un peligro para el edificio por rehabilitar por caída de bardas, pretilas, anuncios, entre otros, o bien porque pueden producir fugas de sustancias químicas agresivas, incendios o explosiones. Se deberá recabar información de las estructuras adyacentes o cercanas que representen un peligro para el edificio por rehabilitar, debido a caída de bardas, pretilas, anuncios, antenas, entre otros, o bien porque pueden producir otras amenazas físicas, como fugas de sustancias químicas agresivas, incendios o explosiones.

3.4.4.3.6 Es deseable que a las estructuras con daños intermedios y graves se les practique un estudio de evaluación dinámica para medir los periodos de vibración con ruido ambiental. Estos valores se utilizarán para ubicar el periodo del edificio en el espectro para diseño sísmico y se compararán con los que se midan después de la Rehabilitación.

Comentario:

Se recomienda prestar atención a los cambios de rigidez que pueda sufrir la estructura, ya que de ellos depende la distribución de las acciones internas obtenidas de análisis elásticos. Es de especial importancia el cálculo del periodo fundamental de vibración en el diseño sísmico. Si la incertidumbre asociada al cálculo de este parámetro es alta, es conveniente obtener el intervalo de periodos más probable y analizar la estructura para los extremos. Asimismo, en el análisis se debiera considerar cualquier modificación en las capacidades de deformación y disipación de energía que haya sufrido la estructura por daño, o que pueda experimentar por la rehabilitación, para seleccionar el factor de comportamiento sísmico y/o el factor de sobrerresistencia, o bien a partir de ensayos de laboratorio disponibles de sistemas estructurales completos.

El logro de un desempeño adecuado depende de la edificación en sí, así como de su ubicación e interacción con edificios vecinos. Se recomienda recabar información sobre estas condiciones con el fin de determinar el impacto en la edificación bajo evaluación. Ejemplos de ello son edificios vecinos con escasa separación con el edificio en estudio, hundimientos de edificios vecinos y edificios contiguos o próximos muy altos.

3.4.4.3.7 Determinación de la necesidad de rehabilitación

3.4.4.3.7.1 Daño ligero de toda la estructura. Si como resultado del proceso de evaluación de la seguridad estructural se concluye que cumple con la normativa vigente y sólo presentan daños estructurales insignificantes o ligeros, deberá hacerse un proyecto de rehabilitación que considere la restauración o reparación de dichos elementos.

3.4.4.3.7.2 Daño mayor de toda la estructura. Si se concluye que no cumple con el Reglamento, se presentan daños estructurales moderados o graves, o se detectan situaciones que pongan en peligro la estabilidad de la estructura, deberá elaborarse un proyecto de rehabilitación que considere, no sólo la reparación de los elementos dañados, sino la modificación de la capacidad (resistencia, rigidez y/o capacidad de deformación) de toda la estructura. La evaluación podrá igualmente recomendar la demolición total o parcial de la estructura.

3.4.5 *Propiedades de materiales y elementos*

3.4.5.1 La resistencia y la capacidad de deformación se calcularán conforme 2.3.3 y 2.3.4.

3.4.5.2 Para elementos existentes cuyos modos de comportamiento sean dúctiles (flexión, flexocompresión con cargas axiales menores que las correspondientes a la falla balanceada), se podrán calcular las resistencias a partir de valores esperados, es decir, valores medios de resistencia de los materiales.

3.4.5.3 Si el modo de comportamiento es frágil (por cortante, aplastamiento, flexocompresión con cargas axiales mayores que las correspondientes a la falla balanceada, adherencia), la resistencia se deberá calcular con valores de límite inferior. Se aceptarán como valores de límite inferior a los obtenidos de pruebas de materiales en el edificio existente (corazones de concreto, por ejemplo), o bien los especificados en planos de construcción del edificio existente.

3.4.5.4 Para la revisión de desplazamientos laterales se adoptarán valores de límite inferior para el módulo de elasticidad del concreto.

3.4.5.5 Si se requiere en la evaluación de la estructura, se deberán determinar la resistencia a compresión y el módulo de elasticidad del concreto, el esfuerzo especificado de fluencia de las barras de refuerzo, así como el esfuerzo de fluencia de los perfiles de acero estructural, según corresponda. Estas propiedades se podrán obtener a partir de a) a c):

- a) Planos y memorias disponibles
- b) Datos históricos que incluye valores especificados en el Reglamento vigente al momento del diseño y construcción de la estructura existente (véase 3.4.5.8)
- c) Ensayos físicos (véase 3.4.6).

El árbol de decisiones de la fig. 3.4.5.5.3 define el tipo de muestreo o información necesaria para determinar las propiedades de los materiales existente para emplearse en el análisis de la evaluación y rehabilitación del edificio de acuerdo con su clase, grupo y nivel de daño.

3.4.5.5.1 Aun cuando se obtengan las propiedades a partir de 3.4.5.5.a o 3.4.5.5.b, se aceptará obtenerlas de ensayos físicos.

3.4.5.5.2 En estructuras Clase A o B no será necesario ensayar los materiales si sus propiedades están disponibles en el Proyecto Ejecutivo original incluyendo los registros o reportes de las pruebas de los materiales y si se cumple con lo indicado en la fig. 3.4.5.5.3. Los registros o reportes de los materiales deberán ser representativos de todos los elementos de la estructura del edificio.

3.4.5.5.3 El muestreo de los materiales para edificios de concreto reforzado Clase A o B podrá ser ordinario o detallado. Si el sistema resistente a cargas gravitacionales existente o el sistema resistente a cargas sísmicas es reemplazado durante el proceso de rehabilitación, el ensayo de materiales únicamente será necesario para cuantificar las propiedades de los materiales existentes en los nuevos puntos de conexión.

3.4.5.5.4 Si los elementos son presforzados (pretensados o postensados) se deberá muestrear el acero de presfuerzo para obtener sus propiedades mecánicas de conformidad con NMX-B-172-CANACERO-2018.

3.4.5.6 Se aceptará determinar la clase de concreto a partir de medir el peso volumétrico en corazones.

3.4.5.7 Si se requiere, se deberán evaluar otros factores y características, tales como a) a c):

- a) Presencia de corrosión del acero de refuerzo dentro del concreto, incluyendo carbonatación, inclusión de cloruros y desconchamiento causado por la corrosión
- b) Presencia de otro tipo de deterioro, como reacción álcali-agregado, ataques de sulfatos u otros ataques químicos
- c) Deterioro de la resistencia y la rigidez por pérdida de adherencia y deslizamiento del refuerzo en secciones agrietadas y en uniones, causados por sismos.

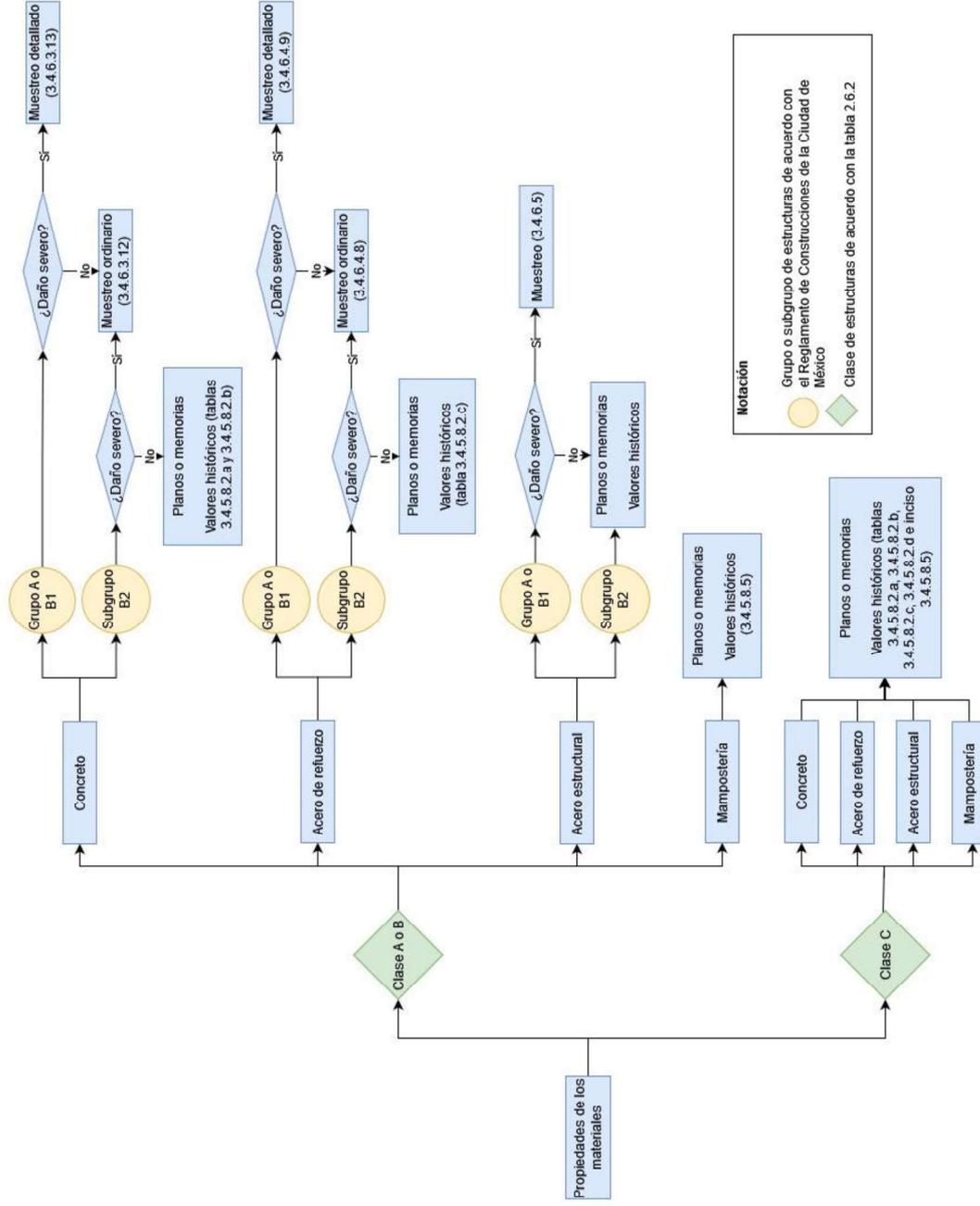


Figura 3.4.5.3 – Obtención de las propiedades de los materiales existentes para la evaluación y rehabilitación del edificio

3.4.5.8 Valores históricos

3.4.5.8.1 Si los planos, memorias, especificaciones u otros documentos disponibles no proveen suficiente información para determinar o caracterizar las propiedades de los materiales, se aceptará usar los valores de las tablas 3.4.5.8.3.a a 3.4.5.8.3.c en función de la versión de reglamento empleado a la fecha de diseño, sin necesidad de realizar pruebas en sitio. Dichos valores históricos son aplicables a menos que se estime que el deterioro de los materiales pueda o haya afectado el desempeño estructural.

3.4.5.8.2 Se aceptará usar las tablas 3.4.5.8.2.a a 3.4.5.8.2.d para la evaluación y rehabilitación de Edificios Clase C. Para Edificios Clase A y Clase B, se aceptará el empleo de valores de las tablas 3.4.5.8.3.a a 3.4.5.8.3.c para fines de análisis preliminares. Para decidir si la estructura se deberá rehabilitar, así como para diseñar la rehabilitación, la obtención de las propiedades de los materiales dependerá del grupo de la estructura y el nivel de daño (figura 3.4.5.5.3).

3.4.5.8.2.1 Cuando el edificio esté reforzado con barras longitudinales lisas se deberá obtener su esfuerzo de fluencia de conformidad con 3.4.6.4.8.

3.4.5.8.3 Cuando se supongan valores históricos para el acero de refuerzo, no se permitirá la unión del refuerzo nuevo con el refuerzo existente mediante soldadura.

Tabla 3.4.5.8.2.a – Valores históricos de la resistencia a compresión de concreto, f_c' , en MPa (kg/cm²)

Época	Cimentaciones	Vigas	Losas	Columnas	Muros
1900-1987	20 (200)	20 (200)	20 (200)	20 (200)	20 (200)
1987-fecha	25 (250)	25 (250)	25 (250)	25 (250)	25 (250)

Tabla 3.4.5.8.2.b – Valores históricos del módulo de elasticidad del concreto, E_c , en MPa (kg/cm²)

Época	E_c ^[1]
1900-1976	$2\,500\sqrt{f_c'} (8\,000\sqrt{f_c'})$
1977-1987	$3\,125\sqrt{f_c'} (10\,000\sqrt{f_c'})$
1987-fecha ^[2]	$4\,400\sqrt{f_c'} (14\,000\sqrt{f_c'})$ Clase 1 (agregado grueso calizo)
	$2\,500\sqrt{f_c'} (8\,000\sqrt{f_c'})$ Clase 2

^[1] El módulo de elasticidad dependerá del valor de la resistencia especificada a la compresión del concreto.

^[2] Si se desconoce el tipo de agregado, se aceptará obtener E_c como $0.043 w_c \sqrt{f_c'}$ ($0.143 w_c \sqrt{f_c'}$) donde w_c es la masa volumétrica del concreto en kg/m³.

Tabla 3.4.5.8.2.c – Valores históricos del esfuerzo de fluencia de barras corrugadas, f_y , en MPa (kg/cm²)

Época	f_y
1900-1964	280 (2 800)
1965-fecha	420 (4 200)

Tabla 3.4.5.8.2.d – Valores históricos del esfuerzo de fluencia de perfiles de acero estructural, f_y , en MPa (kg/cm²)

Fecha	Estándar	Características	f_y ^[1]
1900	ASTM A9 (edificios)	Acero para remaches	207 (2 070)
		Acero de medio carbono	241 (2 410)
1901-1908	ASTM A9 (edificios)	Acero para remaches	207 (2 070)
		Acero de medio carbono	207 (2 070)
1909-1923	ASTM A9 (edificios)	Acero estructural	193 (1 930)
		Acero para remaches	207 (2 070)
1924-1931	ASTM A7	Acero estructural	207 (2 070)
		Acero para remaches	207 (2 070)
	ASTM A9	Acero estructural	207 (2 070)
		Acero para remaches	172 (1 720)
1932	ASTM A140-32 T publicado como una revisión tentativa del ASTM A9 (edificios)	Placas, perfiles y barras	228 (2 280)
1933	ASTM A140-32 discontinuado y ASTM A9 (edificios) revisado el 30 de octubre de 1993	Acero estructural	207 (2 070)
	ASTM A141-32 T adoptado como norma	Acero para remaches	207 (2 070)
1934-presente	ASTM A9	Acero estructural	228 (2 280)
	ASTM A141	Acero para remaches	207 (2 070)
1961-1990	ASTM A36/A36M-04 (2004a)	Acero estructural	255 (2 550)
1961-presente	ASTM A572/A572M-04 (2004b), Grado 50	Acero estructural	345 (3 450)
1990-presente	ASTM A36/A36M-04 (2004a) y Grado dual	Acero estructural	338 (3 380)
1998-presente	ASTM A992/A993M-04 (2004c)	Acero estructural	345 (3 450)

Los valores para los materiales anteriores a 1960 se basan en los valores especificados mínimos. Los valores para materiales posteriores a 1960 corresponden los valores de la media menos una desviación estándar de valores estadísticos. Los valores se basan en las especificaciones del acero estructural del ASTM y AISC.

^[1]Los valores son representativos del material extraído de los patines de perfiles laminados pesados (i.e., para acero para remaches).

Comentario:

La tabla 3.4.5.8.2.d es aplicable para perfiles de acero estructural fabricados de conformidad con las normas ASTM indicadas en la tabla. Las normas más antiguas, como la ASTM 9, están discontinuadas y son de difícil acceso. Cuando haya duda sobre el tipo de acero usado en los perfiles estructurales empleados en la estructura en estudio, se recomienda muestrear el material y realizar los ensayos destructivos que correspondan.

3.4.5.8.4 En el caso de muros de mampostería, las propiedades de la mampostería se podrán obtener a partir de a) o b):

- Planos y memorias disponibles
- De 3.4.5.8.5.

3.4.5.8.5 Para fines de evaluación de la mampostería existente, se aceptará usar los valores siguientes:

- Resistencia a compresión, f_m' igual a 1.5 MPa (15 kg/cm²)
- Resistencia a compresión diagonal, v_m' igual a 0.2 MPa (2 kg/cm²)
- Resistencia al aplastamiento igual a 1.2 MPa (12 kg/cm²)
- Módulo de elasticidad, E_m según 2.8.5.3 de la NTC-Mampostería
- Módulo de cortante, G_m según 2.8.6 de la NTC-Mampostería.

3.4.5.8.6 Para fines de evaluación de la mampostería existente se podrán usar valores más altos que los señalados en el inciso anterior si se justifican ante el Director y, en su caso, el Corresponsable. En ningún caso podrán ser más altos que los especificados en el Reglamento y sus Normas vigentes al momento de diseño de la estructura original.

3.4.5.9 Se podrán determinar las propiedades de los materiales mediante los ensayos establecidos en 3.4.6 de esta Norma.

3.4.5.10 Cuando se determinen las propiedades de los materiales con la remoción y pruebas de muestras para análisis de laboratorios, el muestreo deberá realizarse en elementos primarios y resistentes a cargas sísmicas en zonas con esfuerzos bajos con cargas gravitacionales de servicio.

3.4.5.11 Las siguientes propiedades de los elementos y de las condiciones existentes se deberán establecer de acuerdo con a) a f):

- a) Dimensiones de la sección transversal de los elementos individuales y la configuración general de la estructura
- b) Configuración de las conexiones existentes de los elementos, tamaño, profundidad de anclaje, tipo de conectores o anclas, espesor del material del conector, anclaje e interconexión de las inclusiones, contraventeos o elementos para aumentar la rigidez
- c) Modificaciones a elementos o a la configuración general de la estructura
- d) La condición física más reciente de los elementos y las conexiones, y el alcance de cualquier deterioro
- e) Deformaciones más allá de las esperadas debido a cargas gravitacionales, como las ocasionadas por asentamiento o eventos sísmicos previos
- f) Presencia de otras condiciones que tengan un efecto en el desempeño del edificio, como los elementos no estructurales que puedan interactuar con los elementos estructurales durante un sismo.

Comentario:

La fig. 3.4.5.5.3 incluye un árbol de decisiones sobre la obtención de propiedades de materiales. Parte de la clase del edificio (A, B o C) y, en función del material por estudiar, establece si es necesario un muestreo, según el grupo del edificio (por su importancia) y el daño de los elementos estructurales. En la medida que el edificio requiera una rehabilitación más elaborada y compleja, sea más importante en cuanto a su uso, y tenga daños, más detallado será el muestreo especificado.

3.4.6 Ensayos para determinar las propiedades de los materiales

3.4.6.1 General

3.4.6.1.1 Los métodos de ensayos destructivos y no destructivos empleados para obtener las propiedades en sitio de los materiales y las propiedades del elemento cumplirán con lo establecido en este inciso.

3.4.6.1.2 El Proyectista especificará el tipo, número y ubicación de los ensayos destructivos y no destructivos. Señalará el o los edificios o cuerpos, así como los elementos estructurales que serán sujeto de ensayos destructivos y no destructivos.

3.4.6.1.3 El laboratorio contratado deberá presentar el informe de resultados de los ensayos correspondientes con los requeridos por el Proyectista.

3.4.6.1.4 El Director y, en su caso, el Corresponsable revisará que lo solicitado por el Proyectista cumpla con los requisitos mínimos de este inciso y que el laboratorio haya realizado los ensayos e informe los resultados en correspondencia con lo especificado por el Proyectista.

3.4.6.1.5 Los laboratorios deberán ser acreditados y reconocidos por un organismo acreditado para los métodos de prueba correspondientes.

3.4.6.2 *Número mínimo de pruebas*

3.4.6.2.1 Tipo de muestreo

3.4.6.2.5.1 Muestreo ordinario. En estructuras de concreto reforzado del Grupo A y Subgrupo B1 sin daño severo y estructuras de concreto reforzado del Subgrupo B2 con daño severo será obligatorio un muestreo ordinario (fig. 3.4.5.5.3).

3.4.6.2.5.2 Muestreo detallado. En estructuras de concreto reforzado del Grupo A y Subgrupo B1 con daño severo será obligatorio un muestreo detallado (fig. 3.4.5.5.3).

3.4.6.2.5.3 Se aceptará un muestreo ordinario o detallado de una estructura de concreto reforzado Clase C si el Proyectista lo requiere para profundizar en la información del edificio.

3.4.6.2.5.4 En estructuras de acero del Grupo A y Subgrupo B1 con daño severo será obligatorio un muestreo de acuerdo con 3.4.6.5 para obtener las propiedades del acero estructural.

3.4.6.3 *Concreto*

3.4.6.3.1 La resistencia a compresión y el módulo de elasticidad del concreto se establecerán mediante la extracción y ensayos de corazones de concreto, o mediante, la combinación de corazones y ensayos no destructivos, como el esclerómetro y/o ultrasonido.

3.4.6.3.2 Los corazones se obtendrán de elementos de concreto sano (no dañado). El número de corazones dependerá de la información de la construcción original, de la aproximación deseada, de las dimensiones de la construcción, así como de la calidad y condición de materiales existentes.

3.4.6.3.3 Los corazones se deberán seleccionar, extraer y ensayar de acuerdo con NMX-C-169-ONNCCE-2009. El lugar de extracción será al tercio medio de la altura del elemento, en donde se afecte lo menos posible su resistencia. Se deberá localizar el acero de refuerzo antes de seleccionar la ubicación de los corazones. Se deberá rellenar la oquedad con mortero sin contracción y de resistencia comparable a la obtenida mediante el núcleo para evitar el desprendimiento del material de reparación con respecto al concreto original.

3.4.6.3.4 Se podrán utilizar métodos no destructivos para evaluar la resistencia del concreto en sitio si se establece una correlación válida para el edificio en estudio entre los resultados de la compresión de corazones y las mediciones no destructivas. En ningún caso se permitirá la determinación de la resistencia a compresión ni del módulo de elasticidad mediante métodos no destructivos solamente o a partir de correlaciones hechas en otros edificios.

3.4.6.3.5 Deberán desecharse los corazones dudosos o de mala calidad. No serán aceptables los resultados del ensayo de corazones dañados durante su extracción, ni de corazones con tramos de barras de acero ahogadas.

3.4.6.3.6 Cuando el coeficiente de variación sea mayor que 20 por ciento, la resistencia esperada del concreto para fines de evaluación f_{cE} no deberá tomarse como mayor que la media menos una desviación estándar.

3.4.6.3.7 La resistencia del corazón se deberá convertir a la resistencia del concreto de la estructura evaluada para determinar la capacidad de dicha estructura.

3.4.6.3.8 Se aceptará determinar el módulo de elasticidad a partir de los corazones extraídos.

3.4.6.3.9 La determinación del elemento y sección de extracción del núcleo será responsabilidad del Proyectista, con la autorización del Director y, en su caso, del Corresponsable.

3.4.6.3.10 Los corazones que se hayan extraído de un elemento cuyas condiciones de servicio sean las de un ambiente superficialmente seco, deberán permanecer durante siete días, a menos que se acuerde otro lapso, en un ambiente cuya temperatura sea de 288 K a 299 K (15°C a 25°C) y con una humedad relativa no mayor que 60 por ciento antes de probarse a la compresión.

3.4.6.3.11 Los corazones que se han extraído de un elemento que estará sujeto durante su servicio a una completa saturación, deberán curarse tal que se sumerjan los especímenes de prueba en agua saturada de cal, cuya temperatura deberá ser de 296 K +/- 2 K (23°C +/- 2°C), por lo menos 40 h inmediatamente antes de probarse a la compresión.

Comentario:

Para convertir la resistencia del corazón a la de la estructura, de acuerdo con 3.4.6.3.7, se puede usar el criterio de ACI PRC-214.4, según el cual, la resistencia del concreto en la estructura evaluada, f_c , se calcula a partir de la resistencia del corazón, $f_{\text{corazón}}$, como se indica en la ec. C3.4.6.3.7:

$$f_c = F_{l/d} \cdot F_{\text{dia}} \cdot F_{\text{mc}} \cdot F_d \cdot f_{\text{corazón}} \quad (\text{C3.4.6.3.7})$$

donde $F_{l/d}$, F_{dia} , F_{mc} y F_d son factores de corrección debidos a la relación altura/diámetro, diámetro, contenido de humedad y daño sufrido durante la extracción del corazón, respectivamente. En la tabla C3.4.6.3.7 se presentan los valores de los factores de corrección.

Tabla C3.4.6.3.7 – Factores de corrección para convertir la resistencia de corazones de concreto a la resistencia equivalente de la estructura evaluada

Factor	Valor promedio	Coefficiente de variación, %
$F_{l/d}$^[1]		
<i>Como se recibe</i>	$1 - (0.130 - \alpha f_{\text{corazón}}) (2 - l/d)^2$	$2.5 (2 - l/d)^2$
<i>Sumergido en agua por 40 h</i>	$1 - (0.117 - \alpha f_{\text{corazón}}) (2 - l/d)^2$	$2.5 (2 - l/d)^2$
<i>Secado al aire</i> ^[2]	$1 - (0.144 - \alpha f_{\text{corazón}}) (2 - l/d)^2$	$2.5 (2 - l/d)^2$
F_{dia}		
<i>50 mm (2 pulg)</i>	1.06	11.8
<i>100 mm (4 pulg)</i>	1.00	0.0
<i>150 mm (6 pulg)</i>	0.98	1.8
F_{mc}		
<i>Como se recibe</i>	1.00	2.5
<i>Sumergido en agua por 40 h</i>	1.09	2.5
<i>Secado al aire</i> ^[2]	0.96	2.5
F_d		
<i>Cualquier caso</i>	1.06	2.5

^[1] El valor de la constante α es 4.3×10^{-4} 1/MPa, si $f_{\text{corazón}}$ está en MPa y 4.3×10^{-5} 1/(kg/cm²), si $f_{\text{corazón}}$ está en kg/cm².

^[2] Condición estándar de acuerdo con NMX-C-169-ONNCCE-2009.

3.4.6.3.12 Muestreo ordinario del concreto

3.4.6.3.12.1 El número mínimo de pruebas para determinar las propiedades del concreto existente se deberá determinar de acuerdo con los siguientes criterios a) y b):

- Si se conoce la resistencia especificada de diseño del concreto de planos y/o memorias y se cuenta con los registros o reportes de las pruebas, se deberá tomar al menos un corazón por cada clase y resistencia del concreto diferente utilizado en la construcción del edificio, con un mínimo de tres corazones para todo el edificio, de los elementos críticos para resistir sismo
- Si la resistencia especificada de diseño del concreto no se conoce, se deberá tomar al menos un corazón de cada tipo de elemento resistente a fuerzas inducidas por sismo, con un mínimo de seis corazones de todo el edificio, o un mínimo de tres corazones por cada 2 000 m² de área de superficie construida, la que requiera la mayor cantidad de pruebas.

Las muestras se deberán obtener, de manera preferencial, de los elementos críticos en los niveles correspondientes al tercio inferior del edificio si la respuesta está dominada por el primer modo de vibración. Si la respuesta está influenciada por modos superiores de vibración, el Proyectista deberá diseñar el muestreo correspondiente.

3.4.6.3.13 Muestreo detallado del concreto

3.4.6.3.13.1 A menos que se especifique lo contrario, se deberán realizar un mínimo de tres pruebas para determinar cualquier propiedad. Los corazones se deberán agrupar por la clase de concreto, el nivel de resistencia del concreto y el tipo de elemento. El número de pruebas en un solo elemento se deberá limitar para evitar comprometer la integridad del elemento. Las muestras se deberán obtener, de manera preferencial, de los elementos críticos en los niveles correspondientes al tercio inferior del edificio si la respuesta está dominada por el primer modo de vibración. Si la respuesta está influenciada por modos superiores de vibración, el Proyectista deberá diseñar el muestreo correspondiente.

3.4.6.3.13.2 Por cada tipo de elemento primario de concreto del SERCGFL, así como sistemas secundarios cuya falla podría resultar en colapso, se deberán extraer un mínimo de tres corazones de concreto y someter a pruebas de compresión. Un mínimo de seis pruebas se deberá realizar en un edificio para determinar la resistencia del concreto, considerando las limitaciones de este inciso. Si se utilizaron diferentes clases o resistencias del concreto en la construcción del edificio, se deberán realizar un mínimo de tres muestras y pruebas por cada clase y nivel de resistencia. El módulo de elasticidad y la resistencia a tensión se podrán estimar con los datos de las pruebas de la resistencia a compresión.

3.4.6.3.13.3 Las pruebas se deberán realizar en muestras de elementos que sean identificados con daño o degradación para cuantificar su condición. Los resultados de las pruebas de zonas degradadas se deberán comparar con los valores de resistencia especificados en el Proyecto Ejecutivo, si existe. Si se encuentran valores de las pruebas menores que la resistencia especificada del Proyecto Ejecutivo o bien si lo determina el Proyectista, se deberán realizar más pruebas para determinar la causa o identificar el nivel de daño o degradación.

3.4.6.3.13.4 El número mínimo de pruebas para determinar la resistencia a la compresión de cada tipo de elementos deberá cumplir con uno de los criterios a) a c):

- a) Cuando se conoce la resistencia de diseño especificada en elementos de concreto y no están disponibles los registros o reportes de las pruebas, se deberán obtener un mínimo de tres corazones de concreto por cada nivel o 1 000 m² de área de superficie construida, la que requiera la mayor cantidad de pruebas
- b) Para elementos de concreto donde la resistencia especificada de diseño es desconocida y no se cuentan con los registros o reportes de las pruebas, se deberán obtener un mínimo de seis corazones por cada nivel o 1 000 m² de área de superficie construida, la que requiera la mayor cantidad de pruebas. Cuando los resultados indiquen el uso de diferentes clases o resistencias del concreto, el número de pruebas se deberá aumentar para confirmar la clase utilizada
- c) Alternativamente, para elementos de concreto donde la resistencia de diseño es conocida o desconocida, y no se cuenta con los registros o reportes de las pruebas, se podrá determinar el límite inferior de la resistencia a compresión a partir de pruebas de corazones y aplicando los requisitos en NMX-C-169-ONNCCE-2009. Si el límite inferior de la resistencia a compresión se determina de esta manera, la resistencia a compresión esperada se deberá determinar como el límite inferior de la resistencia a compresión obtenido de NMX-C-169-ONNCCE-2009 más una vez la desviación estándar de la resistencia de los corazones, donde el número mínimo de corazones por cada muestra deberá ser tres por cada tipo de elemento. La ubicación de las muestras deberá cumplir con 1) y 2):
 - 1) Distribuida para cuantificar las propiedades del material de los elementos a lo largo de la altura del edificio
 - 2) Distribuida para cuantificar las propiedades del material de los elementos críticos para el sistema estructural bajo investigación.

3.4.6.4 Acero de refuerzo, acero de presfuerzo y conectores

3.4.6.4.1 La determinación del esfuerzo de fluencia y la resistencia última del acero de refuerzo y del acero de presfuerzo, se hará mediante probetas fabricadas a partir de segmentos de barras o tendones. Los segmentos de barras de refuerzo se retirarán de zonas con bajos niveles de esfuerzo del elemento por evaluar. A fin de mantener la continuidad en el flujo de fuerzas, se reemplazará el segmento con barras que se traslapen con el refuerzo existente, a menos que el Proyectista demuestre, a satisfacción del Director y Corresponsable, en su caso, que no es necesario el reemplazo. Se permite elaborar probetas hasta obtener una barra de sección circular tal que su área transversal no sea menor que 70 por ciento del área de la barra de refuerzo por evaluar. El ensayo se hará de conformidad con NMX-B-172-CANACERO-2018.

3.4.6.4.1.1 Se procurará estimar la posición, la separación y el diámetro de las barras de acero de refuerzo mediante técnicas de evaluación no destructiva, como es el radar de penetración o inducción magnética. Optativamente, se podrán practicar calas para identificar el diámetro de estribos y del refuerzo longitudinal. El concreto retirado deberá ser reemplazado por un material con al menos la misma resistencia que el original. Como último recurso, si no se pueden obtener la posición, la separación y el diámetro, se permitirá suponer la cuantía mínima de refuerzo longitudinal y transversal establecida en el reglamento vigente al momento de la construcción del edificio con la aprobación del Director y, en su caso, del Corresponsable.

3.4.6.4.2 Para la obtención de las propiedades del acero de refuerzo se tomará en cuenta la posible existencia en el edificio de distintos grados de acero en barras de distintos diámetros.

3.4.6.4.3 En caso de ensayar refuerzo con presfuerzo, la muestra deberá incluir la remoción de segmentos locales de barras y la sustitución mediante la instalación de materiales traslapados para mantener la continuidad de la barra de refuerzo para transferir la fuerza en la barra al menos que un análisis confirme que no es necesaria la sustitución del elemento original.

3.4.6.4.4 Las muestras de refuerzo que sean ligeramente dañadas durante la remoción se podrán maquinar a una barra redonda siempre que la zona ensayada tenga al menos 70 por ciento del área gruesa de la barra original. Los materiales con presfuerzo deberán cumplir con los requisitos complementarios en ASTM A416/A416M, ASTM A421/A421M, o ASTM A722/A722M, dependiendo del tipo de material. Las propiedades de acero de los conectores se podrán determinar a partir de ensayos sobre composición química y pruebas de tensión y compresión directa como se especifica en ASTM A370. Cuando se deba determinar la resistencia, la calidad de la construcción, o ambas de anclas o conectores, las pruebas en sitio deberán cumplir con los requisitos del estándar ASTM E3121/E3121M.

3.4.6.4.5 Alternativamente a los ensayos en sitio, se podrá determinar la resistencia de anclas y conectores a partir de la documentación contenida en el proyecto ejecutivo original, de la identificación detallada en el material, o de valores históricos, como los incluidos en la tabla 3.4.5.8.3.c.

3.4.6.4.6 El límite inferior histórico del esfuerzo de fluencia para conectores de acero, anclas coladas en sitio o post-instaladas se deberá tomar como 186 MPa (1 860 kg/cm²). El esfuerzo de fluencia del material del conector de acero se deberá determinar de la tabla 3.4.5.8.2.c, a menos que datos experimentales justifiquen el uso de otro factor.

3.4.6.4.7 No se permitirá el uso de valores históricos para el acero de presfuerzo en construcciones de concreto presforzado.

3.4.6.4.8 Muestreo ordinario del acero

3.4.6.4.8.1 Si no se conoce el esfuerzo especificado de fluencia para diseño, para cada tipo de elemento resistente a sismo, se podrán obtener y ensayar dos probetas elaboradas a partir de segmentos de acero provenientes de zonas sujetas a bajos niveles de esfuerzo de dos elementos distintos. Los elementos serán seleccionados por el Proyectista, con la aprobación del Director y el Corresponsable, en su caso.

3.4.6.4.8.2 En el caso de anclas y conectores (ahogados en concreto o postinstalados), se deberán clasificar según su tipo, tamaño, geometría y función estructural. Si su tipo de falla está controlada por tensión o cortante y, de presentarse, le impediría a la estructura cumplir con el nivel de desempeño establecido, se deberá ensayar en sitio 5 por ciento a tensión. Al menos se deberán ensayar tres anclas o conectores por cada clasificación. Se acepta que la resistencia de diseño sea 2/3 de la media de la carga máxima.

3.4.6.4.8.3 En el caso de perfiles de acero, laminados en caliente o en frío, se muestrearán tramos del patín y/o del alma con el fin de fabricar dos probetas de elementos estructurales distintos. Los elementos serán seleccionados a juicio del Proyectista, con el visto bueno del Director y, en su caso, del Corresponsable. El ensayo se hará según NMX-B-172-CANACERO-2018.

3.4.6.4.8.4 Si se requiere soldar la estructura existente a nuevos elementos, elementos o sistemas estructurales, se determinará el carbono equivalente con NMX-B-457-CANACERO-2019.

3.4.6.4.9 Muestreo detallado del acero

3.4.6.4.9.1 Coeficiente de variación

3.4.6.4.9.1.1 A menos que se especifique lo contrario, se deberán realizar un mínimo de tres pruebas para determinar cualquier propiedad. El número de pruebas en un solo elemento se deberá limitar para evitar comprometer la integridad del elemento.

3.4.6.4.9.2 Barras corrugadas y acero de conectores

3.4.6.4.9.2.1 Se deberán realizar pruebas para determinar el esfuerzo de fluencia y la resistencia del refuerzo y el acero de los conectores. El acero de los conectores se define como acero estructural adicional o metal utilizado para asegurar elementos de concreto prefabricado u otros elementos a la estructura del edificio. Se deberán realizar un mínimo de tres pruebas de tensión en muestras de refuerzo sin presfuerzo de un edificio para determinar su resistencia, siempre que cumplan las siguientes condiciones complementarias a) a c):

- a) Si existen los planos o memorias originales con las propiedades de los materiales, se deberán obtener y ensayar al menos tres probetas de ubicaciones aleatorias de cada tipo de elemento
- b) Si no se cuenta con los planos o memorias originales con las propiedades de los materiales, pero se conoce la fecha aproximada de la construcción y se confirma el uso de un grado de material común, se deberán obtener tres probetas de resistencia a tensión de ubicaciones aleatorias de cada elemento por cada tres niveles del edificio
- c) Si la fecha de la construcción es desconocida, se deberán ensayar al menos tres probetas de resistencia a tensión por cada tres niveles.

3.4.6.4.9.3 Acero de presfuerzo

3.4.6.4.9.3.1 Únicamente se deberá obtener muestras de tendones de acero para pruebas de laboratorio en elementos presforzados que sean parte del sistema resistente a fuerzas inducidas por sismo. Se podrán excluir los elementos presforzados en diafragmas.

3.4.6.4.9.3.2 Se deberá evitar el retiro de tendones o presfuerzo si es posible. Cualquier muestreo de tendones de acero presforzado para pruebas de laboratorio se deberá realizar con extrema precaución, teniendo presentes las consecuencias derivadas de la toma de muestra(s). Se permitirá determinar las propiedades de los materiales sin la remoción de tendones o presfuerzo mediante el muestreo usando un sistema de mordazas o de la extensión del tendón más allá del anclaje, si se dispone de una longitud suficiente.

3.4.6.4.9.3.3 Todas las muestras de acero de presfuerzo se deberán reemplazar por material nuevo, completamente conectado y tensado, y su respectivo sistema de anclaje, al menos que un análisis confirme que no se requiere el reemplazo de los elementos originales.

3.4.6.4.9.4 Anclas y conectores colados en sitio o postinstalados en sitio

3.4.6.4.9.4.1 En conjuntos de anclas o conectores utilizados para la fijación de muros fuera del plano y en conjuntos de anclas o conectores cuya falla en tensión o cortante provocaría que la estructura no cumpla con el **ODR** seleccionado, se deberá ensayar 10 por ciento de las anclas con un mínimo de seis anclas por cada conjunto de anclas o conectores de acuerdo con 7.3.6.5. Cuando otras anclas o arreglo de anclas sean críticas para la trayectoria de cargas y no sean redundantes, todas las anclas o conectores en el conjunto deberán ser probadas individualmente de acuerdo con 7.3.6.5.

3.4.6.5 Acero estructural

3.4.6.5.1 Propiedades en tensión

3.4.6.5.1.1 Las propiedades en tensión de miembros deberán establecerse para la evaluación del análisis estructural (véase 8.3.2) o de las pruebas de carga (véase 8.3.3). Estas propiedades deberán incluir al esfuerzo de fluencia, la resistencia a tensión y el porcentaje de alargamiento.

3.4.6.5.1.2 Cuando estén disponibles, se permite utilizar los resultados de los informes de las pruebas de certificación del material o los informes de certificación de las pruebas hechas por el fabricante o por un laboratorio de pruebas conforme a la norma NMX-B-252 o NMX-B-266 (equivalentes a las normas ASTM A6/A6M y A568/A568M, respectivamente). De otra forma, las pruebas a tensión deberán llevarse a cabo con la norma NMX-B-172 (equivalente a la norma ASTM A370), a partir de muestras tomadas de los componentes de la estructura.

3.4.6.5.2 Composición química

3.4.6.5.2.1 Cuando se vaya a utilizar soldadura para la reparación o para la modificación de una estructura existente, la composición química del acero deberá ser determinada para preparar un procedimiento de soldadura, de manera acorde.

3.4.6.5.2.2 Cuando estén disponibles, se permite considerar los informes de las pruebas de certificación del material o los informes de certificación de las pruebas hechas por el fabricante o por un laboratorio de pruebas conforme a los procedimientos NMX o ASTM. De otro modo, el análisis se deberá realizar conforme a la norma ASTM A751, a partir de muestras usadas para determinar las propiedades mecánicas en tensión, o de muestras tomadas del mismo lugar.

3.4.6.5.3 Tenacidad del metal base

3.4.6.5.3.1 Cuando se traslapen soldadas en tensión en perfiles pesados y placas mayores que 50 mm (2 pulg), y que sean críticas en el comportamiento de la estructura, se determinará la tenacidad del material base mediante la prueba de Charpy en V, con la que se deberá garantizar una energía no menor que 27 J (2.76 kg-m, 20 lb-pie) a una temperatura máxima de 294 K (21°C), conforme a lo especificado en 1.4.1.1 de la NTC-Acero.

3.4.6.5.3.2 En caso de que la tenacidad determinada no cumpla las disposiciones de 1.4.1.1 de la NTC-Acero, el Proyectista deberá decidir si son necesarias acciones correctivas.

3.4.6.5.4 Metal de soldadura

3.4.6.5.4.1 Cuando el comportamiento de la estructura dependa de las conexiones soldadas existentes, se deberán obtener muestras representativas del metal de soldadura. Se deberán realizar análisis químicos y pruebas mecánicas para caracterizar el metal de soldadura; y determinar la magnitud y consecuencias de las imperfecciones. Si los requisitos de la Norma, no se cumplen, el Proyectista deberá determinar si se requieren acciones correctivas.

3.4.6.5.5 Tornillos y remaches

3.4.6.5.5.1 Se deberán inspeccionar de manera visual muestras representativas de tornillos para determinar su tipo y clasificaciones.

3.4.6.5.5.2 Cuando los tornillos no puedan ser identificados visualmente, se deberán tomar muestras representativas y se deberán ensayar para determinar su resistencia a tensión conforme con la norma ASTM F606 o ASTM F606M y así determinar su clasificación. Por otra parte, de manera alternativa, se permite suponer que los tornillos son NMX-H-118 (ASTM A307).

3.4.6.5.5.3 Los remaches se deberán suponer como ASTM A502 Grado 1, a menos de se realicen pruebas que indiquen que son de mayor resistencia.

3.4.6.6 Mampostería

3.4.6.5.1 No será necesario obtener probetas para la determinación de las propiedades mecánicas mediante ensayos físicos.

Comentario:

Las técnicas de evaluación y ensayos en el sitio de estructuras de mampostería mediante procedimientos destructivos o no destructivos de los elementos estructurales se pueden consultar en SMIE (2019). Sin embargo, la extracción de muestras en campo es compleja (sobre todo de mampostería) y puede conducir a probetas dañadas. Es por ello que, en esta Norma no se requiere la extracción de probetas, en comparación de núcleos de concreto.

3.4.7 Caracterización del sitio e información geotécnica

3.4.7.1 Para diseñar la rehabilitación, se deberá recabar información de las condiciones del suelo del sitio y de la configuración de la cimentación. Si la información disponible no es suficiente para caracterizar el sitio y la cimentación, se deberá planear y ejecutar un programa de exploración geotécnica de conformidad con el Capítulo 2 de la NTC-Cimentaciones y el Capítulo 5 de esta Norma.

3.4.7.2 Se deberán realizar visitas al sitio a fin de identificar, entre otros, variaciones entre el diseño original y la construcción, así como modificaciones en la cimentación. Se deberán identificar indicadores de un deficiente desempeño de la cimentación, como asentamiento, daño a banquetas, así como inclinaciones, hundimientos o emersiones del edificio.

3.4.7.3 En el Capítulo 5 se detallan los requisitos para caracterizar el sitio y obtener la información geotécnica necesaria para revisar la cimentación y, en su caso, diseñar la recimentación.

3.4.7.4 Edificaciones adyacentes

3.4.7.4.1 Se deberá recolectar la mayor información posible de las estructuras adyacentes que tienen el potencial de influir en el comportamiento sísmico del edificio rehabilitado. Se identificará el sistema estructural y el tipo de cimentación, a fin de evaluar, al menos cualitativamente, el impacto de ellos en la respuesta del edificio de interés.

3.4.7.5 Golpeteo de edificios

3.4.7.5.1 Se recolectará información cuando la menor separación entre edificios sea menor o igual que 1.0 por ciento de la altura sobre nivel de banqueta del edificio por rehabilitar cuando coincida la elevación de las losas de los dos edificios de los dos edificios y de 0.8 por ciento cuando la elevación de las losas de un edificio coincida con el tercio medio de las columnas o muros de carga del edificio vecino. Se hará énfasis en la identificación de posibles zonas de impacto en relación con posible daño extremo en elementos, frecuentemente en columnas.

3.4.7.6 Edificios con elementos o elementos en común

3.4.7.6.1 Se recolectará información de los edificios que compartan elementos o elementos con el edificio sujeto a proyecto. Este es el caso de muros compartidos, puentes y escaleras que unen cuerpos, entre otros.

3.4.7.7 Peligros de edificios adyacentes

3.4.7.7.1 Se deberá recabar información de las estructuras que representen un peligro para el edificio por rehabilitar, debido a caída de bardas, pretilas, anuncios, antenas, entre otros, o bien porque pueden producir otras amenazas físicas, como fugas de sustancias químicas agresivas, incendios o explosiones.

3.4.7.8 Edificios modificados o ampliados

3.4.7.8.1 Se deberá recolectar información de las modificaciones de los elementos estructurales y no estructurales. Sobre las ampliaciones, deberá verificarse si fueron construidas cumpliendo las normas vigentes en el momento y recabar toda la información necesaria y posible para la evaluación estructural.

3.5 Requisitos complementarios para la evaluación de Edificios Clase A y Clase B

3.5.1 Alcance

3.5.1.1. En esta sección se especifican los requisitos para evaluar Edificios Clase A y B, de conformidad con la clasificación de la tabla 2.6.2.

3.5.1.2 Se deberá modelar la estructura de conformidad con 3.6, los Capítulos 6, 7 y 8 y las Normas de los materiales según correspondan a la estructura original.

3.5.1.3 Los criterios de aceptación serán los establecidos en las Normas aplicables al *NDemE*.

3.5.1.3.1 Se aceptará utilizar los criterios de aceptación de los Capítulos 6, 7 y 8.

3.5.2 *Requisitos generales*

3.5.2.1 *Nivel de desempeño para fines de evaluación*

3.5.2.1.1 El nivel de desempeño para la evaluación, *NDesE*, será el seleccionado en 2.4.3.3.

3.5.2.1.2 Si la evaluación basada en el *CDC* demuestra que la estructura es adecuada, entonces el edificio cumple con esta Norma para el *ODE* seleccionado. Si el edificio es rehabilitado de acuerdo con el procedimiento de rehabilitación de esta Norma, entonces el edificio rehabilitado cumple con esta Norma para el *ODR* correspondiente.

3.5.2.2 *Nivel de demanda para fines de evaluación*

3.5.2.2.1 En caso de evaluación por sismo, el peligro sísmico para la evaluación será el seleccionado en 2.4.3.2.4.

3.5.2.3 *Información del edificio existente*

3.5.2.3.1 Se deberá recolectar la información requerida en 3.4.

3.5.2.4 *Procedimientos de análisis para Edificios Clase A y B*

3.5.2.4.1 Los procedimientos de análisis de Edificios Clase A y B deberán cumplir con a) a i):

- a) Las cargas gravitacionales y las combinaciones de carga deberán corresponder con lo especificado en la NTC-Criterios
- b) El modelo matemático deberá realizarse en correspondencia con NTC-Sismo y las Normas del material del edificio
- c) La configuración del edificio y sus irregularidades deberán incluirse de acuerdo con NTC-Sismo
- d) Los efectos multidireccionales de sismo deberán incluirse cuando se requiera según NTC-Sismo
- e) Los efectos P-Delta deberán incluirse según la NTC del material del edificio
- f) La interacción suelo-estructura ser conforme a la NTC-Sismo
- g) Los diafragmas deberán incluirse en el modelo en concordancia con la NTC-Sismo y la NTC del material de los diafragmas
- h) Cuando se requiera una evaluación de la separación de edificios, se deberá modelar el edificio vecino
- i) Se deberán evaluar las conexiones entre elementos y su cimentación con las Normas de los materiales del edificio.

3.5.2.4.2 La extensión del modelado y del análisis de la estructura deberá ser el requerido para determinar las fuerzas o acciones sobre el sistema estructural o sobre elementos estructurales específicos.

3.5.2.5 *Criterios de aceptación de la evaluación de Edificios Clase A y B*

3.5.2.5.1 Los criterios de aceptación deberán ser consistentes con el *NDesE*. Las acciones se calcularán según el *NDemE*. La capacidad se calculará de acuerdo con el *NDesE*, los Capítulos 6 a 8 y las Normas de los materiales del edificio.

3.5.3 *Aspectos a considerar en la evaluación de Edificios Clase A y B*

3.5.3.1 *Requisitos generales*

3.5.3.1.1 Edificios adyacentes. Las distorsiones en edificios adyacentes se deberán estimar con la información disponible de la estructura adyacente y con los procedimientos de análisis de esta Norma. Alternativamente, se permitirá suponer que la distorsión de entrepiso del edificio adyacente es 3 por ciento de la altura del nivel del diafragma bajo consideración. La combinación de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de las distorsiones de entrepiso deberá ser menor que la separación total en cada nivel de entrepiso. Edificios que tienen sistemas estructurales similares, diafragmas a la misma altura, y que no difieren en altura más de 50 por ciento de la altura del edificio más bajo no deberán cumplir con este inciso para el

nivel de desempeño estructural de seguridad de vida (o el de diseño en NTC-Sismo anterior a 2023) cuando el impacto entre ambas estructuras no dañe la fachada o los aplanados del edificio provocando una amenaza a la protección de la vida por colapsos.

3.5.3.1.2 Mezanines. Se deberá identificar la trayectoria de las cargas del mezanine al sistema resistente lateral principal. Se deberá evaluar la idoneidad de la trayectoria de las cargas. La idoneidad de los elementos de la estructura principal conectados al mezanine se deberá evaluar considerando la magnitud y la ubicación de las fuerzas del mezanine actuando sobre la estructura principal.

3.5.3.2 Configuración del edificio

3.5.3.2.1 Irregularidad por piso débil. Se deberá evaluar de acuerdo con la NTC-Criterios, NTC-Sismo y NTC del material que corresponda a la estructura original.

3.5.3.2.1.1 De manera alternativa, se aceptará usar los factores m del capítulo del material apropiado, excepto que los factores m se deberán dividir entre $(n+1)$ donde n es el número de niveles arriba del nivel considerado. El factor m no deberá ser menor que 1.

3.5.3.2.2 Irregularidad por piso blando. Se deberá realizar un análisis dinámico lineal. La idoneidad de todos los elementos del sistema resistente ante fuerzas inducidas por sismo se deberá evaluar según la NTC-Sismo.

3.5.3.2.3 Irregularidades verticales. El **CDC** se deberá determinar para todos los elementos del sistema resistente a fuerzas inducidas por sismo. Se deberá evaluar la idoneidad de los elementos y las conexiones por debajo de las discontinuidades verticales como elementos controlados por fuerza. Se deberá evaluar la idoneidad de los puntales y los diafragmas para transferir las cargas a los elementos adyacentes del sistema resistente a fuerzas inducidas por sismo como elementos controlados por fuerza.

3.5.3.2.4 Irregularidad geométrica. Se deberá realizar un análisis dinámico lineal.

3.5.3.2.5 Irregularidad en masa. Se deberá realizar un análisis dinámico lineal.

3.5.3.2.6 Irregularidad torsional. Se deberá realizar un análisis de toda la estructura de acuerdo con la NTC-Sismo, incluyendo los efectos de la torsión horizontal. Adicionalmente, todos los elementos que soportan cargas gravitacionales deberán ser capaces de resistir las cargas verticales combinadas con las fuerzas asociadas con los desplazamientos de entrepiso que incluyen la torsión y los efectos P-Delta.

3.5.3.3 Elementos de la cimentación

3.5.3.3.1 Desempeño de la cimentación. Se deberá revisar la magnitud del movimiento diferencial en la cimentación, y se deberá realizar un análisis del edificio. La idoneidad de la estructura se deberá evaluar para todas las cargas gravitacionales y fuerzas inducidas por sismo en combinación con las fuerzas inducidas por el posible movimiento diferencial de la cimentación.

3.5.3.3.2 Volteo. Se deberá realizar un análisis para revisar la idoneidad de la cimentación, incluyendo las cargas gravitacionales y las fuerzas de volteo inducidas por sismo.

3.5.3.3.3 Unión entre elementos de la cimentación. Se deberá evaluar la magnitud de los movimientos diferenciales en la cimentación. La idoneidad de la estructura se deberá evaluar para todas las cargas gravitacionales y fuerzas inducidas por sismo en combinación con las fuerzas inducidas por el posible movimiento diferencial de la cimentación.

3.5.3.4 Aspectos mínimos a revisar en marcos resistentes a momento

3.5.3.4.1 Los aspectos mínimos a revisar en marcos resistentes a momentos serán a) a e), según el material y sistema estructural que corresponda:

- a) Aspectos generales para marcos resistentes a momento:
- 1) Muros diafragma. Cuando muros de concreto o mampostería no estén separados de los elementos del marco resistente a momento, se deberá realizar un análisis para calcular las demandas inducidas por la estructura en los muros y las demandas inducidas en los elementos del marco. Se deberá evaluar la idoneidad de los muros diafragma y el marco para resistir las fuerzas inducidas
 - 2) Revisión de la distorsión de entrepiso. Se deberá realizar un análisis para revisar la idoneidad del marco resistente a momento y los elementos del sistema losa-columna, incluyendo los efectos P-Delta y sus conexiones asociadas
 - 3) Revisión del esfuerzo axial. Se deberá realizar un análisis para revisar las demandas por cargas gravitacionales y de volteo
 - 4) Revisión del esfuerzo cortante. Se deberá revisar la capacidad a fuerza cortante
 - 5) Columna fuerte-viga débil. Se deberá verificar que el marco pueda desarrollar un comportamiento de columna fuerte-viga débil. De manera alternativa, si el porcentaje de uniones columna fuerte-viga débil en cualquier eje de los marcos resistentes a momento es mayor que 50 por ciento de las uniones, se deberá evaluar la capacidad de las columnas para resistir las demandas calculadas, con valores m del capítulo del material apropiado. Si el porcentaje de uniones columna fuerte-viga fuerte en cualquier piso de marcos resistentes a momento es menor que 50 por ciento de las uniones, la habilidad de todas las columnas en cada marco se deberá evaluar para resistir las demandas calculadas en todos los niveles, utilizando factores m del capítulo del material apropiado, excepto que los valores m se deberán dividir entre $(n+1)$ donde n es el número de niveles arriba del nivel bajo consideración. El factor m no puede ser menor que 1.0.
- b) Aspectos en marcos de acero resistentes a momento:
- 1) Conexiones resistentes a momento
 - 2) Revisión del esfuerzo por flexión
 - 3) Zonas de panel
 - 4) Traslapes en las columnas
 - 5) Miembros compactos
 - 6) Penetraciones en viga
 - 7) Placas de continuidad en vigas armadas
 - 8) Arriostamiento fuera del plano en las conexiones viga columna
 - 9) Arriostamiento del patín inferior.
- c) Aspectos a considerar para marcos de concreto resistentes a momento:
- 1) Losas planas (punzonamiento y desplazamientos laterales)
 - 2) Elementos de marcos presforzados
 - 3) Condiciones de columna corta
 - 4) Sin fallas por cortante
 - 5) Barras de vigas continuas
 - 6) Uniones mediante traslapes de barras de refuerzo de las columnas y vigas
 - 7) Separación del refuerzo transversal en vigas y columnas
 - 8) Refuerzo en uniones
 - 9) Excentricidad en la unión
 - 10) Estribos y grapas.
- d) Aspectos a considerar para marcos resistentes a momento de concreto prefabricado:
- 1) Conexiones
- e) Aspectos a considerar para marcos que no forman parte del sistema resistente a fuerzas inducidas por sismo:
- 1) Marcos completos
 - 2) Compatibilidad de las deflexiones
 - 3) Losas planas.

3.5.3.5 Aspectos a considerar para muros de cortante

- a) Aspectos a considerar para muros de cortante:
- 1) Revisión del esfuerzo cortante
 - 2) Espesor del muro y proporciones

- 3) Acero de refuerzo
 - 4) Volteo
 - 5) Refuerzo en las aberturas.
- b) Aspectos a considerar para muros de cortante de concreto:
- 1) Vigas de acoplamiento
 - 2) Refuerzo de confinamiento
 - 3) Conexiones del muro
 - 4) Traslapes en las columnas
 - 5) Cimentación de muros.
- c) Aspectos a considerar para muros de cortante prefabricados:
- 1) Aberturas en los muros
 - 2) Aberturas en las esquinas
 - 3) Conexiones entre muros.
- d) Aspectos a considerar para muros de mampostería sin confinamiento:
- 1) Resistencia a la tensión diagonal
 - 2) Resistencia a volteo.
- e) Aspectos a considerar para muros diafragma en marcos
- 1) Conexiones del muro
 - 2) Muros diafragma de mampostería: resistencia a tensión diagonal, aplastamiento y deslizamiento.

3.5.3.6 Aspectos a considerar para marcos arriostrados

- 3.5.3.6.1 Revisión del esfuerzo axial.
- 3.5.3.6.2 Traslapes en las columnas.
- 3.5.3.6.3 Esbeltez de las diagonales.
- 3.5.3.6.4 Resistencia de la conexión.
- 3.5.3.6.5 Restricción fuera del plano para marcos arriostrados.
- 3.5.3.6.6 Configuraciones de contraventeos tipo K o tipo Chevron.
- 3.5.3.6.7 Contraventeos a tensión.

3.5.4 Análisis de diafragmas

3.5.4.1 Procedimientos generales para diafragmas

- 3.5.4.1.1 Continuidad de cuerdas en diafragmas de piso y techo.
- 3.5.4.1.2 Irregularidades en el plano de los diafragmas.
- 3.5.4.1.3 Refuerzo del diafragma en las aberturas.

3.5.4.2 Análisis de diafragmas tipo losacero de cubierta metálica

- 3.5.4.2.1 Deberá evaluarse la idoneidad de la capacidad de corte del diafragma metálico, así como las vibraciones del sistema de piso de acuerdo con la NTC-Acero.

3.5.4.3 *Análisis de diafragmas prefabricados de concreto*

3.5.4.3.1 Se deberá evaluar la conexión de la losa su resistencia a corte.

3.5.5 *Conexiones*

3.5.5.1 Se deberá revisar el anclaje de muros de mampostería y concreto, así como de paneles prefabricados de concreto, en términos de sus resistencia y rigidez.

3.5.5.2 Se deberá revisar el anclaje de columnas de acero y concreto ante volteo y capacidad de transmisión de fuerza a la cimentación.

3.5.5.3 Se deberá revisar la resistencia a cortante de uniones viga-columna.

3.5.5.3 Se deberá revisar la distorsión de entrepiso y las fuerzas en ménsulas.

3.6 *Requisitos complementarios para la evaluación de Edificios Clase C*

3.6.1 *Alcance*

3.6.1.1. En esta sección se especifican los requisitos para la evaluación de Edificios Nivel C clasificados de acuerdo con la tabla 2.6.2.

3.6.1.2 Se deberá modelar la estructura de conformidad con 3.6, los Capítulos 6, 7 y 8 y las Normas de los materiales según correspondan a la estructura original.

3.6.1.3 Los criterios de aceptación serán los establecidos en las Normas aplicables al *NDemE*.

3.6.1.3.1 Se aceptará utilizar los criterios de aceptación de los Capítulos 6, 7 y 8.

3.6.2 *Requisitos generales*

3.6.2.1 *Nivel de desempeño para fines de evaluación*

3.6.2.1.1 El nivel de desempeño para la evaluación será el seleccionado en 2.4.3.3.

3.6.2.1.2 Si la evaluación basada en el *CDC* demuestra que la estructura es adecuada, entonces el edificio cumple con esta Norma para el *ODE* seleccionado. Si el edificio es rehabilitado de acuerdo con el procedimiento de rehabilitación de esta Norma, entonces el edificio rehabilitado cumple con esta Norma para el *ODR* correspondiente.

3.6.2.2 *Nivel de demanda para fines de evaluación*

3.6.2.2.1 En caso de evaluación por sismo, el peligro sísmico para la evaluación será el seleccionado en 2.4.3.2.4.

3.6.2.3 *Información del edificio existente*

3.6.2.3.1 Se deberá recolectar la información requerida en 3.4.

3.6.2.3.2 Se permitirá utilizar las propiedades de materiales contenidas en 3.4.5.8, o las propiedades de materiales que se tengan disponibles en los planos de diseño y/o memorias de diseño.

3.6.2.4 Procedimientos de análisis para Edificios Tipo C

3.6.2.4.1 En estructuras de muros de carga de mampostería se permitirá utilizar el método simplificado de la NTC-Mampostería, siempre que se cumplan sus limitaciones. En el caso de estructuras a base de marcos de concreto o acero, sin o con muros diafragma de concreto o mampostería se permitirá realizar un análisis estático lineal.

3.6.2.4.2 Los procedimientos de análisis de Edificios Tipo C deberán cumplir con a) a i):

- a) Las cargas gravitacionales y las combinaciones de carga deberán corresponder con lo especificado en la NTC-Criterios
- b) El modelo matemático deberá realizarse en correspondencia con NTC-Sismo y las Normas del material del edificio
- c) La configuración del edificio y sus irregularidades, en caso de análisis estático lineal, deberán incluirse de acuerdo con NTC-Sismo
- d) Los efectos multidireccionales de sismo deberán incluirse cuando se requiera según NTC-Sismo
- e) No será necesario incluir los efectos P-Delta
- f) No será necesario incluir la interacción suelo-estructura
- g) No será necesario incluir la flexibilidad de los diafragmas
- h) Cuando se requiera una evaluación de la separación de edificios, se deberá modelar el edificio vecino mediante análisis estático lineal
- i) No será necesario evaluar las conexiones entre elementos y entre elementos y la cimentación.

3.6.2.5 Criterios de aceptación de la evaluación de Edificios Clase C

3.6.2.5.1 Los criterios de aceptación deberán ser consistentes con el *NDesE*. Las acciones se calcularán según el *NDemE*. La capacidad se calculará de acuerdo con el *NDesE*, los Capítulos 6 a 8 y las Normas de los materiales del edificio.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

4. REQUISITOS GENERALES DE ANÁLISIS Y REVISIÓN PARA FINES DE EVALUACIÓN Y REHABILITACIÓN, Y DE DISEÑO DE LA REHABILITACIÓN

4.1 Alcance general

4.1.1 En este capítulo se presentan los requisitos para a) y b):

- a) Análisis y revisión de la capacidad estructural del edificio por evaluar y, en su caso, rehabilitar (véase 4.2)
- b) Diseño de la rehabilitación (véase 4.3).

4.1.2 En la fig. 1.5.1.c se presenta un diagrama de flujo de los procedimientos de análisis estructural aplicables.

4.2 Análisis y revisión estructural para fines de evaluación y rehabilitación

4.2.1 Alcance

4.2.1.1 El análisis del edificio se deberá realizar mediante los procedimientos señalados en 4.2.3 de esta Norma y de conformidad con sus limitaciones.

4.2.1.2 En los análisis se usarán los factores de carga y las combinaciones de carga requeridas en 4.2.2.1 de esta Norma.

4.2.1.3 No se permitirá el uso de combinaciones de factores de carga y de resistencia del Reglamento vigente con los de versiones anteriores.

4.2.2 Requisitos generales

4.2.2.1 Factores de carga y combinaciones de carga

4.2.2.1.1 Se cumplirán los requisitos de 2.3 y 3.4 de la NTC-Criterios.

4.2.2.1.2 Se aceptará tomar los factores de carga iguales a 1.1 y 1.5 para cargas permanentes y variables, respectivamente, para estructuras del Grupo B y a 1.3 y 1.7 para edificios del Grupo A si se cumple con a) o b) y, en todo caso, c):

- a) La estructura en estudio no exhibe deflexiones verticales, agrietamientos y/o vibraciones excesivos o inaceptables debidos a la carga viva
- b) Si se opta por ello, las pruebas de carga cumplen con 3.5 de la NTC-Criterios
- c) Las cargas permanentes, definidas en 2.1.a de la NTC-Criterios, son estimadas por el Proyectista mediante un levantamiento de las dimensiones, tipos de material, deformaciones y desplazamientos impuestos (como asentamientos diferenciales), movimientos relativos de los apoyos y cargas de presfuerzo en la estructura existente.

4.2.2.1.3 En la estimación de cargas se considerarán, adicionalmente a) a c):

- a) Efectos del daño, deterioro o retiro de la carga en la redistribución de fuerzas
- b) Secuencia en la aplicación de las cargas, incluyendo cargas de construcción y las debidas al apuntalamiento y/o arriostramiento
- c) Cargas y acciones internas durante el proceso de rehabilitación.

4.2.2.2 Factores de resistencia para la evaluación

4.2.2.2.1 Para fines de evaluación se considerará un factor de resistencia $F_R=1.0$.

4.2.2.2.2 No se afectará el cálculo de la longitud de desarrollo (14.4 de la NTC-Concreto) por el factor de resistencia.

4.2.2.3 Factores de resistencia para el diseño de la rehabilitación

4.2.2.3.1 En el diseño de la rehabilitación de edificios con daño nulo, ligero o moderado, se podrán usar los factores de resistencia F_R para estructuras nuevas dependiendo del material que se trate.

4.2.2.3.2 Si el edificio por rehabilitar tiene daño severo se deberán usar los factores de resistencia F_R de las tablas 4.2.2.3.2.a a 4.2.2.3.2.c de acuerdo con el material de la estructura para revisar la resistencia de los elementos y componentes existentes, con excepción de que se considere el efecto del daño en la capacidad estructural (véase 3.4.4.3.4).

Tabla 4.2.2.3.2.a – Factores de resistencia para estructuras de mampostería con daño severo para fines de diseño

Tipo de mampostería	Acción de diseño	F_R
Confinada o reforzada interiormente	Flexocompresión, si $P_u \leq P_R/3$	0.7
	Flexocompresión, si $P_u > P_R/3$	0.5
	Cortante	0.6
Simple	Compresión	0.3
	Cortante	0.4

Tabla 4.2.2.3.2.b – Factores de resistencia para estructuras de concreto con daño severo para fines de diseño

Acción interna o elemento estructural	F_R
Flexión	0.9
Cortante y torsión	0.6
Combinación de flexión y carga axial; si el núcleo está confinado o si la falla es de tensión	0.7
Combinación de flexión y carga axial; si el núcleo no está confinado o si la falla es de compresión	0.6
Elemento de concreto simple	0.6

4.2.2.3.2.c – Factores de resistencia para estructuras de acero con daño severo para fines de diseño

Modo de comportamiento	F_R
Dúctil	De acuerdo con NTC-Acero
Frágil	0.85

4.2.2.3.3 No se afectará el cálculo de la longitud de desarrollo (14.4 de la NTC-Concreto) por el factor de resistencia.

4.2.2.3.4 Para el diseño de nuevos elementos de la rehabilitación se podrán utilizar los factores de resistencia F_R para estructuras nuevas del material que corresponda.

4.2.2.4 Combinaciones de carga adicionales para estructuras rehabilitadas con sistemas externos

4.2.2.4.1 Si se rehabilita la estructura mediante sistemas externos de reforzamiento y que puedan estar sujetos a vandalismo, incendio o impacto, se revisará que, a pesar de ser vandalizada o dañada, pueda soportar las acciones gravitacionales. En caso contrario, se deberán incorporar elementos anti-vandalismo. En el primer caso, la resistencia de diseño de la estructura, sin la rehabilitación, deberá exceder la resistencia requerida en la ec. 4.2.2.4.1:

$$F_R R_n \geq 1.2CP + 0.75CV \tag{4.2.2.4.1}$$

donde CP son las cargas permanentes y CV las cargas variables.

4.2.3 *Análisis estructural para fines de evaluación y de rehabilitación*

4.2.3.1 *Requisitos generales*

4.2.3.1.1 Se analizarán los sistemas resistentes a cargas gravitacionales y a fuerzas laterales, bajo las combinaciones de carga establecidas en 4.2.2.1, que produzcan los efectos máximos en los elementos existentes evaluados (véase fig. 1.5.1.c).

4.2.3.1.2 El análisis estructural se hará usando métodos aceptados que satisfagan el equilibrio de fuerzas y principios de compatibilidad de deformaciones y desplazamientos. El análisis estructural se hará en modelos numéricos tridimensionales de la estructura, con excepción de análisis por el método simplificado de Edificios Clase C.

4.2.3.1.3 Se cumplirán los requisitos generales de análisis de los Capítulos 6, 7 y 8 de esta Norma, así como de la NTC-Sismo, NTC-Viento, NTC-Acero, NTC-Concreto y NTC-Mampostería, según corresponda.

4.2.3.1.4 Adicionalmente, en el análisis estructural se deberán considerar a) a e):

- a) Propiedades de los materiales, geometría, deformaciones y desplazamientos de la estructura, duración de las cargas, contracción y flujo plástico, y la interacción con la cimentación
- b) Efectos de segundo orden
- c) Efectos de deterioro y daño, pérdida de adherencia del acero de refuerzo y la redistribución de fuerzas en los elementos y en la estructura completa
- d) El flujo de fuerzas hasta la cimentación, mediante modelos numéricos tridimensionales
- e) El efecto de reparaciones y reforzamientos previos en el comportamiento local (a nivel del elemento) y de toda estructura.

4.2.3.1.5 El análisis sísmico de la estructura existente, con las modificaciones planteadas para su rehabilitación, se hará de conformidad con la 2.1 de la NTC-Sismo. En el análisis se hará especial énfasis en calcular el cociente demanda-capacidad (**CDC**) en a) a c):

- a) Elementos esenciales para la estabilidad lateral de la estructura
- b) Elementos clave para la integridad de la capacidad a carga gravitacional de la estructura
- c) Elementos que son críticos para cumplir con el **ODR** y que pueden resultar o que hayan resultado con daño durante la respuesta sísmica.

4.2.3.2 *Modelado numérico*

4.2.3.2.1 *Supuestos básicos*

4.2.3.2.1.1 Los Edificios Clase A, B y C se analizarán de conformidad con la tabla 2.6.2 y la fig. 1.5.1.c.

4.2.3.2.1.2 Un edificio deberá modelarse, analizarse y evaluarse como un conjunto tridimensional de elementos, con excepción de los edificios Clase C a base de muros de carga y para los que se pueda aplicar el Método Simplificado de 12.3 de la NTC-Mampostería.

4.2.3.2.1.3 El modelado de la rigidez de los elementos estructurales se basará en los requisitos de rigidez de los Capítulos 6 a 8 de esta Norma.

4.2.3.2.1.4 Para análisis no lineales, deberán modelarse, explícitamente, las conexiones con el diafragma, en caso de que éstas sean más débiles o tengan una menor ductilidad que los elementos que se encuentran conectados o si la flexibilidad de las conexiones da como resultado un aumento en las deformaciones relativas entre conexiones adyacentes de más de 10 por ciento.

4.2.3.2.2 Torsión

4.2.3.2.2.1 Los efectos de torsión deberán considerarse de acuerdo con 2.3 de la NTC-Sismo. No será necesario considerar la torsión en edificios con diafragmas flexibles ni en Edificios Clase C a base de muros de carga para los que sea aplicable el Método Simplificado de 12.3 de la NTC-Mampostería.

4.2.3.2.2.2 Cuando se evalúan dos o más *NDesE* sísmico mediante análisis no lineales y se utiliza un modelo tridimensional, sólo será necesario incluir la torsión accidental en el análisis para el nivel de desempeño más alto o estricto.

4.2.3.2.3 Elementos estructurales primarios y secundarios

4.2.3.2.3.1 Los elementos que afecten la rigidez lateral o la distribución de fuerzas en una estructura, o que se encuentren cargados debido a la deformación lateral de la estructura, se deberán clasificar como primarios o secundarios, incluso si no se diseñaron para ser parte del sistema resistente a fuerzas inducidas por sismo.

4.2.3.2.3.2 Un elemento estructural que es requerido para resistir las fuerzas inducidas por sismo y deformarse para alcanzar el nivel de desempeño seleccionado se deberá clasificar como primario.

4.2.3.2.3.3 Un elemento estructural que deberá deformarse y que no es requerido para resistir las fuerzas inducidas por sismo para que la estructura alcance el nivel de desempeño seleccionado se podrá clasificar como secundario.

4.2.3.2.3.4 Los elementos primarios deberán ser evaluados ante fuerzas y deformaciones inducidas por sismo en combinación con los efectos de las cargas gravitacionales. Los elementos secundarios se evaluarán ante deformaciones inducidas por sismo en combinación con los efectos de las cargas gravitacionales.

4.2.3.2.3.5 Los modelos matemáticos empleados en procedimientos de análisis lineal incluirán la rigidez y la resistencia únicamente de los elementos primarios. Si la rigidez lateral inicial total de los elementos secundarios en un edificio excede 25 por ciento de la rigidez lateral inicial total de los elementos primarios, deberán reclasificarse algunos elementos secundarios como elementos primarios para reducir la rigidez total de los elementos secundarios a menos de 25 por ciento de los elementos primarios. Si la inclusión de un elemento secundario aumenta las demandas de fuerza o deformación en un elemento primario, el elemento secundario se reclasificará como primario y se incluirá en el modelo.

4.2.3.2.3.6 Los modelos matemáticos empleados en análisis no lineales deberán incluir la rigidez y resistencia de los elementos primarios y secundarios. La degradación de la resistencia y la rigidez de los elementos primarios y secundarios se modelará de forma explícita.

4.2.3.2.3.7 Los elementos no estructurales se clasificarán como elementos estructurales y se incluirán en los modelos matemáticos si su rigidez lateral o su resistencia excede 10 por ciento de la rigidez lateral inicial total o la resistencia esperada de un entrepiso, respectivamente.

4.2.3.2.3.8 Los elementos no se designarán selectivamente como primarios o secundarios para cambiar la configuración de un edificio de irregular a regular.

4.2.3.2.4 Supuestos de rigidez y resistencia

4.2.3.2.4.1 Las propiedades de rigidez y resistencia de los elementos se determinarán de acuerdo con los requisitos de los Capítulos 6 a 8, según el material de la estructura original que corresponda.

4.2.3.2.5 Modelado de la cimentación

4.2.3.2.5.1 El sistema de cimentación se modelará considerando el grado de fijación en la base de la estructura. La cimentación se modelará de conformidad con la NTC-Cimentación.

4.2.3.2.5.2 No será necesario modelar la cimentación de Edificios Clase C, con excepción de 4.2.3.6.2.

4.2.3.2.6 Amortiguamiento

4.2.3.2.6.1 Para análisis estáticos lineales, dinámicos lineales y estáticos no lineales se emplearán los espectros de respuesta con un amortiguamiento del 5 por ciento del Capítulo 3 de la NTC-Sismo, excepto para edificios que utilizan elementos de aislamiento sísmico o elementos de disipación de energía, para los que se deberá calcular una relación de amortiguamiento viscoso efectivo equivalente, β , empleando los procedimientos especificados en los capítulos 12 y 13 de la NTC-Sismo.

4.2.3.2.6.2 Para el procedimiento de análisis dinámico no lineal, la relación de amortiguamiento viscoso efectivo elástico objetivo no deberá exceder 3 por ciento ($\beta=0.03$), excepto para edificios que cumplan cualquiera de los siguientes criterios a) y b):

- a) Para edificios sin acabados exteriores, el índice de amortiguamiento viscoso elástico efectivo objetivo no deberá exceder el 1 por ciento ($\beta=0.01$)
- b) Se permitirán relaciones de amortiguamiento viscoso elástico efectivo objetivo más altas si se corroboran mediante análisis o ensayos.

Comentario:

Es usual que en edificios sin acabados exteriores o muros no estructurales interiores, se suponga una relación de amortiguamiento viscoso efectivo, β , igual a 2 por ciento del amortiguamiento crítico ($\beta=0.02$). En caso de que se cuente con suficientes análisis y datos de pruebas basados en las características específicas del edificio se podrá hacer uso de una relación de amortiguamiento crítico diferente a 5 por ciento ($\beta=0.05$).

4.2.3.3 Configuración

4.2.3.3.1 Si el edificio posee irregularidades en elevación y/o en planta, el modelo deberá tomar en cuenta dichas irregularidades.

4.2.3.4 Efectos sísmicos bidireccionales

4.2.3.4.1 Los edificios se evaluarán y/o rehabilitarán para hacer frente a movimientos sísmicos en cualquier dirección horizontal. Se considerará que los efectos sísmicos bidireccionales actúan de forma concurrente como se especifica en 2.5 de la NTC-Sismo.

4.2.3.4.2 Efectos sísmicos verticales

4.2.3.4.2.1 Los efectos de la respuesta vertical de una edificación al movimiento sísmico del suelo se considerarán para cualquiera de los siguientes casos:

- a) Elementos horizontales en voladizo que proporcionan soporte a cargas gravitacionales
- b) Elementos horizontales pretensados
- c) Elementos de la estructura, con excepción de la cimentación, en los que las demandas provocadas por las cargas gravitacionales (cargas permanentes y variables con los factores de carga especificados en 4.2.2.1) superen 80 por ciento de la capacidad nominal del elemento
- d) Para elementos que requieren la consideración de los efectos sísmicos verticales, la respuesta vertical de una estructura al movimiento sísmico del suelo no necesita combinarse con los efectos de la respuesta horizontal.

4.2.3.5 Efectos P-Delta

4.2.3.5.1 Los efectos P-Delta se incluirán en los procedimientos de análisis lineal y no lineal. Para los análisis no lineales, los efectos P-Delta estáticos se incorporarán en el análisis al incluir en el modelo matemático la relación fuerza-deformación no lineal de todos los elementos sujetos a fuerzas axiales.

4.2.3.5.2 No será necesario revisar los efectos P-Delta en Edificios Clase C.

4.2.3.6 *Interacción suelo-estructura*

4.2.3.6.1 Los efectos de la interacción suelo-estructura deberán evaluarse para aquellos edificios donde un aumento en el periodo fundamental causado por los efectos de la interacción suelo-estructura da como resultado un aumento en las aceleraciones espectrales. Para otros edificios, no es necesario evaluar los efectos de la interacción suelo-estructura.

4.2.3.6.2 La interacción suelo-estructura se estimará de conformidad con el Capítulo 9 de la NTC-Sismo. No será necesario considerar la interacción suelo-estructura en Edificios Clase C ubicados en Zona I y Zona II.

4.2.3.7 *Volteo*

4.2.3.7.1 Los edificios se evaluarán y/o rehabilitarán para resistir los efectos de volteo causados por las fuerzas inducidas por sismo. Cada elemento resistente a fuerza vertical que reciba fuerzas inducidas por sismo causadas por volteo deberá ser analizado ante los efectos acumulativos de las fuerzas inducidas por sismo aplicadas en y por encima del nivel bajo consideración. Los efectos del volteo en la cimentación y en los elementos geotécnicos se deberán considerar en la evaluación y/o rehabilitación de la cimentación con respecto a las resistencias y rigideces como se especifica en el Capítulo 5 de esta Norma y en la NTC-Cimentaciones.

4.2.3.8 *Diafragmas, cuerdas, colectores y tensores*

4.2.3.8.1 Los diafragmas son elementos horizontales que transfieren las fuerzas de inercia inducidas por sismo a los elementos verticales del sistema resistente a fuerzas inducidas por sismo a través del trabajo conjunto de los elementos del diafragma, incluidos cuerdas, colectores y tensores.

4.2.3.8.2 Se deberán proporcionar diafragmas en cada nivel de la estructura según sea necesario para conectar las masas del edificio a los elementos verticales primarios del sistema resistente a fuerzas inducidas por sismo. El modelo numérico del edificio deberá dar cuenta del comportamiento de los diafragmas como se especifica en este inciso.

4.2.3.8.3 Los diafragmas y sus conexiones a los elementos verticales que brindan soporte lateral deberán cumplir con los requisitos especificados en las Normas correspondientes a cada material.

4.2.3.8.4 *Clasificación de diafragmas*

4.2.3.8.4.1 Los diafragmas se clasificarán como flexibles cuando la deformación horizontal máxima del diafragma a lo largo de su longitud sea más del doble de la distorsión promedio de los elementos verticales resistentes a fuerzas inducidas por sismo del entrepiso inmediato inferior del diafragma.

4.2.3.8.4.2 Los diafragmas se clasificarán como rígidos cuando la deformación lateral máxima del diafragma sea menor que la mitad de la distorsión promedio de los elementos verticales resistentes a fuerzas inducidas por sismo del entrepiso inmediato inferior del diafragma.

4.2.3.8.4.3 En lugar de clasificar un diafragma como flexible según el cálculo, se permitirá clasificar los diafragmas contruidos con losacero o paneles estructurales de madera como flexibles.

4.2.3.8.5 *Modelo matemático de diafragmas*

4.2.3.8.5.1 El modelado matemático de edificios rígidos deberá tener en cuenta los efectos de torsión como se especifica en 2.3 y en los Capítulos 5 y 8 de la NTC-Sismo.

4.2.3.8.5.2 Alternativamente al Capítulo 8 de la NTC-Sismo, las fuerzas en los tensores del diafragma se podrán calcular según 4.2.3.8.8.

4.2.3.8.6 Cuerdas del diafragma

4.2.3.8.6.1 Se deberá proporcionar un elemento reforzado en cada borde del diafragma (ya sea en el perímetro o en una abertura) para resistir la tensión o compresión resultante del momento del diafragma. Este elemento de borde será una cuerda continua dentro del diafragma; un elemento continuo de un elemento de muro o de un marco; o una combinación de elementos continuos de muro, marco y cuerda. Los elementos de borde se evaluarán o rehabilitarán para transferir las fuerzas inducidas por sismo en los límites del diafragma. En los entrantes de las esquinas de los diafragmas y en las esquinas de las aberturas de los diafragmas, las cuerdas del diafragma deberán extenderse una distancia suficiente para desarrollar las fuerzas más allá de las esquinas.

4.2.3.8.7 Colectores del diafragma

4.2.3.8.7.1 En cada elemento vertical del sistema resistente a fuerzas inducidas por sismo, se deberá proporcionar un colector para transferir a cada elemento las fuerzas en el diafragma que superen las fuerzas que pueden ser transferidas directamente al elemento por cortante. El colector del diafragma deberá extenderse más allá del elemento y conectarse al diafragma para transferir la totalidad de las fuerzas.

4.2.3.8.8 Tensores del diafragma

4.2.3.8.8.1 Los diafragmas estarán provistos de tensores entre cuerdas o bordes. Como mínimo, los tensores deberán evaluarse y/o rehabilitarse para resistir una tensión axial como igual a la ec. 4.2.3.8.8.1:

$$F_p = 0.4S_{XS}W_d \quad (4.2.3.8.8.1)$$

donde: F_p = fuerza axial a tensión para la evaluación o rehabilitación de los tensores entre el diafragma y las cuerdas o bordes; S_{XS} = aceleración espectral; y W_d = peso tributario en esa porción del diafragma extendido entre la mitad de la distancia a cada tensor o borde adyacente.

4.2.3.9 Continuidad

4.2.3.9.1 Todos los elementos estructurales se conectarán para transferir las fuerzas de inercia generadas por la respuesta dinámica de cada elemento al resto de la estructura. Las acciones resultantes de las fuerzas especificadas en esta sección se considerarán controladas por fuerza:

- Las conexiones de los elementos deberán ser capaces de resistir, en cualquier dirección, la fuerza horizontal calculada utilizando la ec. 4.2.3.9.1. Estas conexiones no se requieren si las partes individuales de la estructura son autoportantes y están separadas por una junta de construcción que permite el movimiento independiente durante la respuesta dinámica de acuerdo con 4.2.3.12:

$$F_p = 0.133S_{XS}W_d \quad (4.2.3.9.1)$$

- Se deberá proporcionar una conexión para resistir la fuerza horizontal que actúa paralelamente a cada viga o armadura a su apoyo. La conexión deberá tener una resistencia mínima de 5 por ciento de la fuerza debido a la combinación de carga muerta y la carga viva
- Cuando se proporcione un apoyo de tipo deslizante al final de un elemento, la longitud de apoyo deberá ser suficiente para acomodar el desplazamiento diferencial esperando entre el elemento y el apoyo.

4.2.3.10 Muros y su anclaje

4.2.3.10.1 Los muros deberán evaluarse y/o rehabilitarse para resistir fuerzas de inercia fuera del plano según los requisitos de esta sección y según lo requieran los sistemas estructurales especificados en los Capítulos 6 a 8. Las acciones que resulten de la aplicación de las fuerzas especificadas en esta sección se considerarán como controladas por fuerza. Los muros no estructurales se evaluarán utilizando las disposiciones del Capítulo 8 de la NTC-Sismo.

4.2.3.10.2 Anclaje de muros fuera del plano a diafragmas

4.2.3.10.2.1 Cada muro deberá anclarse a todos los diafragmas que brinden soporte lateral al muro o que estén sostenidos verticalmente por el muro. Los muros se deberán anclar a los diafragmas a una separación horizontal que no exceda 2.5 m, a menos que se pueda demostrar que el muro tiene la capacidad adecuada para extenderse horizontalmente entre los soportes para distancias mayores. El anclaje de los muros a los diafragmas deberá evaluarse y/o rehabilitarse para las fuerzas calculadas según 8.3 de la NTC-Sismo. Cuando los muros se rigidizan fuera del plano mediante columnas o elementos similares, se colocarán anclajes en cada uno de dichos elementos, y la distribución de las fuerzas fuera del plano a los anclajes del muro y a los tensores del diafragma deberán considerar el efecto de rigidez y la acumulación de las fuerzas en estos elementos.

4.2.3.10.3 Resistencia fuera del plano de los muros

4.2.3.10.3.1 Los elementos del muro deberán tener una resistencia suficiente entre los apoyos fuera de plano cuando se someten a fuerzas fuera del plano calculadas con la ec. 4.2.3.10.3.1.a, pero no menores que las fuerzas calculadas con la ec. 4.2.3.10.3.1.b:

$$F_P = 0.4S_{XS}\chi W_P \quad (4.2.3.10.3.1.a)$$

$$F_{P,min} = 0.1\chi W_P \quad (4.2.3.10.3.1.b)$$

Tabla 4.2.3.10.3.1.a – Factor χ para el cálculo de las fuerzas en los anclajes del muro fuera del plano

Nivel de desempeño estructural	χ
Prevención del colapso	0.9
Seguridad de vida	1.3
Ocupación inmediata	2.0

Tabla 4.2.3.10.3.1.b – Factor χ para el cálculo de la resistencia fuera del plano del muro

Nivel de desempeño estructural	χ
Prevención del colapso	0.8
Seguridad de vida	1.1
Ocupación inmediata	1.7

4.2.3.10.3.2 Si el *NDemE* o *NDemR* corresponde a una NTC-Sismo anterior a la de 2023, se revisará la resistencia fuera del plano de muros solamente para el nivel de desempeño de seguridad de vida de las tablas 4.2.3.10.3.1.a y 4.2.3.10.3.1.b.

4.2.3.11 Estructuras que comparten elementos estructurales

4.2.3.11.1 Los edificios que comparten elementos resistentes a fuerzas inducidas por sismo o verticales deberán evaluarse y/o rehabilitarse considerando la interconexión de las dos estructuras, o deberán separarse como se especifica en este inciso.

4.2.3.11.2 Interconexión

4.2.3.11.2.1 Las edificaciones que compartan elementos comunes, distintos de los elementos de la cimentación, se unirán de manera que se comporten como una unidad integral. Las uniones entre las estructuras en cada nivel deberán evaluarse y/o rehabilitarse para las fuerzas especificadas en 4.2.3.9. Los análisis de la respuesta conjunta de los edificios tendrán en cuenta la interconexión de las estructuras y evaluarán las estructuras como una unidad integral.

4.2.3.11.2.2 Si los elementos compartidos son elementos de cimentación y las superestructuras cumplen con los requisitos de separación de 1.8 de la NTC-Sismo, no es necesario unir las estructuras. Los elementos de cimentación compartidos deberán evaluarse y/o rehabilitarse considerando un análisis de la respuesta conjunta de los edificios.

4.2.3.11.4 Separación de edificios que comparten elementos estructurales

4.2.3.11.4.1 Las edificaciones que compartan elementos resistentes se separarán completamente colocando juntas sísmicas entre las estructuras, cumpliendo los requisitos de 1.8 de la NTC-Sismo. Se deberán proporcionar sistemas independientes resistentes a fuerzas inducidas por sismo para cada estructura. Se deberá proporcionar soporte vertical independiente a cada lado de la junta sísmica, a menos que se usen apoyos deslizantes y se proporcionen longitudes de apoyo adecuadas para permitir el movimiento lateral independiente esperado de cada estructura. Se supondrá para estos efectos que las estructuras se desfazan entre sí en direcciones opuestas simultáneamente. Los elementos compartidos deberán retirarse por completo o anclarse a una de las estructuras de acuerdo con los requisitos aplicables de 4.2.3.9.

4.2.3.12 Separación de edificios colindantes

4.2.3.12.1 Separación mínima

4.2.3.12.1.1 Los edificios deberán estar separados de las estructuras adyacentes por la distancia mínima señalada en 1.8 de la NTC-Sismo.

4.2.3.12.2 Excepciones de separación

4.2.3.12.2.1 Para *NDesR* de seguridad de vida o prevención de colapso, los edificios adyacentes a estructuras que tienen diafragmas ubicados a la misma altura y difieren en altura en menos de 50 por ciento de la altura del edificio más bajo no necesitan cumplir con la distancia de separación mínima especificada en 4.2.3.12.1.

4.2.3.12.2.2 Cuando se utilice un procedimiento de análisis que tenga en cuenta el cambio en la respuesta dinámica de las estructuras causado por el impacto, los edificios evaluados y/o rehabilitados no necesitan cumplir con la distancia de separación mínima especificada en 4.2.3.12.1. Dicho análisis deberá demostrar que se cumple a) o b):

- Las estructuras son capaces de transferir fuerzas resultantes del impacto entre diafragmas ubicados en la misma altura
- Las estructuras son capaces de resistir todas las fuerzas verticales y laterales requeridas, que consideren la pérdida de cualquier elemento o elemento dañado por el impacto de las estructuras.

4.2.3.13 Estructuras inclinadas

4.2.3.13.1 Si el desplomo de la construcción excede 0.01 veces su altura, se tomará en cuenta la asimetría multiplicando las fuerzas sísmicas de diseño por el factor F_a establecido en 2.7 de la NTC-Sismo. Para ello, cuando el sistema estructural exhiba simetría en fluencia en ausencia de desplomo, el valor de α usado para estimar los parámetros de la tabla 2.7.1 de la NTC-Sismo será igual a la ec. 4.2.3.13.1.a:

$$\alpha = \theta_a \quad (4.2.3.13.1.a)$$

donde θ_a es el desplomo de la construcción medido en la azotea dividido entre su altura total sobre el desplante. En caso de que el sistema estructural exhiba asimetría en fluencia en ausencia de desplomo, el valor de α considerará las asimetrías debidas a la inclinación y al sistema estructural de acuerdo con la ec. 4.2.3.13.1.b cuando el desplomo se dé en el sentido débil de la estructura (sentido en que la estructura alcanza V_b^d en ausencia de desplomo), y de acuerdo con la ec. 4.2.3.13.1.c cuando el desplomo se dé en el sentido fuerte de la estructura (sentido en que la estructura alcanza V_b^f en ausencia de desplomo).

$$\alpha = \alpha_{sd} + \theta_a \quad (4.2.3.13.1.b)$$

$$\alpha = |\alpha_{sd} - \theta_a| \quad (4.2.3.13.1.c)$$

donde α_{sd} se estima con la ecuación 2.7.3 de la NTC-Sismo, y V_b^f y V_b^d son, respectivamente, las cortantes basales de fluencia en los sentidos fuerte y débil de la estructura en la dirección de análisis.

4.2.3.13.2 Si se emplea el procedimiento de análisis dinámico no lineal paso a paso indicado en 7.4 de la NTC-sismo, se hará consideración explícita de la inclinación.

Comentario:

La disposición referente al efecto de desplomos en la capacidad sísmica estructural se relaciona con la aplicación de lo que se especifica en 2.7 de la NTC-Sismo para estructuras cuya capacidad ante carga lateral difiere en los dos sentidos de la dirección en que se analiza. Cuando una construcción presente desplomo y, además, asimetría en fluencia en la misma dirección se sumarán los dos efectos; si la estructura no presenta asimetría en fluencia, α_{sd} es igual a cero, y por lo tanto se usará la ec. 4.2.3.13.1.a, en donde θ_a representa el nivel de asimetría. En el caso de que el sistema estructural exhiba asimetría en fluencia en ausencia de desplomo, se usarán la ecs. 4.2.3.13.1.b y 4.2.3.13.1.c. El efecto acumulativo al que se refieren estas ecuaciones considera el hecho de que la rigidez lateral de la estructura es la misma en ambos casos, como se ilustra en la fig. 2.7.1 de la NTC-Sismo.

4.2.4 Verificación de supuestos de análisis

4.2.4.1 Cada elemento deberá evaluarse para verificar que las ubicaciones de las deformaciones inelásticas supuestas en el análisis sean consistentes con los requisitos de resistencia y equilibrio a lo largo de la longitud del elemento. Cada elemento también deberá ser evaluado para determinar la capacidad de carga gravitacional residual posterior al sismo mediante un procedimiento de análisis racional aprobado por el Director y, en su caso, el Corresponsable que tenga en cuenta la redistribución potencial de las cargas gravitacionales y la reducción de la resistencia o rigidez causada por el daño del sismo a la estructura.

4.2.5 Estados límite de servicio

4.2.5.1 Si en la inspección del edificio se identifican problemas de servicio, el Proyectista deberá evaluar las condiciones de servicio a partir de la geometría y propiedades de la estructura a fin de determinar su efecto en los desplazamientos, vibración y deformaciones.

4.2.6 Análisis para el diseño de la rehabilitación

4.2.6.1 En adición a los requisitos de 4.2.3.1 a 4.2.3.14, se aplicarán las siguientes disposiciones en el análisis estructural para fines del diseño de la rehabilitación.

4.2.6.2 El análisis para fines de diseño de la rehabilitación deberá considerar los efectos de la secuencia de aplicación de las cargas y retiro del material. Se incluyen las cargas adicionales, fuerzas de presfuerzo, vibración, efectos de apuntalamiento y arriostamiento, así como deformación de apoyos.

4.2.6.3 Se deberán considerar las variaciones de las propiedades de los materiales a lo largo de un elemento, en especial si se construyó por etapas. Una vez calibrados los métodos de evaluación no destructiva con los valores medidos de resistencia y módulo de elasticidad, se verificará la variación de las propiedades de los materiales en la longitud del elemento.

4.2.6.4 En el análisis de secciones, se usarán principios de mecánica. Se supondrá un comportamiento monolítico total, sin deslizamiento entre los materiales existentes y los usados en la rehabilitación. Para lograrlo se deberán satisfacer 4.3.3, 4.3.4, 4.3.6.6 y 9.3 de esta Norma, según corresponda.

4.2.6.5 Se incluirá en el análisis, la interacción entre los elementos estructurales y los elementos no estructurales que puedan afectar la respuesta durante un sismo.

4.2.6.6 Se aceptará que los elementos estructurales, reparados o añadidos, no contribuyen a resistir el sismo, si esta consideración no afecta desfavorablemente al sistema resistente a fuerzas laterales.

4.2.6.7 Para fines de evaluación, cuando la estructura tenga daños nulos o ligeros y cumpla con las condiciones especificadas en 3.4, bastará con realizar un análisis estático o dinámico de acuerdo con la NTC-Sismo, usando un valor del factor de comportamiento sísmico no mayor que $Q=2.0$. Este factor será afectado por el factor de irregularidad que corresponde a la estructura.

4.2.6.8 Cuando la estructura tenga daños moderados o severos, se podrá seguir lo indicado en 4.3.3.6.

4.2.6.9 Para fines de rehabilitación, se usará un valor del factor de comportamiento sísmico no mayor que $Q=2.0$, a menos que en esta Norma se requiera un valor de Q menor.

4.2.6.10 No se aceptará el uso de $Q=3.0$ o $Q=4.0$ para el diseño de la rehabilitación de una estructura de un edificio del Grupo A, a menos que sea de Clase A y sea aprobado por el Director y el Corresponsable.

4.2.6.11 Se cumplirán los requisitos de análisis para la técnica o la combinación de técnicas de rehabilitación propuestas que se señalan en el Capítulo 9 de esta Norma.

4.2.6.12 Si el periodo fundamental de vibración de la estructura existente se encuentra dentro de los límites de tabla 2.4.3.2.2, será necesaria la medición experimental del periodo.

4.2.6.13 En el cálculo del periodo fundamental de vibración se considerará el agrietamiento de los elementos a partir de la inspección ocular y detallada del edificio.

4.2.6.14 Se aceptará obtener una primera estimación del periodo efectivo del sistema suelo-estructura, \tilde{T}_e , con las ecs. 4.2.6.14.a y 4.2.6.14.b en función del número de pisos, n , para edificios a base de marcos y muros en la Zona II y III y en la Zona I, respectivamente:

$$\tilde{T}_e = (0.085 \text{ a } 0.095)n \quad (4.2.6.14.a)$$

$$\tilde{T}_e = (0.040 \text{ a } 0.063)n \quad (4.2.6.14.b)$$

4.2.6.14.1 En el caso de estructuras en Zona II, con suelos cuyas velocidades de ondas de cortante (V_s) son mayores que 100 m/s, los periodos se podrán considerar entre $\tilde{T}_e = (0.040 \text{ a } 0.063)n$.

4.2.7 Selección del procedimiento de análisis

4.2.7.1 El procedimiento de análisis deberá ser el indicado en la tabla 2.6.2 según la clasificación del edificio (véase fig. 1.5.1.c).

4.2.7.2 El procedimiento de análisis deberá cumplir con alguno de los siguientes puntos a) a c):

- Análisis lineal por el Método Simplificado para Edificios Clase C a base de muros de carga que cumpla con los requisitos 12.3 de la NTC-Mampostería
- Análisis lineal sujeto a las limitaciones especificadas en 4.2.7.4 y que cumplan el procedimiento estático lineal (PEL) en correspondencia con 4.2.8.1 o el procedimiento dinámico lineal (PDL) en correspondencia con 4.2.8.2
- Análisis no lineal sujeto a las limitaciones especificadas en 4.2.7.5 y que cumplan el procedimiento estático no lineal (PENL) en correspondencia con 4.2.8.3 o el procedimiento dinámico no lineal (PDNL) en correspondencia con 4.2.8.4.

4.2.7.3 Los resultados del análisis deberán cumplir los criterios de aceptación aplicables seleccionados según 4.2.9.

4.2.7.4 Análisis lineales

4.2.7.4.1 Los análisis lineales serán permitidos para edificios regulares o irregulares, de acuerdo con la clasificación de irregularidades del Capítulo 5 de la NTC-Sismo.

4.2.7.4.2 La determinación de la irregularidad deberá estar basada en la configuración de la estructura original o rehabilitada de acuerdo con la clasificación de irregularidad del Capítulo 5 de la NTC-Sismo.

4.2.7.5 Análisis no lineales

4.2.7.5.1 Los análisis no lineales serán permitidos para los edificios Clase A y B. Se deberán utilizar análisis no lineales en aquellos edificios en los cuales no se permiten análisis lineales de conformidad con la tabla 2.6.2.

4.2.7.5.2 Se permitirá el uso de PENL para estructuras que cumplan todas las características a) y b) que se enlistan a continuación:

- a) El cociente de resistencia $\mu_{resistencia}$, calculado de acuerdo con la ecuación 4.2.7.5.2.a, es menor que el $\mu_{m\acute{a}x}$ calculado según la ecuación 4.2.7.5.2.b. Si $\mu_{resistencia}$ es mayor que $\mu_{m\acute{a}x}$, se deberá realizar un análisis con PDNL.

$$\mu_{resistencia} = \frac{S_a}{V_y/W} C_m \quad (4.2.7.5.2.a)$$

donde:

S_a = aceleración del espectro de respuesta en el periodo fundamental efectivo, T_e (calculado con la ecuación 4.2.8.3.3), y porcentaje de amortiguamiento del edificio en la dirección bajo consideración calculada de acuerdo con la NTC-Sismo

V_y = resistencia de fluencia del edificio en la dirección bajo consideración calculada utilizando resultados del PENL para la curva carga-desplazamiento idealizada realizada para el edificio de acuerdo con 4.2.8.3.3.d
 W = peso sísmico efectivo que incluye la carga muerta total y la carga viva con intensidad instantánea de acuerdo con la tabla 6.1.2.2 de la NTC-Criterios

C_m representa el factor de masa efectivo de la tabla 4.2.7.5.2. Alternativamente, C_m se permitirá obtener como el factor de participación de masa modal efectiva calculado para el modo fundamental utilizando un análisis de eigenvalor. C_m se deberá tomar como 1.0 si el periodo fundamental, T , es mayor que 1.0 s.

$$\mu_{m\acute{a}x} = \frac{\Delta_d}{\Delta_y} + \frac{|\alpha_e|^{-h}}{4} \quad (4.2.7.5.2.b)$$

$$h = 1 + 0.15 \ln T_e \quad (4.2.7.5.2.c)$$

donde:

Δ_d = menor valor del desplazamiento objetivo δ_t , o el desplazamiento correspondiente al cortante basal máximo definido en la fig. 4.2.8.3.3

δ_t = desplazamiento objetivo calculado de acuerdo con 6.5 de la NTC-Sismo

Δ_y = desplazamiento en la resistencia de fluencia efectiva definida en la fig. 4.2.8.3.3

α_e = cociente de la pendiente negativa posterior a la fluencia definida en la fig. 4.2.8.3.3. Este cociente incluye los efectos P-Delta, la degradación en el mismo ciclo y la degradación cíclica.

- b) Los efectos de los modos superiores se evaluarán como se define a continuación:

- 1) Para determinar si los modos superiores son significativos, se deberá realizar un análisis modal espectral (procedimiento dinámico lineal PDL) para la estructura con los modos suficientes para producir una participación de 90 por ciento de la masa. Se deberá realizar un segundo análisis modal espectral, considerando solamente la participación del primer modo. Los efectos de modos superiores se deberán considerar significativos si el cortante, en algún entrepiso, resultante del análisis modal que considera los modos necesarios para obtener una participación de 90 por ciento de la masa, excede 130 por ciento del cortante correspondiente a ese entrepiso considerando solo la respuesta del primer modo. Se permitirá utilizar las modificaciones de la interacción suelo-estructura del Capítulo 9 de la NTC-Sismo para demostrar el cumplimiento de este requisito
- 2) Si los efectos de los modos superiores son significativos y se realiza un análisis con un PDL para complementar, se permitirá el uso del PENL. En aquellos edificios en los que los efectos de los modos superiores sean significativamente altos, se deberán cumplir en ambos análisis los criterios de aceptación de esta Norma, excepto que, en el caso del PDL, se permitirá un incremento con un factor 1.33 en los criterios de aceptación para acciones controladas por deformación (factores m) contenidos en los Capítulos 6 a 8. Un edificio analizado con el PENL, con o sin una evaluación complementaria con PDL, deberá cumplir los criterios de aceptación para análisis no lineales especificados en 4.2.9.3.2.

Tabla 4.2.7.5.2 – Valores para el factor de masa efectiva C_m

Número de niveles	Marco de concreto resistente a momento	Muro de concreto	Vigas peraltadas de concreto en fachadas	Marco de acero resistente a momento	Marco de acero con arriostramiento concéntrico	Marco de acero con arriostramiento excéntrico	Otro
1-2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
3 o más	0.9	0.8	0.8	0.9	0.9	0.9	1.0

4.2.7.5.3 Se permitirá el uso de PDNL para todas las estructuras sólo para fines de revisión del diseño de la rehabilitación o revisión de la evaluación. Cuando se utiliza el PDNL, el Director y, en su caso, el Corresponsable deberán considerar como requisito la revisión y aprobación de un Especialista con experiencia en diseño sísmico y análisis no lineales.

4.2.7.5.3.1 En ningún caso se aceptará usar los resultados del PDNL para reducir dimensiones, acero de refuerzo o detallado de los elementos estructurales.

Comentario:

En ASCE 41, el desplazamiento objetivo en cada nivel δ_t se determina con la siguiente ecuación:

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g$$

donde:

S_a = aceleración del espectro de respuesta en el periodo fundamental efectivo del edificio y con su fracción de amortiguamiento en la dirección bajo consideración

g = aceleración de la gravedad

C_0 = factor de modificación para relacionar el desplazamiento espectral de un sistema de un grado de libertad equivalente al desplazamiento en la azotea del edificio de varios grados de libertad utilizando uno de los siguientes procedimientos:

- 1) El factor de participación de masa del primer modo multiplicado por la ordenada de la primera forma modal en el nodo de control
- 2) El factor de participación de masa calculada utilizando el vector de forma correspondiente a la configuración deformada del edificio en el desplazamiento objetivo multiplicado por la ordenada del vector de forma en el nodo de control
- 3) Un valor adecuado de la tabla C4.2.7.5.

Tabla C4.2.7.5 – Valores del factor de modificación C_0

Número de niveles	Edificios de cortante ^[1]		Otros edificios
	Patrón de carga triangular	Patrón de carga uniforme	Cualquier patrón de carga
1	1.0	1.0	1.0
2	1.2	1.15	1.2
3	1.2	1.2	1.3
5	1.3	1.2	1.4
10+	1.3	1.2	1.5

Los valores intermedios se calculan a partir de una interpolación lineal

^[1]Edificios en donde en todos los niveles, la distorsión de entrepiso disminuye con el aumento de la altura.

C_1 = factor de modificación que relaciona los desplazamientos inelásticos máximos esperados con los desplazamientos calculados con la respuesta elástico lineal calculada con la siguiente ecuación:

$$C_1 = 1 + \frac{\mu_{resistencia} - 1}{\alpha T_e^2}$$

donde:

$\mu_{resistencia}$ = cociente de resistencia calculado con la ec. 4.2.7.5.2.a

T_e = periodo fundamental efectivo calculado con la ec. 4.2.8.3.3.

C_2 = factor de modificación que representa los efectos del estrangulamiento en las curvas de histéresis, y la degradación cíclica de la rigidez y de la resistencia en el desplazamiento máximo de la estructura.

4.2.8 Descripción de los procedimientos de análisis

4.2.8.1 Procedimiento Estático Lineal (PEL)

4.2.8.1.1 Si se selecciona un PEL para realizar el análisis sísmico de un edificio, las fuerzas inducidas por sismo, la distribución de éstas en su altura y, las fuerzas internas y desplazamientos del sistema deberán cumplir con el Capítulo 6 de la NTC-Sismo y las restricciones de la tabla 2.6.2 de esta Norma.

4.2.8.2 Procedimiento Dinámico Lineal (PDL)

4.2.8.2.1 Si se elige el PDL para el análisis sísmico del edificio, las fuerzas inducidas por sismo, su distribución a lo alto del edificio, y las fuerzas internas y desplazamientos del sistema correspondientes deberán satisfacer el Capítulo 7 de la NTC-Sismo y las limitaciones de la tabla 2.6.2.

4.2.8.2.2 Los resultados del PDL deberán revisarse utilizando los criterios de aceptación de 4.2.9.6.1.3.

4.2.8.3 Procedimientos Estáticos No Lineales (PENL)

4.2.8.3.1 Si se selecciona el PENL, se deberá cumplir con 6.5 de la NTC-Sismo con las limitantes de la tabla 2.6.2.

4.2.8.3.2 Si se elige el PENL para realizar el análisis sísmico del edificio, el modelo numérico incorporará de forma directa las curvas carga-deformación no lineal de los elementos individuales del edificio y se deberá someter a incrementos de carga lateral monótona, que representan las fuerzas de inercia en un sismo, hasta que se haya superado el desplazamiento objetivo. El modelado y análisis deberán cumplir adicionalmente los requisitos de 4.2.8.3.3. El desplazamiento objetivo será la distorsión límite de la NTC-Sismo consistente con el $NDemE$ o $NDemR$ de conformidad con la tabla 2.4.3.2.4.

4.2.8.3.3 Las consideraciones para el modelado y análisis del PENL serán las enlistadas en a) a f):

a) Requisitos generales para PENL:

- 1) La selección de un nodo de control, la selección de los patrones de fuerza inducida por sismo, la determinación del periodo fundamental y la aplicación del procedimiento de análisis deberán cumplir los requisitos de este inciso
 - 2) La relación entre la fuerza cortante basal y el desplazamiento lateral del nodo de control deberá establecerse para un intervalo de desplazamientos del nodo de control entre 0 y 150 por ciento del desplazamiento objetivo, δ_t , calculado de acuerdo con 6.5 de la NTC-Sismo
 - 3) Las cargas gravitacionales deberán incluirse en el modelo matemático para combinaciones con fuerzas inducidas por sismo como se especifica en 4.2.2. Las fuerzas inducidas por sismo deberán aplicarse tanto en la dirección positiva como negativa, y los efectos máximos de sismo deberán utilizarse en el análisis
 - 4) Para representar la respuesta de fuerza-deformación de cada elemento a lo largo de su longitud e identificar los puntos de acción inelástica, se deberá discretizar el modelo de análisis
 - 5) Los elementos primarios y secundarios de los elementos sismorresistentes deberán incluirse en el modelo
 - 6) El comportamiento fuerza-desplazamiento de todos los elementos deberá incluirse de forma explícita en el modelo por medio del uso de curvas esqueleto que incluyan degradación de la capacidad (resistencia y rigidez) y la resistencia residual, si corresponde
 - 7) El PENL se deberá utilizar en conjunto con los criterios de aceptación de 4.2.9.3.2.
- b) Desplazamiento del nodo de control para PENL. El nodo de control se deberá localizar en el centro de la masa en el techo de un edificio. Para edificios con apéndices, el piso del apéndice se deberá considerar como el nivel del nodo de control. El desplazamiento del nodo de control en el modelo matemático deberá calcularse para las fuerzas inducidas por sismo especificadas
- c) Distribución de la carga lateral para PENL. La carga lateral deberá aplicarse al modelo matemático en proporción con la distribución de masa en el plano del diafragma de cada piso. La distribución vertical de estas fuerzas deberá ser proporcional a la forma del modo fundamental en la dirección de análisis
- d) Curva fuerza-desplazamiento idealizada para PENL. La relación no lineal fuerza-desplazamiento entre la fuerza cortante basal y el desplazamiento del nodo de control deberá remplazarse por una relación idealizada para calcular la rigidez lateral efectiva, K_e , y la resistencia de fluencia efectiva, V_y , del edificio, como se muestra en la fig. 4.2.8.3.3. Esta curva está compuesta por los siguientes segmentos:

- 1) El primer segmento lineal de la curva fuerza-desplazamiento idealizada deberá iniciar en el origen y deberá tener una pendiente igual a la de la rigidez lateral efectiva, K_e . La rigidez lateral efectiva, K_e , deberá considerarse como la rigidez secante calculada con un cortante basal igual a 60 por ciento de la resistencia de fluencia efectiva de la estructura. La resistencia de fluencia efectiva, V_y , no deberá considerarse igual o mayor que el cortante basal máximo en ningún punto de la curva fuerza-desplazamiento.
- 2) El segundo segmento lineal deberá representar la pendiente positiva después de la fluencia ($\alpha_1 K_e$), determinada por un punto (V_d, Δ_d) y el punto de la intersección con el primer segmento, tal que las áreas arriba y debajo de la curva real queden compensadas de forma aproximada. (V_d, Δ_d) deberá ser un punto en la curva fuerza-desplazamiento real correspondiente al desplazamiento objetivo calculado, o el punto correspondiente al cortante basal máximo, el que sea menor.
- 3) El tercer segmento lineal deberá representar la pendiente negativa después de la fluencia ($\alpha_2 K_e$), determinado por el punto final del segundo segmento (V_d, Δ_d) y el punto en el que el cortante basal se degrada a 60 por ciento de la resistencia de fluencia efectiva.

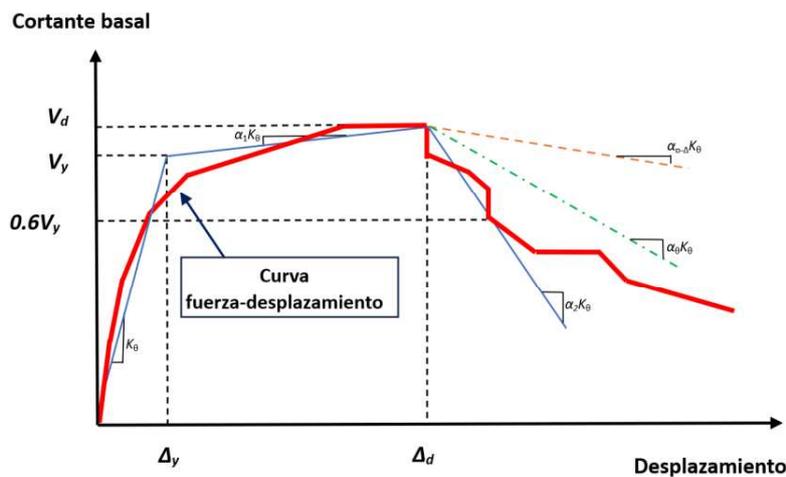


Figura 4.2.8.3.3 - Curva fuerza-desplazamiento idealizada

- e) Determinación del periodo para PENL. El periodo fundamental efectivo en la dirección de análisis deberá estar basado en la curva fuerza-desplazamiento idealizada definida en 4.2.8.3.3.d. El periodo fundamental efectivo, T_e , deberá calcularse como lo indica la ec. 4.2.8.3.3:

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \tag{4.2.8.3.3}$$

donde:

T_i = periodo fundamental elástico (en segundos) en la dirección bajo consideración calculado con un análisis dinámico elástico

K_i = rigidez lateral elástica del edificio en la dirección bajo consideración calculada utilizando los requisitos de modelación de los Capítulos 6 a 8

K_e = rigidez lateral efectiva del edificio en la dirección bajo consideración (figura 4.2.8.3.3).

- f) Análisis de modelos matemáticos. Se deberán desarrollar modelos matemáticos separados que representen el sistema de marcos a lo largo de dos ejes ortogonales del edificio para el análisis tridimensional. Se deberán evaluar los efectos de torsión en correspondencia con 4.2.3.8.5.1.

4.2.8.4 Procedimiento Dinámico No Lineal (PDNL)

4.2.8.4.1 Si se selecciona el PDNL, se deberá cumplir con 7.4 de la NTC-Sismo, con las limitaciones de la tabla 2.6.2.

4.2.8.4.2 Si el PDNL se elige para realizar el análisis sísmico de un edificio, el modelo numérico incorporará de forma directa las características de comportamiento carga-deformación no lineal de los elementos individuales del edificio y deberá someterse al movimiento sísmico representado por las historias de aceleración del suelo para obtener las fuerzas y los desplazamientos.

4.2.8.4.3 Se deberán comparar directamente los desplazamientos y las fuerzas calculadas contra los criterios de aceptación especificados en 4.2.9.3.2.

4.2.8.4.4 Las consideraciones para el modelado y análisis del PDNL serán las enlistadas en a) a c):

- a) Requisitos generales para PDNL. Los requisitos de modelación y análisis para PENL especificados en 4.2.8.3.3 deberán aplicarse en el caso de PDNL, excluyendo las consideraciones del nodo de control y del desplazamiento objetivo
- b) Caracterización del movimiento del suelo para PDNL. Para PDNL, el movimiento sísmico en la base deberá caracterizarse por medio de registros sísmicos registrados o sintéticos que cumplan los requisitos de 7.4 de la NTC-Sismo
- c) Métodos de historia de respuesta no lineal para PDNL. Para PDNL, el análisis de historia de respuesta deberá realizarse utilizando historias de aceleraciones horizontales del suelo preparadas en correspondencia con los requisitos de 7.4 de la NTC-Sismo.

4.2.9 Criterios de aceptación de la rehabilitación ante sismo

4.2.9.1 Con objeto de identificar los elementos, elementos y/o sistemas deficientes, se calcularán los cocientes demanda/capacidad (**CDC**). Los valores de la demanda se calcularán de acuerdo con lo indicado en 4.2.9.2, y la capacidad según 4.2.9.3 y 4.2.9.4, respectivamente. Si el cociente es mayor que 1.0, será necesario considerar la rehabilitación de dicho elemento, elemento o sistema estructural.

4.2.9.2 La demanda se calculará de conformidad con 2.4.3.2.4.1, 2.4.3.2.4.2 y 2.4.3.2.4.3, según corresponda.

4.2.9.3 La capacidad resistente estará dada por la resistencia (nominal para fines de evaluación, de diseño para fines de rehabilitación) calculada mediante las ecuaciones en el capítulo de estructuras de ductilidad alta, si se trata de estructuras de acero o concreto de la versión 2023 de la NTC-Acero y NTC-Concreto, respectivamente, o del capítulo relativo a la modalidad de mampostería de la versión 2023 de la NTC-Mampostería. Se usarán los valores de resistencias esperadas o nominales, según se requiera en los Capítulos 6 a 9 de esta Norma. Para la revisión de la cimentación, se deberá usar la versión correspondiente al de la NTC-Sismo usada para determinar las fuerzas inducidas por sismo.

4.2.9.3.1 Si se opta por una evaluación y rehabilitación por desempeño (véase 2.4.3.2.4.3), la capacidad resistente se podrá calcular usando los factores **m** señalados en los Capítulos 6 a 9 de esta Norma y de conformidad con 4.2.9.5.6.

4.2.9.4 La capacidad de distorsión será igual a las distorsiones permisibles señaladas en la versión de la NTC-Sismo usada como **NDemE** o **NDemR**, según 4.2.9.2.

4.2.9.5 Requisitos generales

4.2.9.5.1 Antes de seleccionar un criterio de aceptación de un elemento, cada elemento se deberá clasificar como primario o secundario de acuerdo con 4.2.3.2.3, y cada fuerza interna se deberá clasificar como controlada por deformación (o con comportamiento dúctil) o controlada por fuerza (no dúctil).

4.2.9.5.2 Para alcanzar el o los **ODR**, se deberá proveer al edificio con al menos una trayectoria continua para transferir las fuerzas sísmicas, inducidas por el movimiento del terreno en cualquier dirección, desde el punto de aplicación de la fuerza inducida por sismo hasta el punto final de resistencia. Todos los elementos primarios y secundarios deberán ser capaces de resistir fuerzas y deformaciones dentro de los criterios de aceptación aplicables del **NDesR** seleccionado.

4.2.9.5.3 Los elementos analizados con los análisis lineales de 4.2.8.1 y 4.2.8.2 deberán satisfacer los requisitos de 4.2.9.6.1.3. Los elementos analizados utilizando los análisis no lineales de 4.2.8.3 y 4.2.8.4 deberán satisfacer los requisitos de 4.2.9.3.2. Las cimentaciones deberán satisfacer los criterios especificados en el Capítulo 5.

Comentario:

La curva tipo 1 mostrada en la fig. C4.2.9.5.3 es representativa de un comportamiento dúctil donde hay un intervalo elástico (puntos 0 a 1 en la curva) y un intervalo plástico (puntos 1 a 3), seguido de una pérdida de la capacidad resistente a fuerzas inducidas por sismo en el punto 3 y una pérdida de la capacidad resistente a cargas gravitacionales en el punto 4. El intervalo plástico puede tener una pendiente post-elástica positiva o negativa (puntos 1 a 2) y una región con una degradación de la resistencia con una resistencia residual no despreciable para resistir fuerzas sísmicas y cargas gravitacionales (puntos 2 a 3). Este tipo de comportamiento en elementos primarios se clasifica como controlado por deformación si el intervalo plástico es tal que $d \geq 2g$; en caso contrario, se clasifica como controlado por fuerza. El comportamiento de elementos secundarios con este comportamiento se clasifica como controlado por deformación para cualquier cociente d/g .

La curva tipo 2 mostrada en la fig. C4.2.9.5.3 es representativa de un comportamiento dúctil donde hay un intervalo elástico (puntos 0 a 1 en la curva) y un intervalo plástico (puntos 1 a 3). El intervalo plástico puede tener una pendiente post-elástica positiva o negativa (puntos 1 a 3) seguida de una pérdida significativa de la capacidad resistente a fuerzas inducidas por sismo en el punto 3. La pérdida de la capacidad resistente a cargas gravitacionales ocurre en la deformación asociada al punto 4. Este tipo de comportamiento en elementos primarios se clasifica como controlado por deformación si el intervalo plástico es tal que $e \geq 2g$; en caso contrario, se clasifica como controlado por fuerza. El comportamiento de elementos secundarios se clasifica como controladas por deformación $f \geq 2g$; en caso contrario, se clasificaría como controlado por fuerza.

Para análisis no lineales, los elementos controlados por fuerza definidos en los Capítulos 6 a 8 se pueden reclasificar como elementos tipo 3 controlados por deformación, si se cumple los siguientes criterios:

- 1) El comportamiento es tipo 3 controlado por deformación definido en 4.2.9.5.3.
- 2) No se altera la trayectoria de las cargas del sistema resistente a cargas gravitacionales, o si se altera, se provee de una trayectoria alternativa para garantizar la estabilidad local de acuerdo con las combinaciones de carga de 4.2.2 y los desplazamientos laterales máximos anticipados calculados en el análisis
- 3) La carga gravitacional total soportada por todos los elementos que sean reclasificados de elementos controlados por fuerza a controlados por deformación no deberá exceder 5 por ciento de la carga gravitacional total soportada en ese nivel
- 4) Todos los elementos controlados por deformación restantes cumplen con los criterios de aceptación para alcanzar el **NDesR** y todos los elementos controlados por la fuerza restantes no deberán estar sobre-esforzados.

Cuando la sobrerresistencia de los elementos tipo 3 altere el mecanismo de falla esperado del edificio, se repite el análisis con las resistencias afectadas de los elementos tipo 3 aumentadas por el cociente R_E/R_y , y todos los elementos se deberían revisar nuevamente.

En la fig. C4.2.9.5.3, R_y representa la resistencia de fluencia del elemento.

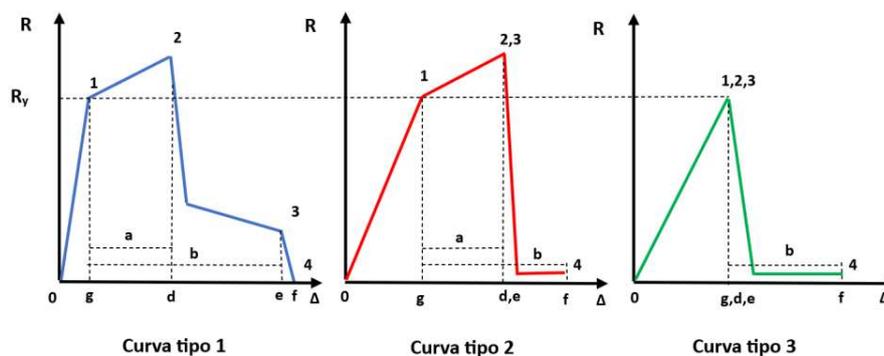


Figura C4.2.9.5.3 - Curvas carga-desplazamiento según el modo de comportamiento

4.2.9.5.4 Cuando se evalúe el comportamiento controlado por deformación se deberá utilizar la resistencia esperada, R_E . R_E es definida como la media de la resistencia de un elemento en el nivel de deformación anticipado para una población de elementos similares, incluyendo la consideración de la variabilidad en la resistencia del material y el endurecimiento por deformación y el desarrollo de la sección plástica. Cuando se evalúen comportamientos controlados por fuerza, se deberá utilizar un valor estimado del límite inferior de la resistencia del elemento, R_{LI} , definido como la media menos una desviación estándar de la resistencia de fluencia, R_y , para una población similar de elementos.

4.2.9.5.5 Las propiedades nominales de los materiales, o las propiedades especificadas en el Proyecto Ejecutivo, se deberán tomar como el límite inferior de las propiedades de los materiales a menos que se especifique lo contrario en los Capítulos 6 a 8 de esta Norma y los Capítulos 12 y 13 de la NTC-Sismo. Las propiedades esperadas correspondientes de los materiales se deberán calcular multiplicando los valores del límite inferior por los factores especificados en los Capítulos 6 a 8 de esta Norma y los Capítulos 12 y 13 de la NTC-Sismo para convertir de valores del límite inferior a valores esperados.

4.2.9.5.6 Capacidades de los elementos ante sismo

4.2.9.5.6.1 Requisitos generales

4.2.9.5.6.1.1 La capacidad de carga y de deformación del elemento deberá cumplir con los requisitos siguientes:

- Elementos de mampostería: Capítulo 6
- Elementos de concreto: Capítulo 7
- Elementos de acero estructural: Capítulo 8.

4.2.9.5.6.1.2 Análisis lineales. Si se utilizan análisis lineales, para el caso de 2.4.3.2.4.1, las resistencias se calcularán de acuerdo con 4.2.9.3. Si se opta por una evaluación y/o rehabilitación por desempeño, para el caso de 2.4.3.2.4.3, las resistencias ante fuerzas internas controladas por deformación se podrán definir como el producto de factores m y las resistencias esperadas, R_E . Las resistencias ante fuerzas internas controladas por fuerza se deberán definir como el límite inferior de la resistencia, R_{LI} , como se resume en la tabla 4.2.9.5.6.1.2. Los análisis lineales se harán suponiendo $Q=1.0$.

Tabla 4.2.9.5.6.1.2 - Cálculo de la resistencia del elemento: análisis lineales

Parámetro	Controlado por deformación	Controlado por fuerza
Resistencia de material existente	Valor medio esperado considerando endurecimiento por deformación	Valor del límite inferior (aproximadamente el valor promedio menos 1σ)
Resistencia del elemento existente	R_E	R_{LI}
Resistencia de material nuevo	Resistencia esperada del material	Resistencia especificada del material
Resistencia del elemento nuevo	R_E	R_{LI}

4.2.9.5.6.1.3 Análisis no lineales. Si se utilizan análisis no lineales, la capacidad del elemento ante fuerzas internas controladas por deformación se deberán tomar como los límites permisibles de deformación inelástica. Las resistencias ante fuerzas internas controladas por fuerza se deberán tomar como resistencias del límite inferior, R_{LI} , como se resume en la tabla 4.2.9.5.6.1.3.

Tabla 4.2.9.5.6.1.3 - Cálculo de la resistencia del elemento: análisis no lineales

Parámetro	Controlado por deformación	Controlado por fuerza
Capacidad de deformación (elemento existente)	Límite de deformación	No aplica
Capacidad de deformación (elemento nuevo)	Límite de deformación	No aplica
Resistencia (elemento existente)	No aplica	R_{LI}
Resistencia (elemento nuevo)	No aplica	R_{LI}

Comentario:

En el diseño de nuevos edificios, las fuerzas de diseño corresponden a fuerzas elásticas reducidas considerando el comportamiento inelástico y la sobrerresistencia del sistema estructural. En el caso de edificios existentes, el comportamiento no lineal se aproxima mediante el cálculo de los desplazamientos laterales producidos con fuerzas elásticas (determinadas a partir de espectros elásticos sin reducciones).

4.2.9.6 Análisis lineales

4.2.9.6.1 Fuerzas y deformaciones. Las fuerzas y deformaciones de los elementos se deberán calcular de acuerdo con procedimientos de análisis lineales de 4.2.8.1 y 4.2.8.2.

4.2.9.6.1.1 Fuerza interna controlada por deformación para PEL o PDL. Las fuerzas internas últimas (o de diseño) controladas por deformación, S_{uD} , se deberán calcular de acuerdo con la ec. 4.2.9.6.1.1:

$$S_{uD} = S_G + S_E \quad (4.2.9.6.1.1)$$

donde:

S_{uD} = fuerza interna controlada por deformación ocasionada por cargas gravitacionales y fuerzas inducidas por sismo

S_G = fuerza interna ocasionada por cargas gravitacionales definidas de acuerdo con 4.2.2

S_E = fuerza interna ocasionada por el sismo calculada utilizando 4.2.8.1 o 4.2.8.2.

4.2.9.6.1.2 Comportamiento controlado por fuerza para PEL o PDL. Las fuerzas internas controladas por fuerza, S_{uF} , se deberán calcular como la resistencia máxima que puede ser desarrollada en un elemento basado en un análisis por capacidad considerando la resistencia esperada de los elementos transfiriendo la fuerza al elemento bajo consideración, o la acción máxima desarrollada en un elemento limitada por la respuesta no lineal del edificio.

4.2.9.6.1.3 Criterios de aceptación para análisis lineales

4.2.9.6.1.3.1 Las fuerzas internas controladas por deformación en elementos primarios o secundarios deberán satisfacer la ec. 4.2.9.6.1.3.1:

$$mR_E > S_{UD} \quad (4.2.9.6.1.3.1)$$

R_E = resistencia esperada del elemento controlado por deformación de un elemento en el nivel de deformación bajo consideración. R_E , la resistencia esperada, se deberá determinar considerando todas las fuerzas actuando en el elemento bajo la condición de carga con los procedimientos especificados en los Capítulos 6 a 8 de esta Norma, según aplique.

4.2.9.6.1.3.2 Criterios de aceptación para comportamiento controlado por fuerza para PEL o PDL. El comportamiento controlado por fuerza en elementos primarios y secundarios deberá satisfacer la ec. 4.2.9.6.1.3.2:

$$R_{LI} > S_{UF} \quad (4.2.9.6.1.3.2)$$

R_{LI} = límite inferior de la resistencia de una acción controlada por fuerza en el nivel de deformación bajo consideración. R_{LI} , el límite inferior de la resistencia se deberá determinar considerando todas las acciones coexistentes en el elemento bajo la condición de carga con los procedimientos especificados en los Capítulos 6 a 8 de esta Norma y 12 y 13 de la NTC-Sismo.

4.2.9.6.1.3.3 Verificación de las suposiciones de análisis para PEL o PDL. Adicionalmente a los requisitos en 4.2.4, se deberá realizar la siguiente verificación de las suposiciones del análisis a) y b):

- a) Cuando los momentos ocasionados por cargas gravitacionales en elementos primarios excedan 75 por ciento de la resistencia a momento esperada en cualquier zona, la posibilidad de una acción inelástica por flexión en otras zonas diferentes a los extremos del elemento se deberá investigar para comparar las acciones por flexión con las resistencias esperadas

- b) Cuando se utilicen análisis lineales, no se permitirá la formación de articulaciones plásticas lejos de los extremos de los elementos.

4.2.9.3 Análisis no lineales

4.2.9.3.1 Fuerzas y deformaciones. Las fuerzas y deformaciones de los elementos se deberán calcular de acuerdo con procedimientos de análisis no lineal de 4.2.8.3 y 4.2.8.4.

4.2.9.3.2 Criterios de aceptación para análisis no lineales

4.2.9.3.2.1 Respuesta inaceptable para PDNL. No se permitirá una respuesta inaceptable a movimientos del suelo para PDNL. Cualquiera de las siguientes condiciones a) a d) se considerará como una respuesta inaceptable:

- a) La solución analítica no converge
- b) Las demandas calculadas en elementos controlados por deformación exceden el intervalo válido de modelación
- c) Las demandas calculadas en elementos críticos controlados por fuerza que son modeladas elásticamente, como se define en 4.2.9.3.2.3, exceden la capacidad esperada del elemento
- d) Las demandas de deformación calculadas en elementos no modelados explícitamente exceden los límites de deformación donde los elementos ya no son capaces de soportar sus cargas gravitacionales.

Como excepción: para seguridad de vida o niveles de desempeño menores, no más de un movimiento del suelo por cada 11 análisis se permitirá que produzca una respuesta inaceptable. Cuando un movimiento del suelo produce una respuesta inaceptable, la respuesta media se deberá calcular como 120 por ciento del valor promedio, pero no menor que el valor medio obtenido del conjunto de análisis con una respuesta aceptable.

4.2.9.3.2.2 Criterios de aceptación para comportamiento controlado por deformación para PENL o PDNL. Los elementos primarios o secundarios deberán tener capacidades de deformación esperadas no menores que las demandas máximas de deformación calculadas en los desplazamientos objetivo. Las demandas de elementos primarios o secundarios deberán estar dentro de los criterios de aceptación para elementos no lineales en el nivel de desempeño estructural seleccionado. Las capacidades de deformación esperadas se deberán determinar considerando todas las fuerzas coexistentes y las deformaciones de acuerdo con los Capítulos 6 a 8.

4.2.9.3.2.3 Criterios de aceptación para comportamiento controlado por fuerza para PENL o PDNL. Los elementos controlados por fuerza que no sean incluidos explícitamente en el modelo matemático con propiedades no lineales de fuerza-deformación de acuerdo con 4.3.4.1.2 deberán satisfacer la ec. 4.2.9.3.2.3. El límite inferior de las resistencias se deberá determinar considerando todas las fuerzas coexistentes y las deformaciones por procedimientos especificados en los Capítulos 6 a 8 de esta Norma y 12 y 13 de la NTC-Sismo.

$$F_C \chi (S_{uF} - S_G) + S_G \leq R_{CL} \tag{4.2.9.3.2.3}$$

S_{uF} se determinará de acuerdo con 4.2.8.3 o 4.2.8.4 para el PENL o PDNL, respectivamente. F_C se obtendrá de la tabla 4.2.9.3.2.3. χ es tomado como 1.0 para prevención de colapso o 1.3 para seguridad de vida y ocupación inmediata.

Tabla 4.2.9.3.2.3 – Factor de carga para comportamiento controlado por fuerza

Tipo de acción	F_C
Crítica ^[1]	1.3
Ordinaria ^[2]	1.0
No crítica ^[3]	1.0

^[1] Las acciones críticas controladas por fuerza son aquellas en las que la falla puede provocar el colapso de un entrespiso. Los ejemplos de tales acciones consideran fuerzas axiales y de corte en elementos resistentes a cargas gravitacionales y laterales (sismo), como columnas o vigas de transferencia.

^[2] Los ejemplos de acción ordinaria controlada por fuerza incluyen columnas y vigas que soportan un solo nivel.

^[3] Las acciones no críticas son aquellas cuya falla no resulta en el colapso de uno o varios entrespisos.

Excepciones:

- a) Para acciones distintas a fuerza cortante en muros, la resistencia nominal del elemento no necesita exceder los efectos de la carga gravitacional más la demanda de fuerza determinada mediante un análisis plástico, cuando éste sea basado en las propiedades esperadas del material
- b) El producto $F_c\chi$ no deberá exceder un valor de 1.5.

Donde un valor menor de $F_c\chi$ resulte en un mayor cociente demanda-capacidad, la revisión también se deberá realizar utilizando este menor valor, excepto si el producto $F_c\chi$ no se deberá tomar menor que 1.0.

4.2.9.3.2.4 Verificación de las suposiciones de análisis para PENL o PDNL. Adicionalmente a los requisitos de 4.2.4.1, se verificará que no se formen articulaciones plásticas por flexión lejos de los extremos del elemento al menos que sea considerado explícitamente en la modelación y el análisis.

4.3 Diseño de la rehabilitación

4.3.1 Alcance del diseño de la rehabilitación

4.3.1.1 Se aceptará rehabilitar una estructura de un edificio cuando se cumplan las condiciones indicadas en 2.5.2.1.

4.3.1.2 La rehabilitación se diseñará para que cumpla con el o los Objetivos de Desempeño para fines de Rehabilitación (*ODR*), incluida la durabilidad.

4.3.1.3 La resistencia de diseño de todas las secciones de los elementos rehabilitados, nuevos elementos y elementos existentes sin rehabilitar, será al menos igual que la resistencia requerida obtenida a partir de fuerzas internas del análisis del modelo numérico del edificio rehabilitado de conformidad con lo señalado en el Capítulo 3 y 4.2 de esta Norma.

4.3.1.3.1 La resistencia de diseño ante una fuerza interna se obtendrá multiplicando la resistencia nominal por el factor de resistencia señalado en 4.2.2 de esta Norma.

Comentario:

La resistencia requerida es el valor más desfavorable de la acción demandada, obtenido mediante un análisis estructural, multiplicándolo por la correspondiente combinación de factores de carga.

4.3.2 Estados límite de falla y de servicio

4.3.2.1 En la revisión de los estados límite, se deberán considerar las cargas, fuerzas internas y las deformaciones de la estructura existente y de la estructura rehabilitada, durante el proceso de rehabilitación.

4.3.2.2 En el diseño se deberá considerar que los esfuerzos y deformaciones existentes en la estructura no se pueden eliminar, como ocurre con las cargas axiales en columnas y muros existentes.

4.3.3 Comportamiento de sistemas rehabilitados

4.3.3.1 La rehabilitación de elementos y sistemas estructurales deberá conducir a un sistema capaz de resistir las cargas de diseño mediante la compartición y transmisión de carga entre elementos existentes y la rehabilitación. Para un adecuado desempeño, la rehabilitación puede requerir conexiones. En 9.5 de esta Norma se establecen los requisitos para el diseño de las conexiones.

4.3.3.2 La rehabilitación deberá considerar la transmisión de fuerzas en la interfaz del elemento resistente y del material o sistema de reparación y/o reforzamiento. Se deberá diseñar el mecanismo de transmisión de carga entre concreto nuevo y existente de conformidad con 5.7 de la NTC-Concreto y entre acero y concreto existente según el Capítulo 11 de la NTC-Acero.

4.3.3.3 Se deberá verificar que el cociente del periodo efectivo del sistema suelo-estructura y del periodo fundamental del suelo obtenido mediante el SASID sea menor que 0.7 o mayor que 1.25 para zona III de Lago y II de Transición, o menor que 0.8 y mayor que 1.15 para zona I de Lomas (tabla 2.4.3.2.2). En caso contrario, se deberá modificar la rehabilitación.

4.3.4 Adherencia de materiales de rehabilitación a base de cemento

4.3.4.1 Se deberán revisar los esfuerzos de cortante y de tensión en la interfaz entre los materiales de rehabilitación a base de cemento y el sustrato existente. En este análisis, a las fuerzas internas obtenidas del análisis se sumarán, si corresponde, los producidos por los cambios volumétricos restringidos.

4.3.4.2 El esfuerzo cortante rasante requerido, v_u , será menor o igual que el esfuerzo cortante rasante de diseño, siendo este igual al esfuerzo nominal de cortante rasante afectado por el factor de resistencia establecido en 4.2.2 de esta Norma.

4.3.4.3 El esfuerzo nominal, la necesidad de refuerzo en la interfaz y el tipo de ensayo por adherencia se establecen en la tabla 4.3.4.3.

Tabla 4.3.4.3 - Esfuerzo nominal de cortante rasante, necesidad de refuerzo en la interfaz y tipos de ensayo requeridos

v_u , MPa (kg/cm ²)	Necesidad de refuerzo en la interfaz	Requisitos de ensayo de adherencia
$v_u \leq 0.20$ (2.0)	No	Ensayo de integridad
$0.20 (2.0) < v_u \leq 0.40$ (4.0)	No	Ensayo de adherencia, a menos que se cumpla 4.3.4.8
$v_u > 0.40$ (4.0)	Sí	No se requiere

4.3.4.4 No se requerirá refuerzo en la interfaz si el sustrato se prepara retirando el concreto deteriorado, dañado o contaminado. En el Capítulo 9 de esta Norma se presentan consideraciones adicionales para lograr una rugosidad adecuada.

4.3.4.5 El ensayo de integridad señalado en la tabla 4.3.4.3 se podrá ejecutar mediante métodos no destructivos de tipo cualitativo como son el radar de penetración o el método de impacto-eco.

Comentario:

En ACI 228.2 se presenta información relativa a la ejecución, limitantes e interpretación de los resultados de los métodos indicados.

4.3.4.6 El ensayo de adherencia consistirá en el ensayo a tensión directa, establecido en la ASTM C1583/C1583M. El número mínimo de pruebas en un proyecto será de tres. Se usará la Guía ICRI 210.3 para definir el mínimo de ensayos y los criterios de aceptación.

4.3.4.7 Si durante la prueba a tensión directa, la falla sobre la superficie de contacto entre los concretos, ello puede indicar una preparación inadecuada de la superficie del concreto base o que la superficie base fue dañada por el método de preparación.

4.3.4.8 Si v_u es resistido completamente por el refuerzo en la interfaz no será requerido el ensayo de adherencia por tensión directa o similar.

4.3.4.9 Si v_u está entre 0.40 y 2.5 MPa (4 y 25 kg/cm²) se deberá colocar refuerzo perpendicular a la interfaz cuya área A_v , en mm² (cm²) sea la mayor de a) y b):

$$\text{a) } 0.062 \frac{\sqrt{f'_c} bd}{f_{yt}} \left(0.2 \frac{\sqrt{f'_c} b_w s}{f_{yt}} \right) \qquad \text{b) } 0.35 \frac{\sqrt{f'_c} bs}{f_{yt}} \left(3.5 \frac{\sqrt{f'_c} b_w s}{f_{yt}} \right)$$

4.3.5 *Materiales*

4.3.5.1 En el diseño de la rehabilitación, se deberán considerar las propiedades de los materiales y sistemas de reparación y reforzamiento. Ellas incluyen, entre otras, el tipo de aplicación, adhesión, estabilidad volumétrica, movimientos térmicos, durabilidad, resistencia a la corrosión, métodos de instalación, requisitos de curado y condiciones ambientales.

4.3.5.2 Las propiedades requeridas de los materiales de rehabilitación serán especificadas en el Proyecto Ejecutivo (en planos, memoria y especificaciones).

4.3.6 *Consideraciones de diseño y detallado*

4.3.6.1 Las consideraciones de esta sección se complementan con aquellas aplicables de la NTC-Acero, NTC-Concreto, NTC-Mampostería y del Capítulo 9 de esta Norma, según corresponda.

4.3.6.2 *Concreto*

4.3.6.2.1 Se usarán las propiedades del concreto determinadas de conformidad con lo establecido en el Capítulo 3 de esta Norma.

4.3.6.2.2 Se calculará el valor esperado de las propiedades del concreto según 7.2.2.1.2.1 de esta Norma.

4.3.6.2.3 En la rehabilitación de edificios, sólo se aceptará el uso de concreto Clase 1. En ninguna circunstancia se podrá emplear concreto Clase 2.

4.3.6.2.4 Se verificará en sitio el cumplimiento de 4.3.6.2.2 mediante la medición del peso volumétrico del concreto en estado fresco. Para ello, se cumplirán los requisitos del Capítulo 16 de la NTC-Concreto.

4.3.6.2.5 Si se fabrica el concreto en obra, el Proyectista especificará la dosificación del concreto, con objeto de lograr la resistencia a compresión especificada y el peso volumétrico correspondiente a un concreto Clase 1.

4.3.6.3 *Acero de refuerzo*

4.3.6.3.1 Se usarán las propiedades del acero determinadas según el Capítulo 3 de esta Norma.

4.3.6.3.2 El valor esperado del esfuerzo de fluencia se calculará de acuerdo con 7.2.2.1.2.1 de esta Norma.

4.3.6.3.3 Se aceptará dejar el acero dañado o corroído si se toma en cuenta el diámetro y área remanentes, así como la pérdida de corrugación, en el cálculo de resistencias. En este caso, se deberán tomar las medidas necesarias para que se detenga el proceso de corrosión. Si la estructura sufrió daño por incendio, se deberá evaluar su efecto en el esfuerzo de fluencia del refuerzo.

4.3.6.3.4 El diseño del refuerzo y del detallado deberá hacerse considerando la posición (horizontal y vertical), la orientación, geometría de refuerzo, anclaje del refuerzo, y ubicación de ganchos de remate y grapas.

4.3.6.3.5 Se revisará que el esfuerzo existente y el nuevo cumplan con la longitud de desarrollo del Capítulo 14 de la NTC-Concreto.

4.3.6.3.6 Cuando las barras existentes corrugadas (rectas, con doblez o traslapadas) no cumplan con 4.3.6.3.5, la resistencia del anclaje o traslape del refuerzo existente se calculará de acuerdo con la ec. 5.6.1.

4.3.6.4 *Mampostería*

4.3.6.4.1 Para fines de diseño de la rehabilitación, se usarán las propiedades de la mampostería determinadas según los Capítulo 3 y 6 de esta Norma. Se podrán usar valores superiores si los aprueba el Director y, en su caso, el Corresponsable.

4.3.6.4.2 El valor esperado de las propiedades de la mampostería será 1.25 veces el valor del límite inferior.

4.3.6.5 Estructuras presforzadas y postensadas

4.3.6.5.1 Se considerarán los efectos del presfuerzo en el diseño de la rehabilitación.

Comentario:

Los documentos ACI 423.4R, ACI 222.2R, ICRI 320.6, PTI DC80.2-10, PTI DC 80.3 contienen guías para el análisis, métodos de evaluación y técnicas de reparación para estructuras con cables postensados no adheridos.

4.3.6.6 Anclas y conectores postinstalados

4.3.6.6.1 Las anclas y conectores postinstalados se diseñarán de acuerdo con el Capítulo 17 del ACI 318 en su versión vigente. Se considerarán todos los modos de comportamiento aplicables y si el sustrato está agrietado o no. En caso de duda o de daño en la estructura, se supondrá el sustrato agrietado.

4.3.6.6.2 Se aceptará usar valores de resistencia, para los distintos modos de comportamiento, propuestos por fabricantes certificados de conectores y/o resinas por un organismo acreditado, previa aprobación del Director y, en su caso, del Corresponsable.

4.3.6.6.3 Si se usan conectores de expansión, se seguirán las especificaciones del fabricante sobre barrenado, limpieza del agujero, magnitud del torque y procedimientos para lograr que trabaje el conector. El fabricante y el proveedor deberán ser certificados por un organismo acreditado.

4.3.6.6.4 Si se usan conectores adhesivos (químicos) o anclas, la limpieza del agujero y las condiciones de humedad son críticas. Se deberán seguir las especificaciones de fabricantes certificados para el barrenado, limpieza del agujero, instalación y cuidado hasta que la resina haya curado. El fabricante y el proveedor deberán ser certificados por un organismo acreditado.

4.3.6.6.5 El ensayo e inspección de conectores y anclas postinstalados se deberá especificar en el Proyecto Ejecutivo y en el Programa del Aseguramiento de la Calidad de la Construcción requerido en 10.5 de esta Norma.

Comentario:

La resistencia de conectores postinstalados depende de suponer que el concreto está o no agrietado. El concepto de "concreto agrietado" se refiere a agrietamiento por cambios volumétricos, es decir, por contracción y temperatura. Por tanto, está relacionado con un espesor pequeño de grietas. En caso de agrietamiento debido a sismo, se sugiere consultar con el fabricante de los conectores sobre el valor apropiado de la resistencia para ese caso.

4.3.6.7 Geometría de la reparación

4.3.6.7.1 La configuración de la reparación de un elemento de concreto o mampostería dañado deberá ser tal que se evite la concentración de esfuerzos que provoquen agrietamientos en concreto y mampostería. Se recomienda que la reparación cumpla con a) a e):

- a) Tenga una profundidad uniforme en el elemento
- b) Posea una geometría regular, con lados paralelos y una relación entre lado largo a corto de 3 o menos
- c) Cuento con una superficie preparada tal que la amplitud de la rugosidad, entre valle y cresta, sea de al menos 6 mm (0.25 pulg)
- d) Descubra completamente el acero de refuerzo en la zona dañada
- e) No se aplique en bordes de espesor pequeño que fácilmente se dañan o rompan.

Comentario:

La rugosidad de 6 mm (0.25 pulg) de amplitud es equivalente a un perfil de la superficie de concreto CSP10, de acuerdo con ICRI 310.2R.

4.3.6.8 Rehabilitación usando postensado adicional

4.3.6.8.1 Se podrá utilizar postensado adicional, externo o interno, para rehabilitar una estructura.

4.3.6.8.2 Las fuerzas internas que produzca el postensado se deberán considerar en el diseño y detallado de la rehabilitación.

4.3.6.8.3 Los esfuerzos producidos por el postensado se añadirán a los existentes y se verificará que no se excedan los límites del Capítulo 13 de la NTC-Concreto.

4.3.6.8.4 Se diseñarán las zonas de anclaje de postensado de conformidad con el Capítulo 14 de la NTC-Concreto o con los Capítulos 5, 7 y 11 de la NTC-Acero, según corresponda, de modo que las fuerzas de postensado se puedan transferir a la estructura existente. Se aceptará el uso del método de puntales y tensores para diseño y detallado de los elementos y de las zonas del anclaje (Capítulo 10 de la NTC-Concreto).

4.3.6.8.5 En el diseño del sistema de postensado se incluirán las pérdidas del postensado, así como los efectos del flujo plástico y contracción del concreto original debidos al postensado adicional, los efectos del flujo plástico y contracción del material de rehabilitación. Se incluirán las pérdidas por anclaje. Estas pérdidas dependen del tipo de anclaje a utilizar, de modo que, se deberán revisar con el Constructor. Las pérdidas se calcularán según el Capítulo 11 de la NTC-Concreto. El Proyectista deberá establecer en el Proyecto Ejecutivo la periodicidad para la revisión de la tensión de los cables, misma que deberá señalarse en el Programa de Mantenimiento del Edificio. Dicho plazo no deberá exceder cinco años.

4.3.6.8.6 En el diseño se considerarán las deformaciones a corto y largo plazo, deflexiones, cambios de longitud y rotaciones causadas por el postensado, de acuerdo con los Capítulos 11 y 13 de la NTC-Concreto.

4.3.6.8.7 Se describirá en el Proyecto Ejecutivo (planos, memorias y especificaciones) la secuencia de rehabilitación, incluyendo la colocación de tendones, anclajes y del tensado del sistema de postensado.

4.3.6.8.8 Se verificará que la estructura posea la suficiente resistencia a cargas gravitacionales en caso de que fallen los elementos estructurales rehabilitados por postensado y no protegidos a incendio y vandalismo. Se deberá satisfacer 4.2.2.4 de esta Norma.

4.3.6.9 *Rehabilitación usando compuestos de polímeros reforzados con fibras (CPRF)*

4.3.6.9.1 Se podrá rehabilitar estructuras con compuestos de polímeros reforzados con fibras que cumplan con ACI 440.6 y ACI 440.8.

4.3.6.9.2 El diseño y detallado de los CPRF deberá satisfacer los requisitos de ACI 440.2R.

4.3.6.9.3 Los sistemas a base de CPRF se deberán instalar sobre concreto con daño nulo o ligero sin patologías de materiales. El daño y deterioro del concreto y la corrosión del acero de refuerzo deberán repararse antes de colocar el sistema de CPRF.

4.3.6.9.4 Dependiendo de la función del sistema CPRF, se clasificarán como aplicaciones dependientes de la adherencia del compuesto al concreto o mamposterías existentes o como aplicaciones dependientes del contacto entre el concreto o mampostería existente y el sistema CPRF.

4.3.6.9.5 En aplicaciones dependientes de la adherencia, como el reforzamiento a flexión y cortante de elementos estructurales, el material existente deberá tener una superficie resistente a tensión y cortante para que el sistema CPRF pueda desarrollar su resistencia. La resistencia del sustrato de concreto, determinada con una prueba directa, deberá ser de al menos 1.4 MPa (14 kg/cm²) y una resistencia a compresión mínima de 20 MPa (200 kg/cm²).

4.3.6.9.6 En aplicaciones dependientes del contacto, no es necesario cumplir con la resistencia mínima a tensión del sustrato, ya que las fuerzas de diseño se logran por la deformación o expansión de la sección del elemento por rehabilitar.

4.3.6.9.7 En aplicaciones dependientes de la adherencia, se deberá preparar la superficie con una rugosidad mínima de 6 mm o lo que señalen los fabricantes o instaladores de CPRF certificados por un organismo acreditado. Este requisito no es necesario en aplicaciones dependientes del contacto entre el CPRF y el sustrato. Para estos casos, sólo será necesario limpiar la superficie con un cepillo de cerdas rígidas con el objeto de retirar material suelto.

4.3.6.9.8 Los sistemas CPRF no deberán aplicarse en condiciones húmedas a menos que la resina epoxi haya sido formulada por el fabricante para este tipo de condición. Se requerirá la aprobación del Director y, en su caso, del Corresponsable en este caso.

4.3.6.9.9 Se verificará que la estructura posea la suficiente resistencia a cargas gravitacionales en caso de que falle el sistema CPRF no protegido de incendios y vandalismo. Se deberá satisfacer 4.2.2.4 de esta Norma.

4.3.6.10 *Diafragmas*

4.3.6.10.1 Se revisará que los sistemas de piso y techo tengan la rigidez y resistencia en su plano para transmitir las fuerzas laterales, como las inducidas por sismo, a elementos resistentes a fuerzas laterales, ya sean originales, rehabilitados o nuevos.

4.3.6.10.2 Si el diafragma es de concreto, se cumplirá con lo requerido en 6.8 de la NTC-Concreto.

4.3.6.10.3 Se podrán rehabilitar los diafragmas mediante la reducción de las dimensiones de aberturas, la construcción de elementos de refuerzo en los extremos, el reforzamiento de los extremos con compuestos de polímeros reforzados con fibra, la adición de diagonales a compresión en el plano, entre otros.

Comentario:

En el Capítulo 22 de FEMA 547 (2006) se discuten las consideraciones de diseño, construcción y costo de distintas técnicas de rehabilitación de diafragmas de distintos materiales.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

5. EVALUACIÓN Y REHABILITACIÓN DE CIMENTACIONES

5.1 Alcance

5.1.1 Este capítulo comprende a) y b):

- a) Evaluación de la cimentación (véase 5.2)
- b) Rehabilitación de la cimentación (véase 5.3).

5.2 Evaluación de la cimentación

5.2.1 *Requisitos generales*

5.2.1.1 Este Capítulo es aplicable a la evaluación de la cimentación, para determinar la modificación de sus elementos estructurales, así como a la recimentación y/o renivelación de un edificio existente.

5.2.1.2 En adición a lo requerido en este Capítulo, se cumplirá con lo establecido en el Capítulo 10 de la NTC-Cimentaciones.

5.2.1.3 Para la evaluación de la resistencia de los elementos estructurales de la cimentación se aplicará el Capítulo 9 de la NTC-Concreto, si los miembros son de concreto, y la sección 9.4 de la NTC-Mampostería si los elementos son de mampostería.

5.2.2 *Deficiencias por corregir*

5.2.2.1 La necesidad de evaluar la cimentación de un edificio se determinará a partir del modo de comportamiento de la estructura existente que se haya identificado durante la evaluación estructural.

5.2.2.2 Los edificios cuya cimentación deberá ser evaluada son los indicados en a) a d):

- a) Edificios cuya rehabilitación de la estructura demandará mayores fuerzas internas que las que pueden resistir los elementos estructurales de la cimentación ante los estados límite de servicio y falla
- b) Edificios que experimentaron daños moderados o severos en los elementos estructurales de la cimentación
- c) Edificios cuya inclinación es superior al límite establecido en la NTC-Criterios y NTC-Cimentaciones y que, por tanto, puedan requerir ser recimentados y/o renivelados
- d) Edificios con hundimiento o emersiones mayores que los límites establecidos en la NTC-Cimentaciones.

5.2.3 *Investigación del subsuelo*

5.2.3.1 Se deberá investigar el subsuelo de conformidad con los requisitos del Capítulo 2 de la NTC-Cimentaciones. En particular, se deberá proceder según a) a c):

- a) Investigación de colindancias. Para definir el tipo y las condiciones de cimentación de las estructuras colindantes, así como las características de las instalaciones subterráneas cercanas para verificar que no haya interferencia entre estas estructuras y los posibles trabajos de rehabilitación
- b) Reconocimiento del sitio. Para establecer preliminarmente en cuál de las tres zonas geotécnicas se localiza el proyecto de rehabilitación: zona I (lomas), II (transición) o III (lacustre) con apoyo de la fig. 2.2.1 de la NTC-Cimentaciones. Con esta información se programará la exploración geotécnica de campo y laboratorio para determinar las características estratigráficas y el comportamiento del subsuelo. La información recopilada deberá aclarar la secuencia estratigráfica, los parámetros mecánicos y las condiciones piezométricas
- c) Número y profundidad de los sondeos. Se establecerá el número mínimo de sondeos que se deberán realizar en cada caso, el cual es función del perímetro de la superficie cubierta por la construcción; la profundidad de los sondeos dependerá del ancho del área cargada, de las características del suelo y del nivel del estrato incompresible. Asimismo, se tomará en cuenta si el proyecto consta de varias estructuras desligadas para hacer un análisis de asentamientos del conjunto, lo cual demandará profundizar la exploración.

5.2.3.2 La exploración geotécnica se hará como se indica en la tabla 5.2.3.2.

5.2.3.3 Si el edificio está inclinado se deberá llevar un control topográfico de la evolución de dicha inclinación. Las mediciones deberán efectuarse, al menos, cada año, o después de la ocurrencia de un sismo que haya producido aceleraciones superiores a 0.90 m/s².

Tabla 5.2.3.2 - Requisitos para la exploración geotécnica en la Ciudad de México

Zona	No. Sondeos	Profundidad	Tipo de sondeos	Observaciones	No. muestras
I Lomas	Perímetro/80 Deberán ser suficientes para verificar las variaciones de la estratigrafía	1B ^[1] o se profundiza si hay rellenos o estratos compresibles	Directos:	Se determinará la presencia de rellenos sueltos, minas, oquedades; así como la estratigrafía y propiedades de los materiales	1 de cada estrato
			PCA ^[2]	Se obtienen muestras inalteradas y se observa directamente el perfil estratigráfico	
			SPT ^[3]	Se recuperan muestras alteradas de manera continua y se determina la consistencia y compacidad de los estratos (SPT)	
			Pruebas en sitio	Ficómetro, presiómetro	
			Indirectos: Geofísica	Sirven de complemento a la exploración directa	
II Transición	Perímetro/80 Deberán ser suficientes para verificar las variaciones de la estratigrafía	3B o hasta la profundidad donde los incrementos de esfuerzos en el suelo sean significativos	Despalme	Detección de rellenos sueltos y grietas	
			Directos:	Se determinará la estratigrafía, propiedades índice y mecánicas; y se verificará la continuidad estratigráfica	
				Se obtendrá un perfil continuo	
			SM (SPT+ SCE) ^[4]	Consiste en combinar técnicas para suelos blandos y duros El sondeo mixto tradicional alterna SPT y muestreo selectivo o SPT y SCE	
			SPT	Se recuperan muestras alteradas de manera continua y se determina la consistencia y compacidad de los estratos	
Pruebas en sitio	Medición de condiciones piezométricas				
III Lago	Perímetro/120 Deberán ser suficientes para verificar las variaciones de la estratigrafía	3B o hasta la profundidad donde los incrementos de esfuerzos en el suelo sean significativos	SCE ^[5] y SM ^[4]	Se mide la resistencia a la penetración del cono eléctrico (suelos blandos o sueltos)	1 a cada 5-7 m
			SMS ^[6]	Se obtienen muestras inalteradas, cuyas profundidades se definen con un sondeo continuo previo	
			PCA	Obtención de muestras inalteradas, observación directa del perfil estratigráfico	
			Pruebas en sitio	Ficómetro, presiómetro, dilatómetro, veleta * Las condiciones piezométricas se determinan mediante: Estación piezométrica Mediciones puntuales con piezoconos	

^[1] B, es el ancho del área cargada

^[2] PCA, pozo a cielo abierto

^[3] SPT, sondeo de penetración estándar

^[4] SM, sondeo mixto

^[5] SCE, sondeo de cono eléctrico

^[6] SMS, sondeo de muestreo selectivo

Comentario:

Para aquellas estructuras que no tengan espacio en su interior para la realización de los sondeos, ellos pudieran efectuarse en la banqueta o acera, con el respectivo permiso de las autoridades municipales, realizando calas para evitar dañar las instalaciones; es posible también utilizar estudios geotécnicos cercanos al sitio, cuidando que su fecha de ejecución sea menor que 5 años. Los pozos a cielo abierto se excavarán desde el interior del inmueble, efectuando las demoliciones necesarias e instalando un sistema de bombeo para el control del nivel freático.

En la fig. C5.2.3.1 se muestra la correlación entre la resistencia de cono, q_c , y el módulo de compresibilidad, m_v , para suelo del sector oriente de la zona lacustre. En la tabla C5.2.3.1.a se muestra la estratigrafía y las propiedades del sector

oriente de la zona lacustre; en la tabla C5.2.3.1.b las del sector no colonial desarrollada a partir de 1900, y en la tabla C5.2.3.1.c las de la antigua traza de la Ciudad de México (COVITUR, 1987). Con esta información se podrán realizar estimaciones preliminares.

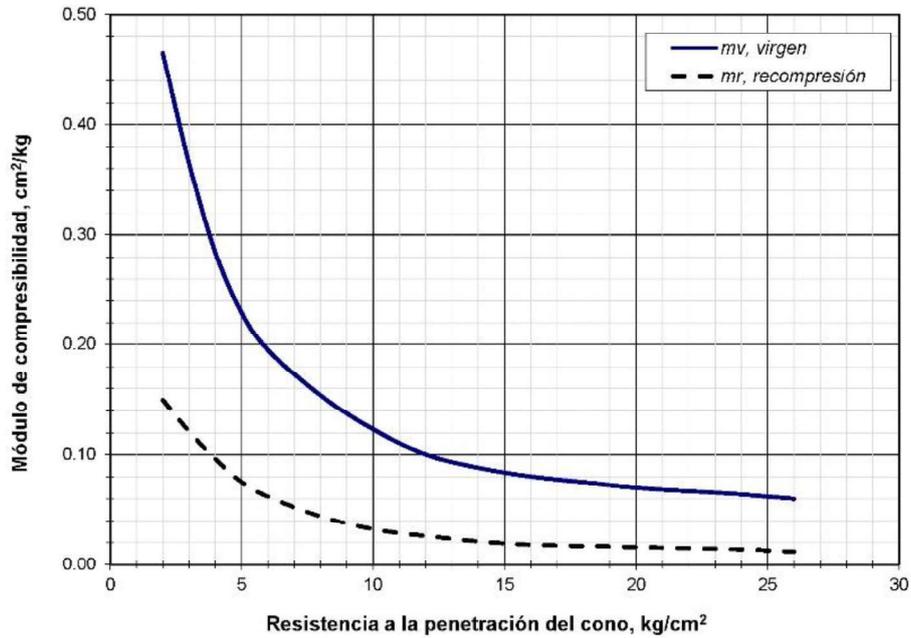


Figura C5.2.3.1 – Correlación entre la resistencia a la penetración de cono, q_c , y el módulo de compresibilidad, m_v , para suelo del sector oriente de la zona lacustre

Tabla C5.2.3.1.a - Estratigrafía y propiedades, sector oriente de la zona lacustre (COVITUR, 1987)

Estrato ^[1]	Espesor, m	γ , kN/m ³ (t/m ³)	c , kN/m ² (t/m ²)	ϕ , grados
Costra superficial	1 a 2.5	13.7 (1.4)	9.8 (1)	20
Serie arcillosa superior	38 a 40	11.7 (1.15)	4.9 a 9.8(0.5 a 1)	-
Capa dura ^[2]	1 a 2	-	0 a 98.1 (0 a 10)	25 a 36
Serie arcillosa inferior	15 a 30	12.3 (1.25)	29.4 a 39.2 (3 a 4)	-

^[1] En orden de aparición a partir de la superficie

^[2] Los parámetros presentados corresponden con pruebas triaxiales CU

Tabla C5.2.3.1.b - Estratigrafía y propiedades, zona lacustre sector no colonial, desarrollada a partir de 1900

Estrato ^[1]	Espesor,	γ , kN/m ³ (t/m ³)	c , en t/m ²	ϕ , grados
Costra superficial	4 a 6	15.7 (1.6)	39.2 (4)	25
Serie arcillosa superior	20 a 30	11.7 (1.2)	9.8 a 19.6 (1 a 2)	-
Capa dura ^[2]	3 a 5	14.7-15.7 (1.5-1.6)	0 a 98.1 (0 a 10)	25 a 36
Serie arcillosa inferior	8 a 10	12.8-13.2 (1.3-1.35)	49.1 a 78.5 (5 a 8)	-

^[1] En orden de aparición a partir de la superficie

^[2] Los parámetros presentados corresponden con pruebas triaxiales CU

Tabla C5.2.3.1.c - Estratigrafía y propiedades, zona lacustre antigua traza de la ciudad

Estrato ^[1]	Espesor, m	γ , kN/m ³ (t/m ³)	c, en t/m ²	ϕ , grados
Costra superficial	6 a 10	16.7 (1.7)	39.2 (4)	25
Serie arcillosa superior	20 a 25	12.8 (1.3)	29.4 (3)	-
Capa dura ^[2]	3 a 5	14.7-15.7 (1.5-1.6)	0 a 98.1 (0 a 10)	25 a 36
Serie arcillosa inferior	6 a 8	12.8-13.7 (1.3-1.4)	58.9 a 117.7 (6 a 12)	-

^[1] En orden de aparición a partir de la superficie

^[2] Los parámetros presentados corresponden con pruebas triaxiales CU

5.2.4 Estudio geotécnico

5.2.4.1 Se requerirá un estudio geotécnico para todo edificio por evaluar y, en su caso, por rehabilitar con excepción de Edificios Clase C ubicados en zonas I y II, construidos a base de muros de carga de mampostería.

5.2.4.2 El estudio geotécnico deberá incluir, al menos:

- Referencia a la tabla 2.3.1 de la NTC-Cimentaciones con respecto a la inspección detallada, pozos a cielo abierto, pruebas de laboratorio o de campo
- Ubicación de pozos a cielo abierto y de sondeos en el plano de la cimentación existente
- Estratigrafía, propiedades de los materiales y definición de la profundidad de desplante (si aplica)
- Justificación y análisis del tipo de sondeo realizado (ver 2.3.d de la NTC-Cimentaciones)
- Tipo de cimentación precisando el dimensionamiento de los elementos y su distribución
- Profundidad de desplante de elementos de cimentación
- Definición de la profundidad de desplante
- Resultados de las pruebas de laboratorio
- Modelo geomecánico de diseño que incluya las unidades estratigráficas, su profundidad, clasificación SUCS, propiedades índice y mecánicas
- Condiciones piezométricas para el análisis
- Descripción de la metodología de análisis.

Comentario:

Para precisar el tipo de cimentación se deberán realizar pozos a cielo abierto en el interior del edificio, controlando el nivel freático mediante bombeo puntual. En el caso de los pilotes, desde estos pozos a cielo abierto, se llevarán a cabo pruebas geofísicas, pruebas de integridad PIT o de reflexión sísmica, que permitirán determinar la longitud de estos elementos.

5.2.5 Resistencia y rigidez de la cimentación

5.2.5.1 La resistencia y rigidez de la cimentación se calculará de conformidad con los Capítulos 4 y 5 de la NTC-Cimentaciones.

5.3 Rehabilitación de la cimentación

5.3.1 Alcance

5.3.1.1 Este Capítulo es aplicable a la rehabilitación de la cimentación, a la modificación de sus elementos estructurales, así como a la recimentación y/o renivelación de un edificio existente.

5.3.1.2 En adición a lo requerido en este Capítulo, se cumplirá con lo establecido en el Capítulo 11 de la NTC-Cimentaciones.

5.3.1.3 Para la evaluación de la resistencia de los elementos estructurales de la cimentación se aplicará el Capítulo 9 de la NTC-Concreto, si los miembros son de concreto, y la sección 9.4 de la NTC-Mampostería si los elementos son de mampostería.

5.3.1.4 Para el diseño de la rehabilitación de los elementos estructurales de la cimentación se deberán cumplir los requisitos de esta Norma, en adición a los de la NTC-Concreto o NTC-Mampostería, según corresponda.

5.3.2 Deficiencias por corregir

5.3.2.1 La necesidad de rehabilitar la cimentación de un edificio se determinará a partir del modo de comportamiento de la estructura existente que se haya identificado durante la evaluación estructural.

5.3.2.2 Los edificios cuya cimentación deberá ser evaluada son los indicados en a) a d):

- a) Edificios cuya rehabilitación de la estructura demandará mayores fuerzas internas que las que pueden resistir los elementos estructurales de la cimentación ante los estados límite de servicio y falla
- b) Edificios que experimentaron daños moderados o severos en los elementos estructurales de la cimentación
- c) Edificios cuya inclinación es superior al límite establecido en la NTC-Criterios y NTC-Cimentaciones y que, por tanto, puedan requerir ser recimentados y/o renivelados
- d) Edificios con hundimiento o emersiones mayores que los límites establecidos en la NTC-Cimentaciones.

5.3.2.3 Se requerirá recimentar si la estructura rehabilitada estará sometida a fuerzas internas superiores a las de diseño y/o cuando los elementos estructurales de la cimentación estén dañados con una intensidad severa.

5.3.2.4 Será necesario considerar la renivelación, si la inclinación del edificio excede los límites establecidos en la NTC-Criterios y NTC-Cimentaciones.

5.3.2.5 Se deberá recimentar y renivelar la estructura si se cumplen los requisitos de 5.2.2.3 y 5.2.2.4 simultáneamente.

5.3.3 Demandas de resistencia, rigidez y capacidad de deformación inelástica para diseño

5.3.3.1 Las demandas de resistencia, rigidez y capacidad de deformación inelástica para diseño se calcularán a partir de NTC-Criterios, NTC Sismo y NTC-Viento.

5.3.3.2 Se deberán revisar y, en su caso, rehabilitar los elementos estructurales de la cimentación para fuerzas internas calculadas usando un factor de comportamiento sísmico no mayor que $Q=2.0$.

5.3.3.3 El dimensionamiento, diseño y detallado de la rehabilitación de elementos estructurales de la cimentación se hará de conformidad con los requisitos de estructuras de ductilidad alta (Capítulo 8) de la NTC-Concreto.

5.3.4 Métodos de rehabilitación

5.3.4.1 Para fines de esta Norma, se aceptará rehabilitar la cimentación mediante los métodos más comunes descritos en a) a f):

- a) Reparación y reforzamiento de elementos estructurales de la cimentación
- b) Ampliación de zapatas, losa o cajón de cimentación
- c) Reforzamiento del suelo para aumentar su resistencia y reducir su deformabilidad mediante inclusiones
- d) Utilización de micropilotes, pilotes o pilas
- e) Pilotes de control
- f) Subexcavación para verticalización.

5.3.4.2 Para algunos casos de renivelación, el lastre puede funcionar, aunque la corrección tomará tiempo.

5.3.4.3 Se aceptará usar otro método distinto a los señalados en 5.3.4.1 si es aprobado por el Director y, en su caso, el Corresponsable.

5.3.5 *Reparación y reforzamiento de elementos estructurales de la cimentación*

5.3.5.1 Será necesario rehabilitar los elementos estructurales de la cimentación cuando exhiben daños moderados o severos según la clasificación de 3.4.4, o bien, porque no poseen la resistencia, rigidez y/o capacidad de deformación necesarias para transmitir las fuerzas internas al suelo. En estos casos, se cumplirá con los requisitos siguientes a) a c):

- a) Se aceptará la reparación local, reparación de grietas, la sustitución de elementos dañados y el uso de anclas y conectores para su rehabilitación. Se deberán aplicar los requisitos del Capítulo 9 de esta Norma
- b) Sólo se aceptará el encamisado de concreto de elementos estructurales de la cimentación. Para el análisis, diseño, construcción y supervisión, se cumplirán los requisitos de 9.6 de esta Norma
- c) Si se amplía el tamaño de los elementos estructurales, se deberá diseñar el mecanismo de transmisión de carga entre elemento existente y la adición, de conformidad con 9.4 y 9.5 de esta Norma.

5.3.6 *Adición de pilotes*

5.3.6.1 Será necesario añadir pilotes cuando se deba incrementar la capacidad de carga de la cimentación a fin de resistir las acciones de diseño, y/o para renivelar el edificio. En este caso, el diseño geotécnico se realizará en términos de capacidad de carga, debiendo los pilotes tomar la totalidad del peso estático y de las solicitaciones sísmicas, incluso, se despreciará la compensación generada por cajones, de acuerdo con el 3.6.1.4 de la NTC-Cimentaciones.

5.3.6.2 Para los casos en los que el incremento del área de cimentación resulte insuficiente o sea muy compleja su construcción, será necesario añadir micropilotes, pilotes o pilas, a fin de resistir las acciones de diseño. En el caso de que también sea indispensable recuperar la verticalidad del inmueble, estos elementos de refuerzo podrán ser utilizados para tal propósito. El diseño de estos elementos de reforzamiento, se llevará a cabo en términos de capacidad de carga, tal y como se precisa en 5.7.3.6.1.

5.3.6.3 Se aceptará incluir nuevos pilotes, enteros o en segmentos que puedan unirse entre sí. En caso de pilotes segmentados, se diseñará un mecanismo para promover el comportamiento como una pieza. Se aceptará postensar los segmentos para lograr un comportamiento como una unidad.

5.3.6.4 Los pilotes se diseñarán para que puedan transmitir la carga de acuerdo con la resistencia y deformabilidad del suelo señalados en el estudio geotécnico.

5.3.6.5 Si se añaden pilas o pilotes, se deberán precargar antes de conectarse a la estructura existente. La magnitud de la precarga será determinada a partir del análisis del edificio rehabilitado.

5.3.6.6 La ampliación de cimentación, los pilotes y la estructura de transmisión a la estructura existente se revisarán de acuerdo con el Capítulo 9 de la NTC-Concreto, la NTC-Acero y 9.4 de la NTC-Mampostería, según aplique. Se aceptará usar el Capítulo 10 de la NTC-Concreto para diseñar los dados de cimentación.

Comentario:

Los micropilotes tienen diámetros entre 300 y 500 mm.

5.3.7 *Ampliación de la cimentación*

5.3.7.1 Cuando las nuevas solicitaciones demanden un incremento del área de la cimentación, a fin de que se satisfagan los estados límite de falla y de servicio de la NTC-Cimentaciones, se revisarán las opciones a) a e) siguientes:

- a) Ampliar las zapatas aisladas a corridas
- b) Ampliar las zapatas corridas en una dirección a corridas en ambas direcciones
- c) Ampliar zapatas corridas a losa
- d) Pasar de zapatas corridas a cajón
- e) Pasar de losa a cajón.

5.3.7.2 Cuando las colindancias y/o la cimentación existente lo permitan, se deberá considerar ampliar la cimentación con objeto de reducir los esfuerzos en el suelo y disminuir los asentamientos.

5.3.7.3 La ampliación de la cimentación deberá conectarse con la cimentación original. Se deberá diseñar un mecanismo de transmisión de cargas que promoverá el comportamiento monolítico entre los elementos existentes y nuevos.

5.3.7.4 La ampliación de la cimentación se podrá combinar con la adición de pilotes.

5.3.8 Renivelación

5.3.8.1 Cuando la cimentación del edificio exceda el límite establecido en la NTC-Criterios, se deberá renivelar el edificio.

5.3.8.2 Los edificios se podrán recimentar y/o renivelar usando una combinación de técnicas, como son la ampliación de las secciones de los elementos de la cimentación, hincar pilotes de control, y/o micropilotes, y/o mediante un proceso de subexcavación. La selección del método la hará el Especialista en geotecnia con apoyo del Proyectista, después de estudiar los suelos y la condición de la cimentación existente, y de analizar la congruencia del tipo de solución que elija con el Objetivo de Diseño de la Rehabilitación.

5.3.8.3 Para renivelar la estructura se podrán usar pilotes de control y subexcavación. Será necesario revisar los estados límite de falla y de servicio de la cimentación para determinar si es necesario rigidizarla y reforzarla antes de proceder a la renivelación.

5.3.9 Pilotes de control

5.3.9.1 Los pilotes de control se deberán diseñar para resistir la carga estática y la carga dinámica (figs. 5.3.9.3.1.a y 5.3.9.3.1.b). Para garantizar su buen funcionamiento es indispensable realizar trabajos de mantenimiento periódico.

Comentario:

Los pilotes de control fueron concebidos para estar apoyados en una capa dura de asentamiento nulo o muy pequeño.

5.3.9.2 Diseño de pilotes de control para condiciones estáticas

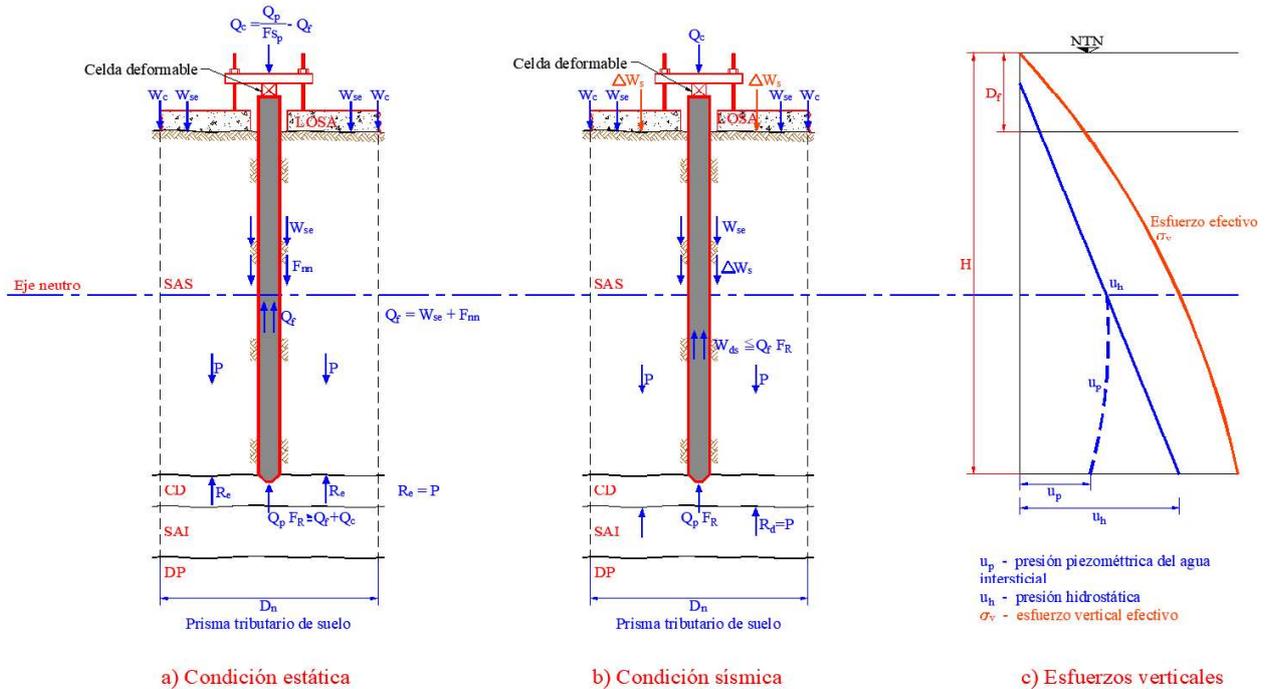
5.3.9.2.1 Para diseñar pilotes de control para condiciones estáticas, se deberá revisar que se cumplan los criterios de capacidad de carga y asentamiento. En las figs. 5.3.9.3.1.a y 5.3.9.3.1.b se muestran los diagramas de cuerpo libre para la condición estática según los dos criterios enunciados, respectivamente.

- | | |
|---|---|
| a) Carga neta | $W_{ne} = W_{te} - W_c$ |
| b) Equilibrio | $W_{se} = W_{ne} - Q_c$ |
| c) Para que no haya emersión | $W_{se} + F_m \geq Q_r$ |
| d) No penetración | $Q_f + Q_c \leq Q_p F_R$ |
| e) Carga de fluencia para la celda deformable | $Q_c \leq Q_p F_R - Q_f$ |
| f) Reacción estática de la capa dura | $R_e = W_c + P - F_m$ |
| g) Separación mínima de pilotes | $D_a = \sqrt{\frac{F_m}{\gamma_m H - U_p}}$ |

5.3.9.3 Diseño de pilotes de control para condiciones dinámicas

5.3.9.3.1 Para diseñar pilotes de control para condiciones dinámicas, se deberá revisar que se cumplan los criterios a) a c) siguientes. En las figs. 5.3.9.3.1.a y 5.3.9.3.1.b se muestran los diagramas de cuerpo libre para la condición dinámica según los dos criterios de diseño por carga y asentamiento, respectivamente.

- a) Carga dinámica al suelo $W_{ds} = W_{se} + \Delta W_s$
- b) Mínimo asentamiento $W_{ds} \leq Q_f F_R$
- c) Reacción de la capa dura $R_d = W_c + P + \Delta W_s$



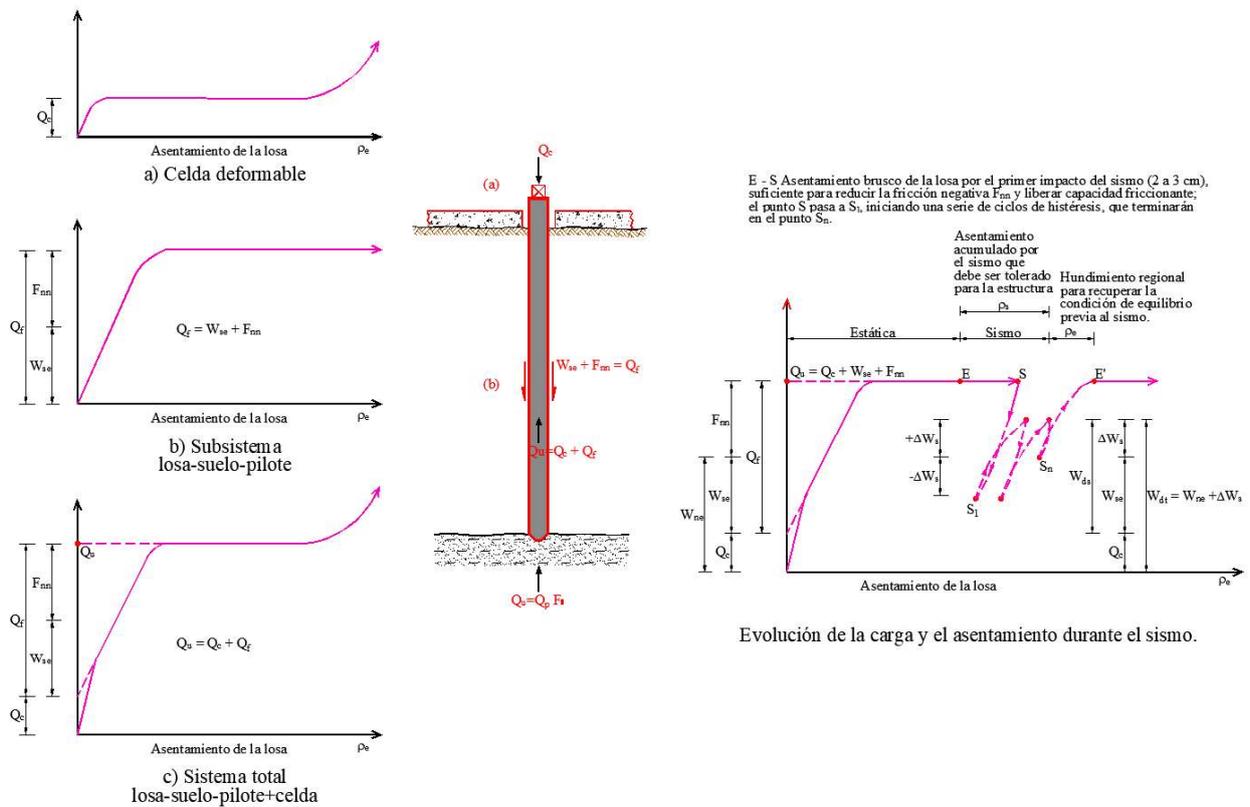
SIMBOLOGÍA

W_{te} Carga total estática
 W_c Carga compensada
 W_{ne} Carga neta estática
 W_{se} Carga estática transmitida al suelo
 Q_c Carga de fluencia de la celda
 F_{nn} Fricción negativa
 Q_f Capacidad friccionante del pilote
 Q_p Capacidad última de punta
 ΔW_s Incremento de carga por sismo
 W_{ds} Carga dinámica al suelo
 R_e Reacción estática de la capa dura
 R_d Reacción dinámica de la capa dura

P Peso total del prisma de arcilla
 F_R Factor de resistencia (NTC-Cimentaciones)
 g_m Pesovolumétrico medio del suelo
 H Profundidad de la capa dura
 NTN Nivel de terreno natural
 SAS Serie arcillosa superior
 CD Capa dura
 SAI Serie arcillosa inferior
 DP Depósitos profundos

DISEÑO POR CONDICIÓN ESTÁTICA	
ECUACIÓN	CONDICIÓN
$W_{ne} = W_{te} - W_c$	Carga neta
$W_{se} = W_{ne} - Q_c$	Equilibrio
$W_{se} + F_{nn} \cong Q_c$	Para que no haya emersión
$Q_f + Q_c \cong Q_p \cdot F_R$	No penetración
$Q_c \cong Q_p \cdot F_R - Q_f$	Carga de fluencia para la celda deformable
$R_e = W_c + P - F_{nn}$	Reacción estática de la capa dura
$D_n = \sqrt{\frac{F_{nn}}{\gamma_m H - u_p}}$	Separación mínima de pilotes
DISEÑO POR CONDICIÓN SÍSMICA	
$W_{ds} = W_{se} + \Delta W_s$	Carga dinámica al suelo
$W_{ds} \leq Q_f \cdot F_R$	Mínimo asentamiento
$R_d = W_c + P + \Delta W_s$	Reacción de la capa dura

Figura 5.3.9.3.1.a - Diseño de pilotes de control para a) condición estática, b) condición dinámica y c) esfuerzos verticales (tomada de Tamez, 1988)



Diagramas asentamiento-carga: (a) de la celda deformable, (b) subsistema losa-suelo-pilote y (c) del sistema total, bajo carga estática.

Figura 5.3.9.3.1.b - Diagramas de asentamiento-carga a) de la celda deformada, b) subsistemas losa-suelo-pilote y c) del sistema total, bajo cargas estáticas (tomada de Tamez, 1988)

Comentario:
 Para el diseño de pilotes de control se sigue el criterio de Tamez (1988).

5.3.10 Subexcavación

5.3.10.1 Si se opta por aplicar el método de subexcavación para renivelar el edificio, se podrá hacer desde cepas, túneles o lumbreras practicadas bajo la cimentación. La extracción del suelo deberá hacerse de manera controlada, de modo de tomar la decisión a tiempo de cuando detener el proceso.

5.3.10.2 Antes de aplicar la subexcavación, se deberá revisar la rigidez y resistencia de la cimentación y, en caso de que sea deficiente, se rehabilite.

5.3.10.3 Durante la subexcavación, se deberá instrumentar la estructura de modo de llevar un control de desplazamientos e inclinaciones de la estructura.

Comentario:
 El método de subexcavación consiste en practicar perforaciones horizontales o inclinadas de pequeño diámetro en la parte menos hundida de una estructura, que su colapso (o cierre) genere la deformabilidad que reduce la inclinación. Las perforaciones, en general, se hacen por debajo del nivel de desplante de la cimentación, en un estrado de suelo blando.

5.3.11 *Mejoramiento de suelo*

5.3.11.1 Adicionalmente a las técnicas de los 5.3.5 a 5.3.10, se podrán aplicar métodos de mejoramiento de suelo para incrementar su resistencia y rigidez.

5.3.11.2 Se aceptará mejorar el suelo mediante inyecciones o inclusiones rígidas o flexibles. Ellas deberán cumplir con lo indicado en el Capítulo 11 de la NTC-Cimentaciones.

5.3.8.3 Las inyecciones serán cilindros esbeltos de mortero simple y las láminas laterales que los complementan por el asociado fracturamiento hidráulico del suelo, cuyo conjunto constituye una estructura de mortero dentro de la masa de suelo que reduce la deformabilidad original de los suelos arcillosos. Las perforaciones para inyección podrán contar con una funda de geotextil y tubos de manguito que permitan el fracturamiento del suelo por mejorar (Santoyo, et al., 2005).

Espacio en blanco dejado de manera intencional

6. REQUISITOS ESPECÍFICOS DE EVALUACIÓN, ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA REHABILITACIÓN DE ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA

6.1 Alcance

6.1.1 En este capítulo se establecen los requisitos para la evaluación y rehabilitación sísmica de los elementos de mampostería del sistema resistente a fuerzas inducidas por sismo de un edificio existente. Estos requisitos aplican a elementos existentes de mampostería, elementos rehabilitados de mampostería, y elementos nuevos de mampostería adicionados a un edificio existente. En este capítulo se especifican requisitos mínimos para:

- a) Recolección de información para la obtención de las propiedades de los materiales (véase 6.2)
- b) Diseño y análisis de elementos de mampostería (véase 6.3)
- c) Modelado, resistencia de los elementos, criterios de aceptación y técnicas de rehabilitación para muros de carga de mampostería simple (véase 6.4)
- d) Modelado, resistencia de los elementos, criterios de aceptación y técnicas de rehabilitación para muros de carga de mampostería confinada (véase 6.5)
- e) Modelado, resistencia de los elementos, criterios de aceptación y técnicas de rehabilitación para muros de carga de mampostería con refuerzo interior (véase 6.6)
- f) Modelado, resistencia de los elementos, criterios de aceptación y técnicas de rehabilitación para muros diafragma de mampostería (véase 6.7).

6.1.2 Las modalidades de muros de mampostería incluidas en este capítulo son mampostería simple, mampostería confinada, mampostería reforzada interiormente y muros diafragma construidos con piezas prismáticas artesanales o industrializadas de arcilla y concreto.

Comentario:

Para la evaluación y rehabilitación de estructuras de adobe se recomienda consultar el inciso 6.9.8 de INIFED (2021d) y en el Capítulo 10 de SMIE (2019).

6.2 Propiedades de los materiales e inspección de la condición

6.2.1 Información básica

6.2.1.1 La información básica que deberá recolectarse deberá ser la que se indica en 3.4 de esta Norma.

6.2.2 Determinación de las propiedades de los materiales

6.2.2.1 En el caso de muros de mampostería existentes, las propiedades de la mampostería se deberán obtener a partir de lo establecido en 3.4.5.8.4.

6.2.2.3 Las propiedades de los materiales adicionados en la rehabilitación deberán cumplir con lo establecido en la NTC-Mampostería, NTC-Concreto y NTC-Acero, según corresponda.

6.2.3 Clasificación del daño en los elementos de la edificación

6.2.3.1 Modo de comportamiento

6.2.3.1.1 El modo de comportamiento corresponderá con 3.4.4.1 de esta Norma.

Comentario:

La filosofía de diseño del Reglamento y de sus Normas se basa en que las estructuras exhiban, predominantemente modos de comportamiento dúctil (como flexión, por ejemplo). Ello implica que los modos de comportamiento frágil no se presenten antes que ocurran los dúctiles, o bien que estén acotados mediante requisitos estrictos de resistencia y capacidad de desplazamiento. En el caso de las estructuras de mampostería, las modalidades de mampostería tienden a desarrollar comportamientos caracterizados por agrietamientos inclinados en los que controla la fuerza cortante. Para la evaluación estructural, y la eventual rehabilitación, es importante conocer los modos de comportamiento de los elementos estructurales y no estructurales, de modo de definir la jerarquía de intervención

dando prioridad a desarrollar modos dúctiles. El impacto del daño se debiera considerar en términos de las capacidades de resistencia, deformación y rigidez.

6.2.3.2 Intensidad de daño

6.2.3.2.1 La intensidad o severidad del daño en elementos estructurales se podrá clasificar de acuerdo con 3.4.4.2 de esta Norma.

6.2.4 Evaluación del impacto de elementos dañados en el comportamiento de la edificación

6.2.4.1 Impacto del daño

6.2.4.1.1 El impacto del daño deberá evaluarse de conformidad con 3.4.4.3.1 de esta Norma.

Comentario:

La filosofía de diseño de muros de mampostería se basa en eliminar grietas, o bien en limitar su anchura a valores tolerables. No existe una clasificación universal y absoluta de anchura de grietas que pueda considerarse peligrosa, ya que depende de la función de la estructura, el tipo de acción y la forma de grieta y el tipo de mampostería, entre otros. En SMIE (2019) se recomiendan métodos para medir la anchura y monitorear las grietas.

6.2.4.2 Edificación sin daño estructural

6.2.4.2.1 Si la edificación de mampostería no cuenta con daño estructural deberá procederse como se indica en 3.4.4.3.2 de esta Norma.

6.2.4.3 Capacidad remanente

6.2.4.3.1 La capacidad remanente de la estructura se evaluará como se indica en 3.4.4.3.3 de esta Norma.

Comentario:

La capacidad remanente es un indicador útil para definir la jerarquía de modos de comportamiento de una estructura, así como para establecer la necesidad, o no, de rehabilitarla. Esta capacidad (de resistencia, deformación y rigidez) disminuye con el daño en el elemento y en la estructura en general. Igualmente decae más rápido si el modo de comportamiento es frágil, como el controlado por cortante. Se puede suponer que una estructura de mampostería con daño nulo a moderado mantiene la resistencia de la mampostería y que su rigidez inicial es, al menos, de dos terceras partes de la rigidez de la estructura original. Para daños severos o muy graves, se puede usar una contribución de la resistencia del 80 por ciento de la original, y una rigidez de un tercio de la original.

6.2.4.4 Cálculo de la capacidad estructural

6.2.4.4.1 Para obtener la capacidad estructural deberá cumplirse con 3.4.4.3.4 de esta Norma.

Comentario:

La capacidad de una estructura depende de varios factores como son la idoneidad del diseño, calidad de construcción, grado de conservación y mantenimiento, tipo y magnitud de daño, principalmente. Es deseable que el diseñador estructural tome en cuenta cómo afectan estos factores a fin de determinar la conveniencia de rehabilitar.

6.2.4.5 Consideraciones para evaluar la seguridad estructural

6.2.4.5.1 Las condiciones para evaluar la seguridad estructural de estructuras de mampostería deberán considerar 3.4.4.3.5 y 3.4.4.3.6 de esta Norma.

6.2.5 Determinación de la necesidad de rehabilitación

6.2.5.1 La necesidad de rehabilitación de la estructura se determinará como se indica en 3.4.4.3.7 de esta Norma.

Comentario:

La comparación de la resistencia de entrepiso con el cortante actuante proporciona una buena idea sobre la calidad del desempeño de la estructura. La densidad de muros es otro parámetro útil para tener una evaluación global rápida. Una vez que, de la evaluación, se ha concluido que es necesario rehabilitar, la decisión se centra en minimizar la intervención, asegurar que se pueda construir y optimizar los costos globales (SMIE, 2019). La intervención debiera considerar, entre otros aspectos: costos, tanto iniciales como a largo plazo; durabilidad de los elementos originales, de los nuevos y de la interacción entre ellos; mano de obra y equipos disponibles; necesidad, o no, de mantener ocupado el edificio mientras se realizan los trabajos de rehabilitación; estética; conservación del carácter histórico; y duración de la construcción. En términos generales, se recomienda que la rehabilitación disminuya o elimine irregularidades de rigidez o resistencias, minimice modificaciones de rigideces locales, y proteja elementos no estructurales vulnerables a desplazamientos o velocidades.

6.3 Hipótesis generales y requisitos

6.3.1 Modelado y diseño

6.3.1.1 Se deberá cumplir con lo señalado en los Capítulos 3 y 4 de la NTC-Mampostería.

6.3.1.2 Si la estructura es de dos niveles o menos, deberá clasificarse como Clase C, o en su defecto como Clase B, de acuerdo con la tabla 2.6.2 de esta Norma y deberán seguirse los procedimientos de análisis indicados en dicha tabla e ilustrados en la fig. 1.5.1.c.

6.3.2 Conexión entre elementos existentes y materiales o elementos nuevos

6.3.2.1 Las conexiones entre elementos existentes y los materiales o elementos nuevos se deberán diseñar y ejecutar de manera de alcanzar un comportamiento monolítico y de asegurar la transmisión de fuerzas entre ellos. Se admitirá usar anclas, fijadores o pernos adhesivos o de percusión (estos últimos son instalados mediante cargas explosivas de potencia controlada). Se deberá cumplir con lo establecido en 9.5 de esta Norma.

6.4 Muros de carga de mampostería simple

6.4.1 Esta sección aplica para muros de mampostería simple de piezas artificiales. Adicionalmente, se considerarán como muros de mampostería simple aquéllos que, aun contando con algún tipo de refuerzo interior o confinamiento con castillos y dalas, no cumplan los requisitos de los Capítulos 6 y 7 de la NTC-Mampostería. Para el diseño de estructuras nuevas, no podrá utilizarse mampostería simple como material de rehabilitación de una edificación existente. Los requisitos de esta sección se utilizarán solamente para la evaluación de estructuras existentes. No se considerará como muros a aquellos elementos con espesor, t , menor que 100 mm. Para la revisión de esta modalidad de mampostería se usará un factor de comportamiento sísmico $Q=1.0$.

Comentario:

En caso de edificaciones de adobe, se recomienda consultar SMIE (2019).

6.4.1 Muros de carga de mampostería simple sujetos a acciones en el plano

6.4.1.1 Rigidez de muros de mampostería simple sujetos a acciones en el plano

6.4.1.1.1 La rigidez de muros de carga de mampostería simple sujetos a acciones se deberá determinar considerando las deformaciones axiales, a flexión y cortante.

6.4.1.1.2 Las piezas de mampostería y el mortero deberán considerarse como un medio homogéneo para definir la rigidez de los muros.

6.4.1.1.3 Se deberá considerar el efecto del daño en la rigidez de los muros. Se aceptará reducir la rigidez lateral de cada muro con el factor de reducción λ_k del Apéndice B de esta Norma, según su modo de comportamiento y la intensidad del daño.

Comentario:

Si la estructura está dañada, el modo de comportamiento de los muros podrá ser evidente. Si no tiene daños o son ligeros, es conveniente revisar las resistencias para distintos modos de falla o comportamiento. El modo de falla que controle el desempeño del muro será el asociado a la resistencia menor.

6.4.1.2 Resistencia de muros de mampostería simple sujetos a acciones en el plano

6.4.1.2.1 Fuerzas y momentos para revisión

6.4.1.2.1.1 Las fuerzas y momentos se obtendrán a partir de los análisis indicados en 3.1.2 y 3.1.3 de la NTC-Mampostería, empleando las cargas de diseño que incluyan el factor de carga correspondiente. La resistencia ante cargas verticales y laterales de un muro de mampostería no reforzada deberá revisarse para el efecto de carga axial, fuerza cortante, momentos flexionantes en su plano y, cuando proceda, también para momentos flexionantes normales a su plano. En la revisión ante cargas laterales sólo se considerará la participación de muros cuya longitud sea sensiblemente paralela a la dirección de análisis.

6.4.1.2.1.2 Se considerará a las fuerzas internas que obran sobre los muros de mampostería simple como controlados por fuerza. Por lo tanto, sus resistencias se calcularán con valores de resistencia de la mampostería del límite inferior, de conformidad con lo indicado en 3.4.5.8.4 de esta Norma.

6.4.1.2.2 Resistencia a compresión

6.4.1.2.2.1 La carga vertical resistente P_R de un muro de mampostería simple sin daño, se calculará con la ec. 6.4.1.2.2.1:

$$P_R = F_R F_E f'_m A_T \quad (6.4.1.2.2.1)$$

F_E se obtendrá de acuerdo con 3.1.2 de la NTC-Mampostería. F_R se tomará igual a 1.0 para fines de evaluación.

6.4.1.2.3 Resistencia a flexocompresión

6.4.1.2.3.1 La resistencia a flexocompresión se calculará, según la teoría de resistencia de materiales, suponiendo una distribución lineal de esfuerzos en la mampostería. Se considerará que la mampostería no resiste tensiones y que la falla ocurre cuando aparece en la sección crítica un esfuerzo de compresión igual a f'_m . El factor de reducción F_R se tomará igual a 1.0.

6.4.1.2.4 Resistencia a cargas laterales

6.4.1.2.4.1 La fuerza cortante resistente, V_{mR} , de un muro de mampostería simple sin daño, se determinará con la ec. 6.4.1.2.4.1:

$$V_{mR} = F_R (0.5 v'_m A_T + 0.3 P) \leq 1.5 F_R v'_m A_T \quad (6.4.1.2.4.1)$$

F_R se tomará igual a 1.0 para fines de evaluación. P se deberá tomar positiva en compresión. La carga vertical P que actúa sobre el muro deberá considerar las acciones permanentes, variables con intensidad instantánea, y accidentales que conduzcan al menor valor y sin multiplicar por el factor de carga. Si la carga vertical es de tensión, se tomará $V_{mR} = 0$.

Comentario:

Los factores de resistencia para revisar estructuras de mampostería simple, no confinada o no reforzada interiormente son unitarios a diferencia de los valores bajos que se usaron en diseño (iguales a 0.3) que consideraban el modo de comportamiento inherentemente frágil de esta modalidad constructiva. Este tipo de estructuras tienen casi nula capacidad para redistribuir fuerzas verticales y/o laterales una vez que se alcanza la resistencia, lo que incrementa las probabilidades de colapsos locales o totales.

6.4.1.2.4.2 Se deberá considerar el efecto del daño en la resistencia a cargas laterales. Se aceptará usar el factor de reducción de resistencia λ_R del Apéndice B de esta Norma para disminuir la resistencia en función del modo de comportamiento y la intensidad del daño.

6.4.1.3 *Criterio de aceptación para muros de mampostería simple sujetos a acciones en el plano*

6.4.1.3.1 El criterio de aceptación para una estructura con muros de carga de mampostería simple serán la resistencia lateral y la capacidad de deformación. El criterio de aceptación de resistencia será que la resistencia de diseño, usando $F_R=1.0$, sea al menos igual o mayor que la demanda calculada con los factores de carga que correspondan. Sobre el criterio de aceptación de capacidad de deformación, se deberá cumplir con las distorsiones permisibles señaladas en la tabla 4.3.3.1 de la NTC-Sismo.

6.4.1.4 *Técnicas de rehabilitación de muros de mampostería simple sujetos a acciones en el plano*

6.4.1.4.1 Se podrán utilizar las técnicas de rehabilitación indicadas de a) a e) en estructuras con muros de carga de mampostería simple sujetos a acciones en el plano, ya sea solas o combinadas:

- a) Reparación local de elementos estructurales (véase 9.2 de esta Norma)
- b) Reparación de grietas mediante fluidos (véase 9.3 de esta Norma)
- c) Reemplazo de elementos estructurales dañados (véase 9.4 de esta Norma)
- d) Encamisado de muros de mampostería (véase 9.9 de esta Norma)
- e) Adición de elementos de confinamiento (véase 9.15 de esta Norma).

6.4.2 *Muros de carga de mampostería simple sujetos a acciones fuera del plano*

6.4.2.1 *Rigidez de muros de mampostería simple sujetos a acciones fuera del plano*

6.4.2.2.1 Se deberá cumplir con las especificaciones del Capítulo 3 de la NTC-Mampostería. Se aceptará despreciar la rigidez de muros de mampostería simple sujetos a acciones fuera del plano.

6.4.2.2 *Resistencia de muros de mampostería simple sujetos a acciones fuera del plano*

6.4.2.3.1 La resistencia ante cargas laterales de un muro de carga de mampostería simple deberá revisarse para el efecto de carga axial y momentos flexionantes normales a su plano.

6.4.2.3 *Criterio de aceptación para muros de mampostería simple sujetos a acciones fuera del plano*

6.4.2.4.1 El criterio de aceptación para una estructura con muros de carga de mampostería simple será la resistencia fuera del plano. El criterio de aceptación de resistencia será que la resistencia de diseño, usando $F_R=1.0$, sea al menos igual o mayor que la demanda.

6.4.2.4 *Técnicas de rehabilitación de muros de mampostería simple sujetos a acciones fuera del plano*

6.4.2.5.1 Se podrán utilizar las técnicas de rehabilitación a) a e) en estructuras con muros de carga de mampostería simple sujetos a acciones fuera del plano, ya sea solas o combinadas:

- a) Reparación local de elementos estructurales (véase 9.2 de esta Norma)
- b) Reparación de grietas mediante fluidos (véase 9.3 de esta Norma)
- c) Reemplazo de elementos estructurales dañados (véase 9.4 de esta Norma)
- d) Encamisado de muros de mampostería (véase 9.9 de esta Norma)
- e) Adición de elementos de confinamiento (véase 9.15 de esta Norma).

6.5 *Muros de carga de mampostería confinada*

6.5.1 Para que los muros sean considerados como confinados deberán cumplir con 6.2 de la NTC-Mampostería. En caso de que la estructura en estudio sea Clase C, de acuerdo con la clasificación de la tabla 2.6.2 de esta Norma, la estructura podrá analizarse mediante el Método Simplificado especificado en 9.4 de la NTC-Mampostería.

6.5.2 Muros de carga de mampostería confinada sujetos a acciones en el plano

6.5.2.1 Rigidez de muros de mampostería confinada sujetos a acciones en el plano

6.5.2.1.1 Se deberán utilizar las especificaciones del Capítulo 3 de la NTC-Mampostería.

6.5.2.1.2 Se deberá considerar el efecto del daño en la rigidez de los muros. Se aceptará reducir la rigidez lateral con el factor de reducción λ_K del Apéndice B de esta Norma, según su modo de comportamiento y la intensidad o severidad del daño.

6.5.2.2 Resistencia de muros de mampostería confinada sujetos a acciones en el plano

6.5.2.2.1 La resistencia ante cargas verticales y laterales de un muro de mampostería confinada deberá revisarse para el efecto de carga axial, la fuerza cortante y de momentos flexionantes en su plano. La resistencia a compresión y flexocompresión en el plano del muro se deberá calcular de acuerdo con 6.4 de la NTC-Mampostería. La resistencia a cargas laterales se deberá calcular de acuerdo con 6.5 de la NTC-Mampostería.

6.5.2.2.2 Se deberá considerar el efecto del daño en la resistencia a cargas laterales. Se aceptará usar el factor de reducción de resistencia λ_R del Apéndice B de esta Norma para disminuir la resistencia en función de su modo de comportamiento y la intensidad o severidad del daño.

6.5.2.3 Criterio de aceptación para muros de mampostería confinada sujetos a acciones en el plano

6.5.2.3.1 El criterio de aceptación para una estructura con muros de carga de mampostería simple será la resistencia en el plano. El criterio de aceptación de resistencia será que la resistencia de diseño, usando $F_R=1.0$, sea al menos igual o mayor que la demanda calculada con los factores de carga que correspondan.

6.5.2.4 Modelación de muros de mampostería confinada sujetos a acciones en el plano mediante criterios de diseño por desempeño

6.5.2.4.1 Si se opta por evaluar y/o rehabilitar el edificio mediante criterios de diseño por desempeño, se deberán modelar los muros de acuerdo con las tablas 6.5.2.4.1.a y 6.5.2.4.1.b y la fig. 6.5.2.4.1.

Comentario:

Se permite modelar estructuras a base de muros de carga de mampostería confinada con criterios de diseño por desempeño. La propuesta se basa en experimentos ante cargas monótonas y cíclicas de muros de mampostería confinada con modo de comportamiento controlado por cortante. El modelo es aplicable a muros con castillos en sus bordes, refuerzo longitudinal de castillos hecho con varias barras de refuerzo, sin refuerzo horizontal en las juntas, sin aberturas y con relación altura-longitud entre 0.7 y 1.2 (Riahi et al., 2009).

Espacio en blanco dejado de manera intencional

Tabla 6.5.2.4.1 – Modelación de muros de mampostería confinada mediante criterios de diseño por desempeño

Parámetro	Ecuación
Carga de agrietamiento inclinado, V_{agr}	$V_{agr} = 0.424v'_m + 0.374\sigma \leq v'_m$ $(V_{agr} = 4.32v'_m + 3.82\sigma \leq v'_m)$
Resistencia a cortante, $V_{m\acute{a}x}$	$V_{m\acute{a}x} = 0.21v'_m + 0.363\sigma + 0.0141\sqrt{\rho_{estc}f_{yestc}f'_c} \geq V_{agr}$ $(V_{m\acute{a}x} = 2.14v'_m + 3.7\sigma + 0.14\sqrt{\rho_{estc}f_{yestc}f'_c} \geq V_{agr})$
Resistencia última, V_u	$V_u = 0.8 V_{m\acute{a}x}$
Distorsión de agrietamiento, δ_{agr}	$\delta_{agr} = \gamma \frac{V_{agr}}{\sqrt{f'_m}}$, $\gamma = \begin{pmatrix} 1.13 - \text{piezas de arcilla} \\ 0.72 - \text{piezas de concreto} \end{pmatrix}$
Distorsión a la resistencia, $\delta_{m\acute{a}x}$	$\delta_{m\acute{a}x} = 0.65\delta_u$
Distorsión última, δ_u	$\delta_{ult} = \mu\gamma \frac{V_{m\acute{a}x}}{\sqrt{f'_m}}$ $\mu = \frac{0.5}{V_{m\acute{a}x}^2} + 1.3 \leq 6$

Tabla 6.5.2.4.1.b – Distorsión aceptable de muros de mampostería confinada modelados mediante criterios de diseño por desempeño

	Criterio de aceptación		
	Nivel de desempeño		
	OI	SV	PC
Distorsión, % (arcilla)	0.23	0.52	0.70
Distorsión, % (concreto)	0.19	0.44	0.59

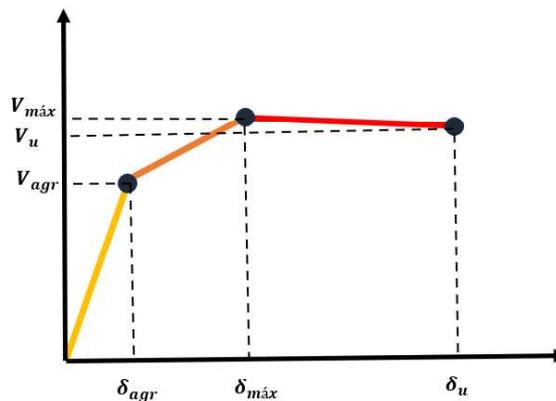


Figura 6.5.2.4.1 – Parámetros para modelar muros de mampostería confinada según criterios de diseño por desempeño

6.5.2.5 Técnicas de rehabilitación de muros de mampostería confinada sujetos a acciones en el plano

6.5.2.5.1 Se podrán utilizar las técnicas de rehabilitación a) a e) en estructuras con muros de carga de mampostería confinada sujetos a acciones en el plano, ya sea solas o en combinación:

- a) Reparación local de elementos estructurales (véase 9.2 de esta Norma)
- b) Reparación de grietas mediante fluidos (véase 9.3 de esta Norma)
- c) Reemplazo de elementos estructurales dañados (véase 9.4 de esta Norma)
- d) Encamisado de muros de mampostería (véase 9.9 de esta Norma)
- e) Adición de elementos de confinamiento (véase 9.15 de esta Norma).

6.5.3 Muros de carga de mampostería confinada sujetos a acciones fuera del plano**6.5.3.1 Rigidez de muros de mampostería confinada sujetos a acciones fuera del plano**

6.5.3.1.1 Se deberán utilizar las especificaciones del Capítulo 3 de la NTC-Mampostería.

6.5.3.1.2 Se deberá considerar el efecto del daño en la rigidez de los muros. Se aceptará reducir la rigidez lateral con el factor de reducción λ_k del Apéndice B de esta Norma, según su modo de comportamiento y la intensidad o severidad del daño.

6.5.3.2 Resistencia de muros de mampostería confinada sujetos a acciones fuera del plano

6.5.3.2.1 La resistencia ante cargas verticales y laterales de un muro de mampostería confinada deberá revisarse para el efecto de carga axial y momentos flexionantes normales a su plano principal de flexión. La resistencia a flexocompresión se calculará de acuerdo con 4.1.8 de la NTC-Mampostería.

6.5.3.2.2 Se deberá considerar el efecto del daño en la resistencia a cargas laterales. Se aceptará usar el factor de reducción de resistencia λ_R del Apéndice B de esta Norma para disminuir la resistencia en función de su modo de comportamiento y la intensidad o severidad del daño.

6.5.3.3 Criterio de aceptación para muros de mampostería confinada sujetos a acciones fuera del plano

6.5.3.3.1 El criterio de aceptación para una estructura con muros de carga de mampostería simple será la resistencia fuera del plano. El criterio de aceptación de resistencia será que la resistencia de diseño, usando $F_R=1.0$, sea al menos igual o mayor que la demanda calculada con los factores de carga que correspondan.

6.5.3.4 Técnicas de rehabilitación de muros de mampostería confinada sujetos a acciones fuera del plano

6.5.3.4.1 Se podrán utilizar las técnicas de rehabilitación a) a e) en estructuras con muros de carga de mampostería confinada sujetos a acciones en el plano, ya sea solas o en combinación:

- a) Reparación local de elementos estructurales (véase 9.2 de esta Norma)
- b) Reparación de grietas mediante fluidos (véase 9.3 de esta Norma)
- c) Reemplazo de elementos estructurales dañados (véase 9.4 de esta Norma)
- d) Encamisado de muros de mampostería (véase 9.9 de esta Norma)
- e) Adición de elementos de confinamiento (véase 9.15 de esta Norma).

6.6 Muros de carga de mampostería con refuerzo interior

6.6.1 Para que un muro pueda considerarse como reforzado deberán cumplirse los requisitos del Capítulo 7 de la NTC-Mampostería. En caso de que la estructura en estudio sea Clase C, de acuerdo con la clasificación de la Tabla 2.6.2 de esta Norma, la estructura podrá analizarse mediante el Método Simplificado especificado en 9.4 de la NTC-Mampostería.

6.6.2 Muros de carga de mampostería con refuerzo interior sujetos a acciones en el plano

6.6.2.1 Rigidez de muros de mampostería con refuerzo interior sujetos a acciones en el plano

6.6.2.1.1 Se deberán utilizar las especificaciones del Capítulo 3 de la NTC-Mampostería.

6.6.2.1.2 Se deberá considerar el efecto del daño en la rigidez de los muros. Se aceptará reducir la rigidez lateral con el factor de reducción λ_k del Apéndice B de esta Norma, según su modo de comportamiento y la intensidad o severidad del daño.

6.6.2.2 Resistencia de muros de mampostería con refuerzo interior sujetos a acciones en el plano

6.6.2.2.1 La resistencia ante cargas verticales y laterales de un muro de mampostería reforzada interiormente deberá revisarse para el efecto de carga axial, la fuerza cortante, de momentos flexionantes en su plano y, cuando proceda, también para momentos flexionantes normales a su plano principal de flexión. La resistencia a compresión y flexocompresión en el plano del muro se deberá calcular de acuerdo con 7.3 de la NTC-Mampostería. La resistencia a cargas laterales se deberá calcular de acuerdo con 7.4 de la NTC-Mampostería.

6.6.2.2.2 Se deberá considerar el efecto del daño en la resistencia a cargas laterales. Se aceptará usar el factor de reducción de resistencia λ_R del Apéndice B de esta Norma para disminuir la resistencia en función de su modo de comportamiento y la intensidad o severidad del daño.

6.6.2.3 Criterio de aceptación para muros de mampostería con refuerzo interior sujetos a acciones en el plano

6.6.2.3.1 El criterio de aceptación para una estructura con muros de carga de mampostería con refuerzo interior será la resistencia ante cargas en el plano. El criterio de aceptación de resistencia será que la resistencia de diseño, usando $F_R=1.0$, sea al menos igual o mayor que la demanda calculada con los factores de carga que correspondan.

6.6.2.4 Modelación de muros de mampostería con refuerzo interior sujetos a acciones en el plano mediante criterios de diseño por desempeño

6.6.2.4.1 Si se opta por evaluar y/o rehabilitar el edificio mediante criterios de diseño por desempeño, se deberán modelar los muros de acuerdo con la versión vigente de ASCE 41, siempre que se demuestre que se cumplen los requisitos ahí establecidos.

6.6.2.5 Técnicas de rehabilitación de muros de mampostería con refuerzo interior sujetos a acciones en el plano

6.6.2.5.1 Se podrán utilizar las técnicas de rehabilitación a) a e) en estructuras con muros de carga de mampostería con refuerzo interior sujetos a acciones en el plano:

- a) Reparación local de elementos estructurales (véase 9.2 de esta Norma)
- b) Reparación de grietas mediante fluidos (véase 9.3 de esta Norma)
- c) Reemplazo de elementos estructurales dañados (véase 9.4 de esta Norma)
- d) Encamisado de muros de mampostería (véase 9.9 de esta Norma)
- e) Adición de elementos de confinamiento.

6.6.3 Muros de carga de mampostería con refuerzo interior sujetos a acciones fuera del plano

6.6.3.1 Rigidez de muros de mampostería con refuerzo interior sujetos a acciones fuera del plano

6.6.3.1.1 Se deberán utilizar las especificaciones del Capítulo 3 de la NTC-Mampostería.

6.6.3.1.2 Se deberá considerar el efecto del daño en la rigidez de los muros. Se aceptará reducir la rigidez lateral con el factor de reducción λ_k del Apéndice B de esta Norma, según su modo de comportamiento y la intensidad o severidad del daño.

6.6.3.2 Resistencia de muros de mampostería con refuerzo interior sujetos a acciones fuera del plano

6.6.3.2.1 La resistencia ante cargas verticales y laterales de un muro de mampostería reforzada interiormente deberá revisarse para el efecto de carga axial y momentos flexionantes normales a su plano principal de flexión. La resistencia a flexocompresión se calculará de acuerdo con 4.1.8 de la NTC-Mampostería.

6.6.3.2.2 Se deberá considerar el efecto del daño en la resistencia a cargas laterales. Se aceptará usar el factor de reducción de resistencia λ_R del Apéndice B de esta Norma para disminuir la resistencia en función de su modo de comportamiento y la intensidad o severidad del daño.

6.6.3.3 Criterio de aceptación para muros de mampostería con refuerzo interior sujetos a acciones fuera del plano

6.6.3.3.1 El criterio de aceptación para una estructura con muros de carga de mampostería con refuerzo interior será la resistencia. El criterio de aceptación de resistencia lateral será que la resistencia de diseño, usando $F_R=1.0$, sea al menos igual o mayor que la demanda calculada con los factores de carga que correspondan.

6.6.3.4 Técnicas de rehabilitación de muros de mampostería con refuerzo interior sujetos a acciones fuera del plano

6.6.3.4.1 Se podrán utilizar las técnicas de rehabilitación a) a e) en estructuras con muros de carga de mampostería con refuerzo interior sujetos a acciones fuera del plano:

- a) Reparación local de elementos estructurales (véase 9.2 de esta Norma)
- b) Reparación de grietas mediante fluidos (véase 9.3 de esta Norma)
- c) Reemplazo de elementos estructurales dañados (véase 9.4 de esta Norma)
- d) Encamisado de muros de mampostería (véase 9.9 de esta Norma)
- e) Adición de elementos de confinamiento (véase 9.15 de esta Norma).

6.7 Muros diafragma de mampostería

6.7.1 Este capítulo se aplica a la evaluación de muros diafragma rodeados por vigas y columnas de un marco estructural al que proporcionan rigidez y resistencia ante cargas laterales. El diseño de muros diafragma nuevos deberá cumplir con el Capítulo 5 de la NTC-Mampostería.

6.7.2 Si se opta por añadir muros diafragma como técnica de rehabilitación, éstos deberán ser confinados o reforzados interiormente y deberán cumplir con las especificaciones del Capítulo 5 de la NTC-Mampostería.

Comentario:

Se ha visto, en ensayos experimentales, que los muros diafragma de mampostería simple pueden fallar fuera del plano una vez que han desarrollado algún tipo de agrietamiento durante un sismo. El confinamiento o el refuerzo interior reducen la vulnerabilidad del muro por falla fuera del plano y mejora el desempeño de los muros en su plano.

6.7.3 Muros diafragma de mampostería sujetos a acciones en el plano

6.7.3.1 Rigidez de muros diafragma de mampostería sujetos a acciones en el plano

6.7.3.1.1 Se deberá tomar en cuenta la rigidez lateral de los muros diafragma para estimar la distribución de las fuerzas laterales en los elementos resistentes de la estructura. Para tal efecto, se deberá emplear cualquier modelo de análisis que satisfaga el criterio de 3.1.1 de la NTC-Mampostería. Optativamente, podrá utilizarse el modelo de la diagonal equivalente. En ese caso, se aceptará que el muro se sustituya por un elemento diagonal biarticulado a compresión cuya geometría se define en 5.2.3 de la NTC-Mampostería.

6.7.3.1.2 Para el cálculo de las distorsiones de entrepiso y su comparación con las distorsiones límite señaladas en la NTC-Sismo se deberá reducir la rigidez de los muros diafragma de acuerdo con 5.6.1 de la NTC-Mampostería.

Comentario:

Para el caso de muros diafragma de mampostería no se cuenta con factores λ_K , λ_R y λ_D ; sin embargo, se podrán tomar como referencia los factores λ_K , λ_R y λ_D del Apéndice B de esta Norma, asociados a muros de carga de mampostería construidos con el mismo tipo de piezas y con modos de comportamiento similares.

6.7.3.2 Resistencia de muros diafragma de mampostería sujetos a acciones en el plano

6.7.3.2.1 Se revisará que las resistencias de diseño por aplastamiento, por deslizamiento y a tensión diagonal, calculadas en 5.3, 5.4 y 5.5 de la NTC- Mampostería, respectivamente, con $F_R=1.0$ sean iguales o superiores a la fuerza cortante de diseño. La fuerza cortante de diseño se calculará de acuerdo con 5.2 de la NTC-Mampostería.

6.7.3.2.2 Se deberá revisar la interacción marco-muro diafragma de acuerdo con 5.8 de la NTC-Mampostería.

6.7.3.3 Modelo de puntales y tensores de muros diafragma de mampostería sujetos a acciones en el plano

6.7.3.3.1 Se aceptará usar el método de puntales y tensores para la evaluación de la resistencia lateral de los muros diafragma.

6.7.3.4 Criterio de aceptación para muros diafragma de mampostería sujetos a acciones en el plano

6.7.3.4.1 El criterio de aceptación para una estructura con muros diafragma de mampostería serán la resistencia y la capacidad de deformación. El criterio de aceptación de resistencia será que la resistencia de diseño, usando $F_R=1.0$, sea al menos igual o mayor que la demanda calculada con los factores de carga que correspondan. Sobre el criterio de aceptación de capacidad de deformación, se deberán cumplir con las distorsiones permisibles señaladas en la tabla 4.3.3.1 de la NTC-Sismo.

6.7.3.5 Modelación de muros diafragma de mampostería sujetos a acciones en el plano mediante criterios de diseño por desempeño

6.7.3.5.1 Si se opta por evaluar y/o rehabilitar el edificio mediante criterios de diseño por desempeño, se deberán modelar los muros diafragma de acuerdo con la versión vigente de ASCE 41, siempre que se demuestre que se cumplen los requisitos ahí establecidos.

6.7.3.6 Técnicas de rehabilitación de muros diafragma de mampostería sujetos a acciones en el plano

6.7.3.6.1 Se podrán utilizar las técnicas de rehabilitación a) a f) en estructuras con muros diafragma de mampostería sujetos a acciones en el plano:

- a) Reparación local de elementos estructurales (véase 9.2 de esta Norma)
- b) Reparación de grietas mediante fluidos (véase 9.3 de esta Norma)
- c) Reemplazo de elementos estructurales dañados (véase 9.4 de esta Norma)
- d) Encamisado de muros de mampostería (véase 9.9 de esta Norma)
- e) Adición de elementos de confinamiento (véase 9.15 de esta Norma)
- f) Sustitución o adición de muros diafragma de mampostería (véase 9.13 de esta Norma).

6.7.4 Muros diafragma de mampostería sujetos a acciones fuera del plano

6.7.4.1 Rigidez de muros diafragma de mampostería sujetos a acciones fuera del plano

6.7.4.1.1 Se deberán cumplir las especificaciones del Capítulo 3 de la NTC-Mampostería.

6.7.4.2 Resistencia de muros diafragma de mampostería sujetos a acciones fuera del plano

6.7.4.2.1 Se deberá evitar la posibilidad de volteo del muro perpendicularmente a su plano. Para lograrlo, se diseñará y detallará la unión entre el marco y el muro diafragma y se reforzará el muro con castillos o refuerzo interior. La resistencia a flexión perpendicular al plano del muro se calculará de acuerdo con 4.1.8 de la NTC Mampostería.

6.7.4.3 *Criterio de aceptación para muros diafragma de mampostería sujetos a acciones fuera del plano*

6.7.4.3.1 El criterio de aceptación para una estructura con muros diafragma de mampostería será la resistencia. El criterio de aceptación de resistencia será que la resistencia de diseño, usando $F_R=1.0$, sea al menos igual o mayor que la demanda calculada con los factores de carga que correspondan.

6.7.4.4 *Técnicas de rehabilitación de muros diafragma de mampostería sujetos a acciones fuera del plano*

6.7.4.4.1 Se podrán utilizar las técnicas de rehabilitación a) a f) en estructuras con muros diafragma de mampostería sujetos a acciones en el plano:

- a) Reparación local de elementos estructurales (véase 9.2 de esta Norma)
- b) Reparación de grietas mediante fluidos (véase 9.3 de esta Norma)
- c) Reemplazo de elementos estructurales dañados (véase 9.4 de esta Norma)
- d) Encamisado de muros de mampostería (véase 9.9 de esta Norma)
- e) Adición de elementos de confinamiento (véase 9.15 de esta Norma)
- f) Sustitución o adición de muros diafragma de mampostería (véase 9.13 de esta Norma).

6.8 *Otras modalidades*

6.8.1 En el caso de muros de mampostería con contraventeo inclinado hecho a base de elementos de concreto (conocidas como “cruces de San Andrés”), se aceptará considerar la contribución de los elementos de concreto a la resistencia y rigidez laterales si se confirma en obra el adecuado anclaje a tensión del refuerzo longitudinal de dichos elementos en las columnas de borde.

Comentario:

Es usual encontrar edificios de concreto en los cuales se usaron contraventeos de concreto, rellenos o no de mampostería, con la idea de incrementar la resistencia y rigidez laterales. La efectividad de los elementos de contraventeo de concreto depende de la capacidad de transmitir fuerzas de tensión a los elementos de borde, normalmente columnas. Si la longitud de desarrollo de las barras, sean rectas o con dobleces, no es suficiente, la contribución a la resistencia y a la rigidez laterales del contraventeo será despreciable.

6.9 *Cimentaciones de mampostería*

6.9.1 *Tipos de cimentaciones de mampostería*

6.9.1.1 Cualquier tipo de cimentación de mampostería se deberá evaluar o rehabilitar de acuerdo con esta sección.

6.9.2 *Evaluación de cimentaciones de mampostería existentes*

6.9.2.1 La evaluación de una cimentación de mampostería se deberá realizar de acuerdo con el Capítulo 5 de esta Norma y las disposiciones del Capítulo 9 de la NTC-Mampostería en caso de que el cimiento esté hecho con piedras naturales.

6.9.3 *Técnicas de rehabilitación de cimentaciones de mampostería*

6.9.3.1 La rehabilitación de una cimentación de mampostería se deberá realizar de acuerdo con 5.7 de esta Norma.

7. REQUISITOS ESPECÍFICOS DE EVALUACIÓN, ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA REHABILITACIÓN DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO

7.1 Alcance

7.1.1 En este capítulo se establecen los requisitos específicos para la evaluación y rehabilitación sísmica de los elementos de concreto del sistema resistente a fuerzas inducidas por sismo de un edificio existente. Estos requisitos aplican a elementos existentes de concreto, elementos rehabilitados de concreto, y elementos nuevos de concreto. Las disposiciones de esta Norma no aplican a estructuras compuestas con perfiles metálicos rehabilitados con concreto.

7.1.2 En este capítulo se describirán los siguientes puntos:

- a) Procedimientos de levantamiento de información para la obtención de las propiedades de los materiales y evaluar la condición del edificio (véase 7.2)
- b) Requisitos generales de diseño y análisis para elementos de concreto (véase 7.3)
- c) Procedimientos de modelado, resistencia de los elementos, criterios de aceptación, y medidas de rehabilitación para marcos de concreto, marcos de concreto con muros diafragma de mampostería, muros de concreto, y marcos contraventados (véase 7.4 a 7.5)
- d) Procedimientos de modelado, resistencia, criterios de aceptación, y medidas de rehabilitación para diafragmas de concreto y cimentaciones de concreto (véase 7.6).

7.1.3 Las técnicas de rehabilitación y sus criterios específicos de análisis, diseño y de aceptación se encuentran en el Capítulo 9 de esta Norma.

Comentario:

Varias secciones de este capítulo están basadas en el documento ACI 369.1R(22).

Los criterios son aplicables a los distintos procedimientos de análisis que se hayan seleccionado. Lo correspondiente a usar criterios de diseño por desempeño sólo es aplicable si se opta por este método de evaluación y rehabilitación. El Proyectista y el Propietario o Poseedor han de tener presente que este tipo de evaluación y diseño de la rehabilitación es más complejo y costoso, de modo que se justifica para estructuras de grandes dimensiones y/o con estructuración y geometría complejas. También lo es si el Propietario o Poseedor opta porque el edificio exhiba un desempeño superior al mínimo requerido por las Normas.

7.2 Propiedades de los materiales e inspección de la condición de edificios de concreto

7.2.1 Requisitos generales

7.2.1.1 Las propiedades mecánicas para materiales colados en sitio se deberán obtener de dibujos, especificaciones y otros documentos disponibles para el edificio existente de acuerdo con los requisitos de los Capítulos 3 y 4 de esta Norma. No será necesario realizar pruebas de materiales para edificios Clase C (tabla 2.6.2) y se aceptará el uso de las propiedades históricas.

7.2.2.2 Para edificios Clase A y B (tabla 2.6.2) se determinarán las propiedades de los materiales según lo señalado en 3.4.6.2.5.

7.2.2 Propiedades de los materiales y elementos colados en sitio

7.2.2.1 Propiedades de los materiales

7.2.2.1.1 Requisitos generales

7.2.2.1.1.1 Las siguientes propiedades de los materiales y elementos se deberán obtener de la estructura existente:

- a) Resistencia a la compresión del concreto
- b) Esfuerzo de fluencia y resistencia a la tensión del acero de refuerzo sin presfuerzo y presforzado, colado en sitio, anclas postinstaladas y aditamentos de conexiones metálicas.

7.2.2.1.1.2 Cuando sea necesario realizar pruebas de los materiales de acuerdo con el Capítulo 3 de esta Norma, las pruebas para cuantificar las propiedades de los materiales deberán cumplir con los requisitos de 3.4.6. La frecuencia del muestreo, incluyendo el número mínimo de pruebas para determinar las propiedades del material, deberán cumplir con los requisitos de 3.4.6.2.

7.2.2.1.2 Propiedades nominales o especificadas

7.2.2.1.2.1 Las propiedades nominales o las propiedades especificadas en el Proyecto Ejecutivo, específicamente en planos, se deberán tomar como el límite inferior de las propiedades del material. La resistencia a compresión esperada del concreto y el esfuerzo de fluencia esperado de conectores de acero se deberán calcular multiplicando el valor del límite inferior por el factor tomado de la tabla 7.2.2.1.2.1.a. Se permitirá utilizar factores alternativos cuando sea justificado por información de pruebas. Se aceptará usar los valores esperados para barras de refuerzo de distintos grados de la tabla 7.2.2.1.2.1.b, donde el parámetro F se emplea para calcular la rama de la zona de endurecimiento por deformación que ocurre en el intervalo $\epsilon_{sh} \leq \epsilon_s \leq \epsilon_{su}$. El esfuerzo de esta zona deberá calcularse con las ecs. 7.2.2.1.2.1.a y 7.2.2.1.2.1.b.

Tabla 7.2.2.1.2.1.a - Factores para pasar de propiedades del límite inferior a propiedades esperadas de resistencia del material

Propiedad del material	Factor
Resistencia a la compresión del concreto	1.20
Esfuerzo de fluencia del conector de acero	1.50

Tabla 7.2.2.1.2.1.b – Valores esperados de la curva esfuerzo-deformación unitaria de barras de refuerzo de distintos grados

Parámetros	Grado 42 ^[1]		Grado 56 ^[2]	
	MPa	kg/cm ²	MPa	kg/cm ²
f_y	450	4 500	600	6 000
f_{su}	730	7 300	780	7 800
f_{sh1}	600	6 000	720	7 200
E_s	200 000	2 000 000	200 000	2 000 000
ϵ_{sh}	0.0079		0.0093	
ϵ_{su}	0.1171		0.1001	
ϵ_{sh1} ^[3]	0.0248		0.0480	
F	4.03 (3.47) ^[4]		2.90	

^[1] NMX-B-506-CANACERO

^[2] Acero de baja aleación (NMX-B-457-CANACERO)

^[3] Deformación unitaria medida para $f_{sh}=600$ MPa (6 000 kg/cm²) para Grado 42 y $f_{sh}=750$ MPa (7 500 kg/cm²) para Grado 56

^[4] Valor del parámetro F calculado por Rodríguez y Botero (1995) con valores reales de los otros parámetros en muestras de aceros nacionales.

$$f_s = f_{su} + (f_y - f_{su}) \left[\frac{\epsilon_{su} - \epsilon_s}{\epsilon_{su} - \epsilon_{sh}} \right]^F \tag{7.2.2.1.2.1.a}$$

$$F = \frac{\log \frac{f_{su} - f_{sh1}}{f_{su} - f_y}}{\log \frac{\epsilon_{su} - \epsilon_{sh1}}{\epsilon_{su} - \epsilon_{sh}}} \tag{7.2.2.1.2.1.b}$$

Comentario:

Si la estructura existente está reforzada con barras de grados distintos a los indicados en la tabla 7.2.2.1.2.1.b (como Grados 28, 52 o barras TOR), es necesario determinar las propiedades esperadas (medias) mediante la obtención y ensayo de muestras físicas de conformidad con NMX-B-172-CANACERO-2018.

7.2.2.2 *Propiedades de los elementos*

7.2.2.2.1 Las propiedades de los elementos se establecerán de acuerdo con 3.4.5.10 de esta Norma.

7.2.3 *Inspección de la condición*

7.2.3.1 *Requisitos generales*

7.2.3.1.1 La inspección de la condición del edificio existente y las condiciones del sitio se deberán realizar de acuerdo con las especificaciones de este inciso y de conformidad con el Capítulo 3 de esta Norma.

7.2.3.2 *Inspección ocular de la condición del edificio*

7.2.3.2.1 Se deberá realizar una inspección ocular de conformidad con 3.4.1.7.1 de esta Norma.

7.2.3.3 *Inspección detallada de la condición del edificio*

7.2.3.3.1 La inspección detallada deberá seguir lo indicado en 3.4.1.7.2 de esta Norma.

7.2.3.3.2 El detallado del refuerzo se deberá observar y documentar.

7.2.3.4 *Pruebas adicionales*

7.2.3.4.1 Si se requieren pruebas destructivas o no destructivas adicionales para determinar en nivel de daño o la presencia de deterioro, o para entender la condición interna o la calidad del concreto, se deberán utilizar métodos aprobados por el Proyectista, con la autorización del Director y, en su caso, del Corresponsable.

7.2.3.5 *Bases del modelo numérico*

7.2.3.5.1 Los resultados de la inspección de la condición se deberán utilizar para cuantificar los elementos necesarios a) a e) para crear un modelo numérico del edificio:

- a) Propiedades y dimensiones de la sección de los elementos
- b) Configuración del elemento y la presencia de cualquier excentricidad o deformación permanente
- c) Configuración de la conexión y la presencia de cualquier excentricidad
- d) Presencia y efecto de alteraciones al sistema estructural desde la construcción original, incluyendo rehabilitaciones
- e) Interacción entre elementos no estructurales y su función en la resistencia de fuerzas inducidas por sismo.

7.2.3.5.2 Cualquier diferencia entre los registros de construcción disponibles y las condiciones existentes obtenidas de la inspección ocular se deberá considerar en el análisis estructural.

7.2.3.5.3 A menos que se observe agrietamiento del concreto, corrosión del refuerzo, u otros mecanismos de degradación en la inspección de la condición como la causa del daño o la reducción de la capacidad, el área de la sección transversal y otras propiedades de la sección se deberán suponer iguales a las señaladas en los dibujos de los planos de construcción y o memorias de diseño, si existen, después del ajuste por las condiciones existentes. Si ha ocurrido pérdida de material en la sección, la pérdida se deberá cuantificar a partir de una medición directa y las propiedades de la sección se deberán reducir respectivamente utilizando los principios de la mecánica estructural.

7.2.3.5.4 Si no se tienen planos o memorias, se aceptará descubrir el refuerzo longitudinal y transversal de elementos primarios representativos.

7.2.4 Propiedades de los nuevos materiales

7.2.4.1 Requisitos generales

7.2.4.1.1 Las propiedades de los materiales nuevos que se utilizarán para la rehabilitación se deberán especificar de acuerdo con esta Norma y con las Normas aplicables al material de conformidad con 7.2.4.1.2 a 7.2.4.1.5.

7.2.4.1.2 El concreto reforzado colado en sitio y concreto lanzado deberán cumplir con los requisitos de la NTC-Concreto.

7.2.4.1.3 El acero estructural deberá cumplir con los requisitos de la NTC-Acero.

7.2.4.1.4 Los sistemas de CPRF deberán cumplir con los requisitos de 4.8.9 y 9.8 de esta Norma.

7.2.4.1.5 La mampostería deberá satisfacer lo requerido en la NTC-Mampostería.

7.2.4.2 Límite inferior de las propiedades de los materiales

7.2.4.2.1 Para nuevos materiales, el límite inferior de las propiedades de los materiales se deberá definir por las propiedades del material especificadas en el Proyecto Ejecutivo.

7.2.4.2.2 Propiedades esperadas de los materiales

7.2.4.2.2.1 Concreto y acero de refuerzo. Las propiedades esperadas del concreto nuevo y el acero de refuerzo se deberán determinar de acuerdo con el Apéndice A de la NTC-Concreto. Se permitirán factores alternativos para convertir la resistencia especificada a esperada cuando datos experimentales aprobados por el Director, y en su caso, por el Corresponsable.

7.2.4.2.2.2 Acero estructural. Las propiedades esperadas de elementos nuevos de acero estructural se deberán determinar de acuerdo con la NTC-Acero.

7.2.4.2.2.3 Mampostería. Las propiedades esperadas de la mampostería se obtendrán del Capítulo 6 de esta Norma.

7.3 Hipótesis generales y requisitos

7.3.1 Modelado y diseño

7.3.1.1 Requisitos generales

7.3.1.1.1 Los nuevos elementos conectados a la estructura existente deberán cumplir con la NTC-Concreto, excepto cuando se indique lo contrario en esta Norma.

7.3.1.1.2 No se espera que los elementos originales y rehabilitados de un edificio existente cumplan todos los requisitos de la NTC-Concreto, pero se deberán evaluar utilizando los lineamientos de esta Norma. Se deberán identificar modos de comportamiento frágiles o de ductilidad baja dentro de la evaluación sísmica.

7.3.1.1.3 La evaluación de las demandas y capacidades de los elementos de concreto reforzado deberán incluir la consideración de las zonas donde la fuerza inducida por sismo y las cargas gravitacionales producen los efectos máximos; donde los cambios de la sección transversal o el refuerzo resulten en una reducción de la resistencia; y donde cambios abruptos en la sección transversal o el refuerzo, incluyendo traslapes, puedan producir concentraciones de esfuerzos que resulten en una falla prematura.

7.3.1.2 Rigidez

7.3.1.2.1 La rigidez del elemento se deberá calcular considerando fuerza cortante, flexión, fuerza axial, y las deformaciones por deslizamiento del refuerzo. Se deberá considerar el estado de esfuerzos del elemento, la extensión del agrietamiento ocasionado por cambios volumétricos debido a temperatura y contracción, los niveles de deformación bajo cargas

gravitacionales, y las fuerzas inducidas por sismo. Los efectos de las cargas gravitacionales considerando las rigideces efectivas del elemento se deberán determinar utilizando la NTC-Criterios.

7.3.1.2.1.1 Se deberá considerar el efecto del daño en la rigidez de los elementos. Se aceptará reducir la rigidez lateral con el factor de reducción λ_k de 3.4.42 y del Apéndice B de esta Norma, según el modo de comportamiento y la intensidad del daño.

7.3.1.2.2 Análisis lineales

7.3.1.2.2.1 Cuando las acciones de diseño se determinen utilizando los análisis estáticos lineales y dinámicos lineales del Capítulo 2 y 4 de esta Norma, se permitirá utilizar los valores de rigidez efectiva de la tabla 7.3.1.2.2 si los elementos no tienen daño o tienen daño ligero; en caso contrario, se deberán usar los valores de λ_k de 3.4.4.2 y del Apéndice B de esta Norma. Se aceptará usar un análisis más riguroso para determinar estos valores.

Tabla 7.3.1.2.2 – Valores de rigidez efectiva para análisis lineal (tomados de ACI 369.1R-22)

Elemento	Rigidez axial	Rigidez a flexión	Rigidez a cortante
Vigas sin presfuerzo ^[1]	$1.0E_cA_g$	$0.3E_cI_g$	$0.4E_cA_w$
Vigas con presfuerzo ^[1]	$1.0E_cA_g$	E_cI_g	$0.4E_cA_w$
Columnas con compresión ocasionada por cargas gravitacionales de diseño $\geq 0.5A_gf_cE'$ ^[2]	$1.0E_cA_g$	$0.7E_cI_g$	$0.4E_cA_w$
Columnas con compresión ocasionada por cargas gravitacionales de diseño $\leq 0.1A_gf_cE'$ o con tensión ^[2]	$1.0E_cA_g$ (compresión) $1.0E_sA_s$ (tensión)	$0.3E_cI_g$	$0.4E_cA_w$
Uniones viga-columna	$1.0E_cEA_g$	Véase 7.4.3.2.1	
Losas planas sin presfuerzo	—	Véase 7.8	$0.4E_cEA_g$
Losas planas con presfuerzo	—	Véase 7.8	$0.4E_cEA_g$
Diafragmas (en el plano) sin presfuerzo ^[4]	$0.25E_cA_g$	$0.25E_cI_g$	$0.25E_cA_g$
Diafragmas (en el plano) con presfuerzo ^[4]	$0.5E_cA_g$	$0.5E_cI_g$	$0.4E_cA_g$
Muros sin agrietamiento con compresión ocasionada por cargas gravitacionales de diseño $\geq 0.3A_gf_cE'$ ^{[2], [3]}	$1.0E_cA_g$	$1.0E_cI_g$	$0.4E_cA_w$
Muros sin agrietamiento con compresión ocasionada por cargas gravitacionales de diseño $\leq 0.05A_gf_cE'$ o con tensión ^{[2], [3]}	$1.0E_cA_g$	$0.5E_cI_g$	$0.4E_cA_w$
Muros con agrietamiento ^{[2], [5]}	$1.0E_cA_g$ (compresión) $1.0E_sA_s$ (tensión)	$0.25E_cI_g$	$0.15E_cA_w$
Vigas de acoplamiento con refuerzo longitudinal o diagonal	$1.0E_cA_g$	$0.05 (I_n/h) E_cI_g$ $\leq 0.20 E_cI_g$	$0.2E_cA_w$

^[1]Para vigas T, I_g puede tomarse como el doble del valor de I_g del alma sola. En caso contrario, I_g se deberá obtener con el ancho efectivo definido en 7.3.1.3.

^[2]Para columnas y muros con compresión axial con valores entre los límites señalados, la rigidez a flexión se deberá determinar a partir de una interpolación lineal. Si no se realiza una interpolación lineal, se deberá utilizar el valor más conservador de rigidez efectiva. Se permitirá utilizar P_{UG} para evaluar la rigidez, donde P_{UG} es la fuerza axial de diseño del elemento evaluada con base en combinaciones de carga gravitacionales.

^[3]Se permite considerar que los muros están agrietados debido a demandas sísmicas en acciones a flexión cuando las demandas por flexión exceden M_{agr} y/o en acciones por cortante donde las demandas de esfuerzos cortante exceden $0.17\sqrt{f'_{cE}}$ en MPa, ($0.5\sqrt{f'_{cE}}$ en kg/cm^2). Se podrá suponer que todos los muros tienen agrietamiento.

^[4]Los valores de rigidez efectiva dentro del plano de diafragmas aplican cuando la flexibilidad del diafragma es considerada de acuerdo con la tabla 7.3.1.2.2.

^[5]Valores alternativos de rigidez dependientes de la carga axial y la cuantía de refuerzo longitudinal en el elemento de borde se permiten de acuerdo con 7.3.

7.3.1.2.3 Análisis no lineales

7.3.1.2.3.1 Cuando las fuerzas internas sean determinadas utilizando análisis no lineales, la respuesta carga-deformación del elemento se deberá modelar utilizando relaciones carga-deformación no lineales si el la fuerza interna o comportamiento está controlado por deformación. Estas relaciones deberán incluir la rigidez efectiva, resistencia esperada, capacidad de deformación, y respuesta histerética bajo cargas o deformaciones reversibles.

7.3.1.2.3.2 Se permitirán relaciones lineales si la resistencia de fluencia esperada del elemento no se excede en cada análisis del sismo.

7.3.1.2.3.3 Para análisis estático no lineal, la relación carga-deformación mostrada en la fig. 7.3.1.2.3.3 se deberá combinar con las formas de histéresis generales especificadas en 7.3.1.2.3.9.

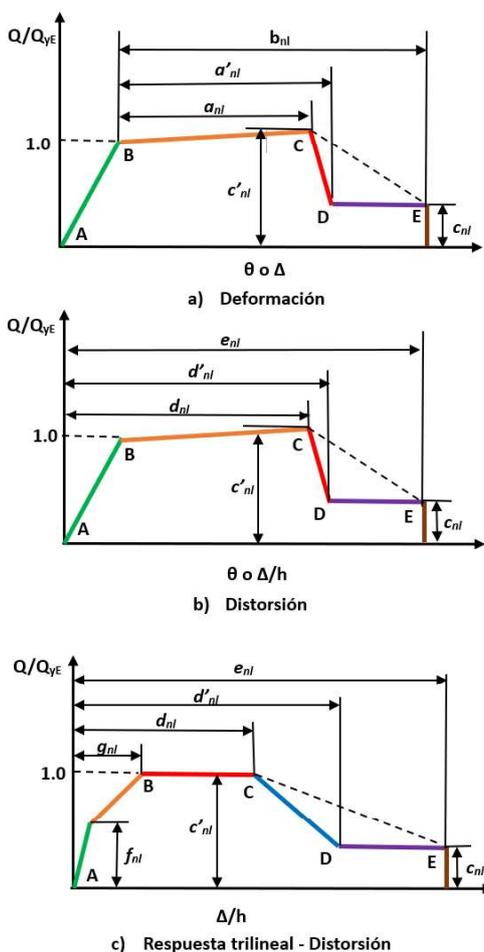


Figura 7.3.1.2.3.3 - Relación carga-deformación para elementos o elementos de concreto (adaptada de ACI369.1R-22).

7.3.1.2.3.4 Alternativamente, se permitirá obtener la relación carga-deformación no lineal a partir de resultados experimentales de elementos: a) sometidos a los efectos de las cargas gravitacionales e historias de cargas o deformaciones

laterales similares a los esperados en los elementos del edificio; y b) que exhiban modos de respuesta similares a los esperados en los elementos y subsistemas del edificio. Cuando se utilicen resultados experimentales para definir las relaciones acción-deformaciones no lineales, las demandas de deformación obtenidas analíticamente no deberán exceder la deformación máxima impuesta en el elementos o subsistemas utilizado para la calibración del modelo.

7.3.1.2.3.5 La pendiente entre los puntos A y B en la fig. 7.3.1.2.3.3.a y 7.3.1.2.3.3.b o entre los puntos A y F en la fig. 7.3.1.2.3.3.c se deberá determinar de acuerdo con la tabla 7.3.1.2.3.5 o determinar utilizando la rigidez secante a la fluencia basada en resultados experimentales. El punto B deberá tener una ordenada igual a la resistencia de fluencia esperada del elemento.

Tabla 7.3.1.2.3.5 - Valores de rigidez efectiva para análisis no lineales (tomados de ACI 369.1R-22)^[1]

Elemento	Rigidez axial	Rigidez a flexión	Rigidez a cortante
Vigas sin presfuerzo ^[2]	$1.0E_cA_g$	$0.2E_cI_g$	$0.4E_cA_w$
Vigas con presfuerzo ^[2]	$1.0E_cA_g$	$1.0E_cI_g$	$0.4E_cA_w$
Columnas con compresión ocasionada por cargas gravitacionales de diseño $\geq 0.5A_gf_{cE}'$ ^[3]	$1.0E_cA_g$	$0.7E_cI_g$	$0.4E_cA_w$
Columnas con compresión ocasionada por cargas gravitacionales de diseño $\leq 0.1A_gf_{cE}'$ o con tensión ^[3]	$1.0E_cA_g$ (compresión) $1.0E_sA_s$ (tensión)	$0.2E_cI_g$	$0.4E_cA_w$
Diafragmas (en el plano) sin presfuerzo ^[4]	$0.25E_cA_g$	$0.25E_cI_g$	$0.25E_cA_g$
Diafragmas (en el plano) con presfuerzo ^[4]	$0.5E_cA_g$	$0.5E_cI_g$	$0.4E_cA_g$
Muros sin agrietamiento con compresión ocasionada por cargas gravitacionales de diseño $\geq 0.3A_gf_{cE}'$ ^{[3], [5]}	$1.0E_cA_g$	$1.0E_cI_g$	$0.4E_cA_w$
Muros sin agrietamiento con compresión ocasionada por cargas gravitacionales de diseño $\leq 0.05A_gf_{cE}'$ o con tensión ^{[3], [5]}	$1.0E_cA_g$	$0.5E_cI_g$	$0.4E_cA_w$
Muros con agrietamiento ^{[5], [6]}	$1.0E_cA_g$ (compresión) $1.0E_sA_s$ (tensión)	$0.25E_cI_g$	$0.15E_cA_w$
Vigas de acoplamiento con refuerzo longitudinal o diagonal	$1.0E_cA_g$	$0.05 (l_n/h) E_cI_g$ $\leq 0.20 E_cI_g$	$0.2E_cA_w$

^[1]Los valores tabulados para rigidez axial, a flexión y a cortante se deberán aplicar conjuntamente para definir la rigidez efectiva de un elemento, al menos que se justifiquen otras combinaciones. Para otros elementos no cubiertos en esta tabla, se permitirá utilizar los valores de la tabla 7.3.1.2.2.

^[2]Para vigas T, I_g puede tomarse como el doble del valor de I_g del alma sola. En caso contrario, I_g se deberá obtener con el ancho efectivo definido en 7.3.1.3.

^[3]Para columnas y muros con compresión axial con valores entre los límites señalados, la rigidez a flexión se deberá determinar a partir de una interpolación lineal. Si no se realiza una interpolación lineal, se deberá utilizar el valor más conservador de rigidez efectiva. Se permitirá usar P_{UG} para evaluar la rigidez, donde P_{UG} es la fuerza axial de diseño del elemento evaluada con base en combinaciones de carga gravitacionales.

^[4]Los valores de rigidez efectiva dentro del plano de diafragmas aplican cuando la flexibilidad del diafragma es considerada de acuerdo con la tabla 7.3.1.2.2.

^[5]Se permite considerar que los muros están agrietados debido a demandas sísmicas en acciones a flexión cuando las demandas por flexión exceden M_{agr} , en acciones por cortante donde las demandas de esfuerzos cortante exceden $0.17\sqrt{f_{cE}'}$ en MPa, $(0.5\sqrt{f_{cE}'})$ en kg/cm² o ambos. Se podrá suponer que todos los muros tienen agrietamiento.

^[6]Se permiten valores alternativos de rigidez dependientes de la carga axial y la cuantía de refuerzo longitudinal en el elemento de borde de acuerdo con 7.6.4.

7.3.1.2.3.6 El punto C en la fig. 7.3.1.2.3.3 deberá tener una ordenada igual a la resistencia esperada del elemento incluyendo el efecto deformación-endurecimiento, y una abscisa igual a la deformación en la cual ocurre una degradación significativa de la resistencia.

7.3.1.2.3.7 El punto D en la fig. 7.3.1.2.3.3 deberá tener una ordenada igual a resistencia residual del elemento y una abscisa igual a la deformación donde se alcanza la resistencia residual. El punto E en la fig. 7.3.1.2.3.3 deberá tener una ordenada igual a la resistencia residual del elemento. Para acciones donde la falla resulta en un colapso estructural, la abscisa deberá ser igual a la deformación donde el elemento pierde su capacidad de resistir cargas gravitacionales. Para otras acciones, la abscisa deberá ser igual a la deformación donde el elemento pierde su resistencia residual. Si el punto D es desconocido, se permitirá unir los puntos C y E con una línea recta, como se ilustra en la fig. 7.3.1.2.3.3 con una línea punteada.

7.3.1.2.3.8 Las formas generales de histéresis a) a c) se deberán utilizar para los análisis con el procedimiento dinámico no lineal:

- a) Tipo A: forma de histéresis representando el comportamiento de elementos con adelgazamiento bajo
- b) Tipo B: forma de histéresis representando el comportamiento de elementos con adelgazamiento moderado
- c) Tipo C: forma de histéresis representando el comportamiento de elementos con adelgazamiento significativo.

7.3.1.2.3.9 Si los elementos estructurales son modelados utilizando modelos de plasticidad concentrada o plasticidad distribuida, las relaciones fuerza-desplazamiento o esfuerzo-deformación se deberán ajustar para alcanzar el comportamiento esperado del elemento basado en la longitud de la articulación plástica supuesta o la longitud de la integración utilizada en el análisis.

7.3.1.2.3.10 En los modelos con sección tipo fibra no lineal se deberá demostrar que el cálculo de la respuesta carga-deformación coincide significativamente con los resultados de pruebas físicas de elementos de concreto reforzado o subsistemas que exhiban mecanismo de respuesta consistentes con los esperados en los elementos o subsistemas modelados. Cuando los resultados obtenidos utilizando secciones tipo fibra no puedan ser validados utilizando datos experimentales, las relaciones esfuerzo-deformación o el mallado de los elementos fibra que componen los modelos con sección tipo fibra se deberán modificar de tal manera que la respuesta pronosticada coincida significativamente con los valores generalizados de esfuerzo-deformación en 7.3.1.2.3.8.

7.3.1.2.3.11 Para elementos bajo la combinación de carga axial y carga lateral bidireccional, se deberá considerar el efecto de la combinación de las cargas en la resistencia y la capacidad de deformación del elemento.

7.3.1.3 Vigas y muros con patines

7.3.1.3.1 En vigas que consisten en un alma y un patín construido monolíticamente, la combinación de la rigidez y la resistencia para flexión y carga axial se deberá calcular considerando el ancho efectivo del patín de acuerdo con 5.2.1.4.2 de la NTC-Concreto.

7.3.1.3.2 Cuando el patín se encuentre a compresión, el concreto y el refuerzo dentro del ancho efectivo deberán ser considerados como efectivos para resistir flexión y carga axial. Cuando el patín se encuentre en tensión, el refuerzo longitudinal dentro del ancho efectivo del patín y desarrollado más allá de la sección crítica se deberá considerar completamente efectivo para resistir flexión y cargas axiales. La sección del patín que se extiende más allá del ancho del alma se deberá suponer que no resiste cortante.

7.3.1.3.3 En muros, el ancho efectivo del patín se deberá calcular utilizando 8.7.6 de la NTC-Concreto.

7.3.2 Resistencia y capacidad de deformación

7.3.2.1 Requisitos generales

7.3.2.1.1 El comportamiento de una estructura y las fuerzas internas que obran en ella se deberán clasificar como controlados por deformación o controlados por fuerza. Cuando los criterios de aceptación lineales o no lineales no se especifiquen en las tablas, los comportamientos o acciones internas se deberán tomar como controlados por fuerza a menos de que se realicen pruebas del elemento. Las resistencias para los comportamientos o fuerzas internas controlados por deformación o controlados por fuerza se deberán calcular con 7.3.2.2 y 7.3.2.3, respectivamente.

7.3.2.1.2 Los elementos se deberán clasificar como de baja, media o alta demanda de ductilidad, de acuerdo con 7.3.2.4.

Comentario:

Cuando las resistencias y capacidades de deformación se obtengan de datos experimentales, las pruebas deberían ser representativas de las proporciones, detalles y niveles de esfuerzos del elemento y cumplir con 7.6.1 de ASCE 41.

La clasificación del comportamiento o acciones internas como controlados por fuerza o deformación es consistente con la clasificación del Apéndice A de la NTC-Concreto. Se entiende una acción interna como una fuerza interna, es decir, fuerza axial, fuerza cortante, fuerza de aplastamiento, momento flexionante o momento torsionante.

7.3.2.2 Comportamientos controlados por deformación

7.3.2.2.1 Las resistencias utilizadas para acciones controladas por deformación se deberán tomar como iguales a las resistencias esperadas R_E obtenidas experimentalmente o calculadas utilizando principios aceptados de mecánica. Al menos que se especifique en esta Norma, se aplicarán los procedimientos especificados en la NTC-Concreto para calcular las resistencias, con la excepción de que el factor de resistencia F_R se deberá tomar igual a la unidad para fines de evaluación. Para elementos construidos con concreto ligero, R_E se deberá modificar de acuerdo con 2.3.3.4 de la NTC-Concreto para concreto ligero.

7.3.2.3 Comportamientos controlados por fuerza

7.3.2.3.1 Las resistencias utilizadas para comportamientos controlados por fuerza se deberán tomar como resistencias del límite inferior R_{LI} , obtenidas experimentalmente o calculadas utilizando principios establecidos de mecánica. Cuando se utilicen cálculos para definir la resistencia del límite inferior, se deberán utilizar los valores estimados del límite inferior de las propiedades de los materiales. Al menos que se especifiquen otros procedimientos en esta Norma, se permitirán los procedimientos especificados en la NTC-Concreto para calcular las resistencias, con la excepción de que el factor de resistencia F_R se deberá tomar igual a la unidad para fines de evaluación. Para elementos construidos con concreto ligero, R_E se deberá modificar de acuerdo con 2.3.3.4 de la NTC-Concreto para concreto ligero.

Comentario:

Las resistencias del límite inferior se definen como la media menos una desviación estándar de la resistencia esperada dentro del rango de deformaciones y cargas cíclicas bajo las cuales el elemento de concreto será probablemente sometido.

7.3.2.4 Clasificación de la demanda de ductilidad del elemento

7.3.2.4.1 En la tabla 7.3.2.4.1 se clasifican los elementos en función de su demanda de ductilidad como baja, media o alta basada en valor máximo del cociente demanda-capacidad, para procedimientos de análisis lineales o la ductilidad de desplazamiento calculada para procedimientos de análisis no lineales.

Tabla 7.3.2.4.1 - Clasificación de la demanda de ductilidad del elemento

Máximo valor del cociente demanda-capacidad o la ductilidad de desplazamiento	Descripción
Menor que 2	Baja demanda de ductilidad
2 a 4	Moderada demanda de ductilidad
Mayor que 4	Alta demanda de ductilidad

7.3.3 Cargas a flexión y axiales

7.3.3.1 Resistencia a flexión

7.3.3.2.1 La resistencia a flexión de los elementos con y sin cargas axiales se deberá calcular de acuerdo con la NTC-Concreto o con otro método racional demostrado, como un análisis de la sección utilizando modelos constitutivos apropiados del concreto y el refuerzo.

7.3.3.2 Capacidad de deformación

7.3.3.2.1 La capacidad de deformación de los elementos con y sin cargas axiales se deberá calcular considerando las deformaciones por cortante, flexión y deslizamiento del refuerzo, o basados en los criterios de aceptación de esta Norma.

7.3.3.3 Vigas y muros con patines monolíticos

7.3.3.3.1 Las resistencias y capacidades de deformación de las vigas y muros con patines monolíticos se deberán calcular considerando el concreto y el refuerzo longitudinal desarrollado dentro del ancho efectivo del patín, como se define en 7.3.1.3.

7.3.3.4 Elementos con una longitud de desarrollo inadecuada

7.3.3.4.1 Las resistencias y capacidades de deformación se deberán determinar considerando la longitud de desarrollo disponible del refuerzo longitudinal. Cuando el refuerzo longitudinal tenga una longitud de desarrollo que es insuficiente para el desarrollo del esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo, la resistencia a flexión se deberá calcular considerando la limitación de la capacidad de esfuerzo de la barra como se define en 7.3.5.

7.3.3.5 Efecto del cortante en la resistencia y la capacidad de deformación del elemento

Cuando la capacidad de deformación a flexión se calcule a partir de principios básicos de mecánica, se deberá considerar la reducción de la capacidad de deformación debido al cortante aplicado. Cuando se utilicen modelos numéricos para la deformabilidad a flexión que no consideren directamente el efecto del cortante en la capacidad de deformación y el cortante de diseño sea igual o mayor que $0.5\sqrt{f'_c}A_w$ ($1.5\sqrt{f'_c}A_w$), donde A_w es el área del alma de la sección. La capacidad de deformación a flexión de diseño no deberá exceder 80 por ciento del valor calculado utilizando el modelo numérico.

7.3.3.6 Interacción de la carga axial y flexión

7.3.3.6.1 Para columnas o muros de concreto bajo la combinación de carga axial y flexión biaxial, la resistencia combinada se deberá evaluar considerando la flexión biaxial. Cuando se utilicen análisis lineales, la carga axial P_u se deberá calcular como acción controlada por fuerza o acción controlada por deformación de acuerdo con el Capítulo 4 de esta Norma. Los momentos de diseño M_u se deberán calcular respecto a cada uno de los dos ejes ortogonales. La resistencia combinada se deberá basar en los principios de mecánica con la aplicación de los momentos flexionantes calculados como M_{ux}/m_x y M_{uy}/m_y respecto los ejes x y y , respectivamente. La aceptación se deberá basar en los momentos flexionantes aplicados que se encuentren dentro de la envolvente de resistencia esperada calculada con un nivel de carga axial de P_u si el elemento está a compresión, o $P_u/(\text{mínimo de } m_x \text{ y } m_y)$ si el elemento está en tensión.

7.3.3.7 Límites de deformación unitaria útil

7.3.3.7.1 Límites utilizables de deformación unitaria útil para concreto sin confinamiento

7.3.3.7.1.1 Para acciones internas controladas por fuerza y deformación en elementos sin refuerzo transversal confinante, el esfuerzo máximo útil en el extremo de la fibra a compresión del concreto utilizado para calcular la resistencia a momento y carga axial no deberá exceder a) y b):

- a) 0.002 para elementos en casi compresión pura
- b) 0.005 para otros elementos.

7.3.3.7.1.2 Se podrán utilizar valores mayores del esfuerzo máximo útil en la fibra extrema a compresión cuando sea justificado por evidencia experimental.

7.3.3.7.2 Límites de deformación unitaria útil para concreto con confinamiento

7.3.3.7.2.1 Para acciones internas controladas por deformación y fuerza en elementos con concreto confinado, la deformación máxima útil en la fibra extrema a compresión del concreto utilizada para calcular la resistencia a flexión y carga axial se deberá basar en evidencia experimental y se deberán considerar las limitaciones debido a la fractura del refuerzo transversal, pandeo del refuerzo longitudinal, y degradación de la resistencia del elemento a niveles altos de deformación. En el caso de comportamientos controlados por flexión en elementos con concreto confinado, se permitirá adoptar los límites de deformación unitaria para concreto sin confinamiento.

7.3.3.7.3 Límites de deformación unitaria útil para el refuerzo

7.3.3.7.3.1 Para acciones internas controladas por deformación, las deformaciones unitarias máximas a compresión en el refuerzo longitudinal utilizadas para calcular la resistencia a momento y carga axial no deberán ser mayores que 0.02, y las deformaciones unitarias máximas a tensión en el refuerzo longitudinal no deberá ser mayores que 0.05. No se deberán utilizar resultados de pruebas monótonas para determinar los límites de deformación del refuerzo. Si se utiliza evidencia experimental para determinar los límites de deformación del refuerzo, se deberán incluir en las pruebas los efectos de la fatiga de ciclo bajo, así como la separación y el tamaño del refuerzo transversal.

7.3.4 Cortante y torsión

7.3.4.1 Resistencia

7.3.4.1.1 Las resistencias a cortante y torsión se deberán calcular de acuerdo con el Capítulo 5 de la NTC-Concreto, con la excepción de las modificaciones de esta Norma.

7.3.4.2 Resistencia de elementos con alta separación del refuerzo

7.3.4.2.1 A menos que se mencione lo contrario, donde la separación longitudinal del refuerzo transversal sea mayor que la mitad del peralte efectivo del elemento medido en la dirección del cortante, se deberá suponer que el refuerzo transversal tiene efectividad reducida para resistir cortante o torsión por un factor de $2(1 - s/d)$. Donde la separación longitudinal del refuerzo transversal es mayor que el peralte efectivo del elemento medida en la dirección del cortante, el refuerzo transversal se deberá suponer como inefectivo para resistir cortante o torsión.

7.3.4.3 Elementos con refuerzo transversal traslapado

7.3.4.3.1 Para vigas y columnas, el refuerzo transversal traslapado se deberá suponer no mayor que 50 por ciento efectivo en regiones con demanda de ductilidad media e inefectivo en regiones con demanda de ductilidad alta.

7.3.4.4 Cortante por fricción

7.3.4.4.1 La resistencia a cortante por fricción se deberá calcular de acuerdo con 5.7 de la NTC-Concreto considerando la carga axial esperada por efecto de cargas permanentes. Cuando la rehabilitación involucre la adición de concreto sobre cabeza, empleando el relleno con concreto, el coeficiente de cortante por fricción μ se deberá tomar igual a 70 por ciento del valor especificado en 5.7.1.2 de la NTC-Concreto.

7.3.5 Desarrollo y traslapes del refuerzo

El desarrollo de barras rectas, barras con doblez, y barras unidas mediante traslape se deberá calcular de acuerdo con el Capítulo 14 de la NTC-Concreto.

7.3.5.1 Barras corrugadas con longitud de desarrollo inadecuada

7.3.5.1.1 Las barras corrugadas rectas, con doblez y traslapadas que satisfagan los requisitos de desarrollo del Capítulo 14 de la NTC-Concreto utilizando las propiedades esperadas de los materiales deberán ser capaces de desarrollar su esfuerzo de fluencia, excepto cuando se realice un ajuste de acuerdo con a) y b) siguientes:

- El desarrollo de barras rectas traslapadas en tensión sin consideración de las clases del traslape (véase 14.5.2.1 de la NTC-Concreto) se podrá utilizar como la longitud de traslape requerida
- Para columnas donde barras corrugadas rectas y traslapadas pasen por zonas donde se esperan deformaciones inelásticas y daño, la longitud de la barra dentro de esas zonas se deberá considerar efectiva para anclaje únicamente hasta que ocurren deformaciones inelásticas. En esos casos, la longitud de desarrollo obtenida utilizando los procedimientos de la NTC-Concreto se deberá comparar con la longitud de desarrollo disponible degradada L_{d-deg} . Esta longitud de desarrollo se obtendrá restando de la longitud de desarrollo L_d una distancia de $2/3d$ desde el punto de máxima demanda de flexión en cualquier dirección en la que se anticipe el daño dentro de la columna, con el peralte efectivo, d , calculado en la dirección de la mayor dimensión de la sección transversal.

7.3.5.2 Resistencia de barras corrugadas con longitud de desarrollo o traslape inadecuado

7.3.5.2.1 Cuando las barras corrugadas existentes rectas corrugadas, con doblez, o traslapadas no cumplan con los requisitos de 7.3.5.1, el esfuerzo a tensión en las barras de refuerzo existente se deberá calcular con la ec.7.3.5.2.1:

$$f_s = 1.25 \left(\frac{L_b}{L_d} \right)^{2/3} f_{yLI} \leq f_{yLI/E} \quad (7.3.5.2.1)$$

7.3.5.2.2 Si el esfuerzo máximo aplicada en la barra es mayor que f_s en la ec. 7.3.5.2.1, los elementos se deberán considerar controlados por longitud de desarrollo o longitud de traslape inadecuada.

7.3.5.3 Resistencia de anclaje y adherencia de barras corrugadas en articulaciones plásticas

7.3.5.3.1 En columnas donde las barras corrugadas longitudinales rectas y traslapadas pasen a través de zonas donde se esperan deformaciones inelásticas y daño, la longitud de la barra dentro de esas zonas se deberá considerar efectiva para desarrollo únicamente hasta que ocurren deformaciones inelásticas. En esos casos, si $f_s = f_{yLI/E}$ de la ec. 7.3.5.2.1, la capacidad degradada del refuerzo f_{s-deg} considerando la pérdida de capacidad de desarrollo en la zona dañada se deberá evaluar utilizando una longitud de desarrollo disponible degradada (L_{d-deg}) que se resta de L_d una distancia de $2/3d$ desde el punto de la demanda a flexión máxima en cualquier dirección donde se anticipa daño dentro de la columna, según la ec. 7.3.5.3.1:

$$f_{s-deg} = 1.25 \left(\frac{L_{d-deg}}{L_d} \right)^{2/3} f_{yLI} \leq f_{yLI/E} \quad (7.3.5.3.1)$$

7.3.5.3.2 En casos donde $f_s = f_{yLI/E}$ de la ec. 7.3.5.2.1 pero el esfuerzo máximo aplicado en la barra corrugada longitudinal es mayor que f_{s-deg} dado en la ec. 7.3.5.3.1, las columnas se deberán considerar controladas por un desarrollo o de traslape inadecuada y la resistencia del refuerzo existente se deberá tomar como $f_{yLI/E}$.

7.3.5.4 Resistencia y capacidad de deformación de elementos con barras corrugadas con una longitud de desarrollo o traslape inadecuada para análisis no lineales

7.3.5.4.1 En análisis no lineales para barras rectas con una longitud de desarrollo o traslape inadecuada en vigas y columnas se permitirá suponer que el refuerzo mantiene el esfuerzo máximo calculado con la ec. 7.3.5.2.1 hasta niveles de deformación definidos por a_{nt} en la tabla 7.4.2.2.2.a, tabla 7.4.2.2.2.b y tabla 7.4.2.2.2.c.

7.3.5.5 Resistencia y capacidad de deformación de elementos con barras corrugadas con una longitud de desarrollo o traslape inadecuada para análisis lineales

7.3.5.5.1 Para procedimiento lineales, el esfuerzo máximo calculado con la ec. 7.3.5.2.1 se deberá utilizar para el cálculo de las resistencias. Para elementos distintos a vigas y columnas controlados por una longitud de desarrollo o de traslape inadecuada y con un dobléz, el esfuerzo en el acero se deberá suponer igual a $1.0f_s$ para una demanda de ductilidad o cociente demanda-capacidad igual a 1.0 e igual a $0.2f_s$ para una demanda de ductilidad o cociente demanda-capacidad igual a 2.0. La resistencia de barras rectas corrugadas, discontinuas embebidas en secciones de concreto o uniones viga-columna, con un recubrimiento sobre la barra embebida no menor que $3d_b$, se deberá calcular con la ec. 7.3.5.5.1:

$$f_s = \frac{17}{d_b} L_e \leq f_{yLI} \quad (7.3.5.5.1)$$

$$\left(f_s = \frac{170}{d_b} L_e \leq f_{yLI} \right)$$

donde f_s es menor que f_{yLI} . Donde el esfuerzo calculado en la barra ocasionado por cargas de diseño sea mayor que f_s , se deberá suponer que el esfuerzo de desarrollo máximo se degrada de $1.0f_s$, a una demanda de ductilidad o *CDC* igual a 1.0 y a $0.2f_s$ con una demanda de ductilidad o *CDC* igual a 2.0. En vigas con una longitud embebida del refuerzo del lecho inferior en las uniones viga-columna menor que los requisitos del Capítulo 8 de la NTC-Concreto, la resistencia a flexión se deberá calcular considerando el límite del esfuerzo de la ec. 7.3.5.5.1.

7.3.5.6 Resistencia de anclaje y adherencia de barras lisas

7.3.5.6.1 Para barras lisas, con dobléz, y traslapadas, la longitud de desarrollo y de traslape se deberán tomar como el doble de los valores indicados en la NTC-Concreto, a menos que se justifique otro valor mediante pruebas aprobadas por el Proyectista, del Director y, en su caso, el Corresponsable.

7.3.5.7 Resistencia de anclaje y adherencia de barras postinstaladas

7.3.5.7.1 En las barras postinstaladas utilizadas en la rehabilitación sísmica se deberá suponer que alcanzan el esfuerzo de fluencia cuando se cumplan con las siguientes condiciones a) a c):

- Los agujeros para las barras postinstaladas se limpiaron para retirar el polvo de la perforación
- La profundidad embebida o de anclaje, L_e , no es menor que $10d_b$
- La separación mínima de las barras postinstaladas no es menor que $4L_e$ y la distancia al borde mínima no es menor que $2L_e$.

7.3.5.7.2 Los valores de diseño de barras postinstaladas que no satisfagan estas condiciones se deberán verificar con datos experimentales. Se deberán obtener pruebas de campo para asegurar que las resistencias de diseño sean desarrolladas de acuerdo con 7.2.

7.3.6 Conexiones con el concreto existente

7.3.6.1 Las conexiones utilizadas para conectar dos o más elementos se deberán clasificar de acuerdo con el sistema de conexión como coladas en sitio o postinstaladas y se deberán evaluar y diseñar de acuerdo con 14.10 de la NTC-Concreto considerando las modificaciones de esta sección. Las propiedades de las anclas y conectores existentes y los sistemas de conexión se deberán obtener de acuerdo con 7.3.6.6. Estas especificaciones no aplican a conexiones en articulaciones plásticas.

7.3.6.2 La resistencia de anclas coladas en sitio o postinstaladas se deberá calcular utilizando los procedimientos del de 14.10 de la NTC-Concreto utilizando un factor de resistencia, F_R , igual a 1.0 para fines de evaluación. Para anclas postinstaladas, los requisitos del fabricante también se deberán aplicar.

7.3.6.3 Anclas coladas en sitio y sistemas de conexión

7.3.6.3.1 Todos los comportamientos de elementos en anclas coladas en sitio y sistemas de conexiones se deberán considerar como controlados por fuerza. La resistencia del límite inferior de las anclas y las conexiones deberán ser las resistencias nominales como se especifica en 14.10 de la NTC-Concreto para las conexiones de elementos estructurales. El factor de amplificación para considerar las sobrerresistencia se deberá tomar igual a la unidad para las conexiones de elementos estructurales.

7.3.6.4 Anclas y conectores postinstalados

7.3.6.4.1 Todos los comportamientos de elementos en sistemas de conexión con anclas y conectores postinstalados se deberán considerar controladas por fuerza. El límite inferior de la resistencia de las anclas y conectores postinstalados deberá ser la resistencia nominal, como se especifica en 14.10 de la NTC-Concreto, o la media menos una desviación estándar de los últimos valores publicados en informes experimentales aprobados por el Proyectista, el Director y, en su caso, el Corresponsable para las conexiones de los elementos estructurales. El factor de amplificación para considerar las sobrerresistencia, se deberá tomar igual a la unidad para las conexiones de elementos estructurales.

7.3.6.5 Pruebas de carga

7.3.6.5.1 Las pruebas de anclas y conectores deberán realizarse de acuerdo con ASTM E3121/E3121M, con las adaptaciones necesarias para realizar pruebas en sitio. No es necesario probar las anclas hasta alcanzar la falla. Las pruebas de carga de anclas y conectores mecánicos y anclas coladas en sitio se deberán realizar como una prueba sin confinamiento como se describe en ASTM E3121/E3121M. Para anclas y conectores adhesivos o químicos, las pruebas de carga se permiten realizar como pruebas confinadas de acuerdo con ASTM E3121/E3121M.

7.3.6.5.2 Cuando la aplicación de pruebas de carga no sea posible sin la afectación local del elemento estructural al cual las anclas y conectores están ahogados, se podrán realizar pruebas de torque de anclas mecánicas y coladas en sitio. La relación entre el torque y la tensión del conector se deberá establecer por el Proyectista y deberá ser aprobado por el Director y, en su caso, el Corresponsable con el auxilio de un Especialista certificado si fuera necesario, basado en la prueba de un ancla representativa sobre la cual el torque aplicado y la tensión son medidos.

7.3.6.5.3 La prueba de carga en tensión se deberá especificar por el Especialista certificado, pero no deberá exceder el menor de a) a c):

- a) 1.33 veces el valor máximo de tensión de S_{uF} para un ancla en una conexión anclada común o 1.33 veces la resistencia máxima a tensión de una sola ancla del conjunto
- b) $2N_{cb}/3$
- c) $0.8A_b F_{y-conector}$. Cuando no se cuente con la información de la resistencia del conector se deberá tomar como 250 MPa (2 500 kg/cm²).

7.3.6.5.4 La profundidad de anclaje h_{ef} utilizada para calcular N_{cb} se permite que se establezca utilizando pruebas no destructivas. Cuando se utilicen pruebas no destructivas para determinar la profundidad del ancla o conector, se deberán investigar las anclas seleccionadas para las pruebas de carga y un número equivalente del mismo conjunto que no fue seleccionado para las pruebas de carga. El uso de planos de las instalaciones es permitido para establecer la profundidad de anclas coladas en sitio. Las especificaciones de la instalación no se deberán utilizar para establecer la profundidad de anclaje para anclas postinstaladas al menos que se tengan disponibles los registros de inspección.

7.3.6.5.5 Cuando la profundidad de anclaje es desconocida, el valor de h_{ef} se podrá tomar como 4.5 veces el diámetro del ancla o conector para el cálculo de N_{cb} . La resistencia del concreto, f'_c , utilizada para calcular la resistencia del ancla o conector, se deberá basar en la resistencia esperada del concreto de pruebas u otros medios proporcionados en esta Norma.

7.3.6.5.6 La prueba de carga se deberá mantener por un mínimo de 5 minutos. La deformación del ancla o conector perpendicular a la superficie de concreto no deberá ser mayor que 1.5 mm durante la prueba. Después de que la carga se retira, no deberá quedar un desplazamiento permanente. N_{um} se deberá tomar como la carga resistida sin falla por todas las anclas del conjunto. Para anclas con pruebas de carga confinadas o mediante la aplicación de un torque, el valor se deberá tomar como 0.7 veces la carga.

7.3.6.5.7 Si cualquier ancla del conjunto no resiste la carga aplicada sin una deformación permanente o desconchamiento del concreto, se deberán probar seis anclas adicionales del conjunto por cada vez que no se logre resistir la carga. Si una falla adicional ocurre, el valor de carga se deberá tomar como el mínimo del conjunto.

7.3.6.5.8 La resistencia de las anclas se deberá determinar utilizando 14.10 de la NTC-Concreto con el valor de N_{cb} tomado como $0.75N_{um}$.

7.3.6.6 *Resistencia a cortante del ancla*

7.3.6.6.1 La resistencia de las anclas para resistir cortante se deberá calcular utilizando 14.10 de la NTC-Concreto con una profundidad de anclaje de 4.5 veces el diámetro. La resistencia esperada del concreto se deberá utilizar para calcular V_b . La resistencia cortante calculada no deberá considerar la presencia de refuerzo en el borde a menos que su resistencia se confirme con pruebas no destructivas.

7.3.6.7 *Pruebas de carga a la falla*

7.3.6.7.1 Se podrán ensayar las anclas y conectores de un conjunto hasta alcanzar la falla. Las anclas probadas hasta la falla no se deberán reutilizar. Las pruebas deberán realizarse de acuerdo con ASTM E3121/E3121M. El límite inferior de la resistencia de las anclas del conjunto se deberá tomar como la resistencia característica de acuerdo con ACI CODE-355.2 y ACI CODE-355.4.

7.4 **Marcos de concreto**

7.4.1 *Tipos de marcos resistentes a momento*

7.4.1.1 Los marcos colados monolíticamente, incluidos los marcos monolíticos de concreto creados mediante la adición de material nuevo, se abordan en esta sección, incluidos los marcos resistentes a momento de viga-columna de concreto reforzado, los marcos viga-columna de concreto postensados resistentes a momento y las losas apoyadas en columnas resistentes a momento.

7.4.1.2 Las clasificaciones de marcos de 7.4.1.3 a 7.4.1.5 considera edificios existentes, edificios nuevos, edificios existentes que han sido rehabilitados, marcos previstos como parte del sistema resistente a fuerzas inducidas por sismo y marcos no previstos como parte del sistema resistente a fuerzas inducidas por sismo en el diseño original.

7.4.1.3 *Marcos viga-columna de concreto reforzado resistentes a momento*

7.4.1.3.1 Los marcos viga-columna de concreto reforzado resistentes a momento, tratados en 7.4.2, están definidos por las condiciones a) a c):

- a) Los elementos del marco son vigas con o sin losa, columnas y sus conexiones
- b) Los marcos son monolíticos y permiten la transferencia de momento y cortante entre vigas y columnas
- c) El refuerzo primario en los elementos que contribuyen a la resistencia a fuerzas inducidas por sismo no está presforzado.

7.4.1.4 *Marcos viga-columna de concreto postensado resistentes a momento*

7.4.1.4.1 Los marcos resistentes a momento de vigas y columnas de concreto postensado, tratados en 7.4.3, se definen por las condiciones a) a c):

- a) Los elementos del marco son vigas (con o sin losa), columnas y sus conexiones
- b) Los marcos son monolíticos y permiten la transferencia de momento y cortante entre vigas y columnas
- c) El refuerzo primario en vigas que contribuyen a la resistencia a la fuerza inducida por sismo incluye el refuerzo postensado con o sin refuerzo no presforzado.

7.4.1.5 *Sistemas losa-columna resistentes a momento*

7.4.1.5.1 Los sistemas losa-columna resistentes a momento, abordados en 7.4.4, están definidos por las condiciones a) a c):

- a) Los elementos del marco son losas con o sin vigas en la dirección transversal, columnas y sus conexiones
- b) Los sistemas son monolíticos y permiten la transferencia de momento y cortante entre losas y columnas
- c) El refuerzo primario en las losas que contribuyen a la resistencia a la fuerza inducida por sismo incluye refuerzo no presforzado, refuerzo presforzado o ambos.

Comentario:

Los marcos de concreto resistentes a momento se definen como elementos compuestos principalmente de elementos horizontales de marcos como vigas, losas o ambos; elementos verticales de marcos como columnas; y uniones y conexiones que conectan los elementos horizontales y verticales del marco. Para resistir las fuerzas inducidas por sismo, estos elementos actúan solos o en conjunto con muros, contraventeos u otros elementos.

7.4.2 *Marcos viga-columna de concreto reforzado resistentes a momento*

7.4.2.1 *Hipótesis generales de modelado*

7.4.2.1.1 Modelo numérico del elemento. El modelo numérico para un elemento de marco tipo viga-columna deberá representar la resistencia, rigidez y capacidad de deformación de vigas, columnas, uniones viga-columna y otros elementos del marco, incluidas las conexiones con otros elementos.

7.4.2.1.2 Modo de comportamiento del elemento. Se deberá considerar la falla potencial en el desarrollo de flexión, cortante y refuerzo en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento. Se incluirá la interacción con otros elementos, incluidos los elementos no estructurales.

7.4.2.1.3 Modelos de elementos lineales. Se permitirán modelos numéricos que representen un marco tipo viga-columna utilizando elementos lineales con propiedades concentradas en los centroides de los elementos. Cuando los ejes de las vigas y columnas no se intersecan, se deberán considerar los efectos de excentricidad entre los ejes de los marcos. Cuando la línea central del elemento más estrecho cae dentro del tercio medio del elemento del marco adyacente medido transversalmente a la dirección del marco, no es necesario considerar esta excentricidad. Cuando ocurran excentricidades mayores, el efecto deberá representarse ya sea por reducciones en la rigidez, la resistencia y la capacidad de deformación efectivas o por el modelado directo de la excentricidad.

7.4.2.1.4 Modelos de elementos de unión viga-columna. Se considerará que una unión viga-columna es monolítica cuando ésta se representa como una zona que tiene dimensiones horizontales iguales a las dimensiones de la sección transversal de la columna y dimensión vertical igual al peralte de la viga. La unión viga-columna deberá modelarse de acuerdo con 7.4.2.2 o según lo justifique la evidencia experimental. El modelo de la conexión entre las columnas y la cimentación se seleccionará en función de los detalles de la conexión columna-cimentación y la rigidez del sistema cimentación-suelo.

7.4.2.1.5 Losas. Se deberá considerar la acción de la losa como un diafragma que interconecta elementos verticales. La acción de la losa como patín de una viga compuesta se deberá considerar al desarrollar las capacidades de rigidez, resistencia y deformación del modelo de elementos de la viga según 7.3.1.3.

7.4.2.1.6 Modelado del comportamiento inelástico. La acción inelástica se deberá restringir a los elementos y acciones enumerados en la tabla 7.4.2.2.2.a, tabla 7.4.2.2.2.b, tabla 7.4.2.2.2.c, excepto cuando se demuestre mediante pruebas y análisis experimentales que otra acción inelástica es aceptable para el nivel de desempeño seleccionado.

7.4.2.2 *Rigidez viga-columna de concreto reforzado de marcos resistentes a momento*

7.4.2.2.1 *Análisis estático y dinámico lineales*

7.4.2.2.1 Rigidez de la viga. Las vigas se deberán modelar considerando las rigideces a flexión y cortante, incluido el efecto de la losa como patín monolítico de acuerdo con 7.3.1.3. Consúltese 7.3.1.2 para calcular las rigideces efectivas.

7.4.2.2.1.2 Rigidez de la columna. Las columnas se deberán modelar considerando las rigideces a flexión, cortante y fuerza axial. Consúltese 7.3.1.2 para calcular las rigideces efectivas.

7.4.2.2.1.3 Rigidez de la unión viga-columna. Cuando la rigidez de la unión no se modele explícitamente, se permitirá que se modele implícitamente mediante el ajuste de un modelo de elementos a ejes:

- a) Cuando $\frac{\sum M_{CoLE}}{\sum M_{BE}} > 1.2$, los desplazamientos de la columna son rígidos y los desplazamientos de viga no lo son
- b) Cuando $\frac{\sum M_{CoLE}}{\sum M_{BE}} < 0.8$, los desplazamientos de viga son rígidos y los desplazamientos de columna no lo son
- c) Cuando $0.8 \leq \frac{\sum M_{CoLE}}{\sum M_{BE}} \leq 1.2$, la mitad de los desplazamientos de viga y columna se consideran rígidos.

M_{CoLE} se calculará considerando la fuerza axial de las cargas gravitacionales considerando la combinación de cargas permanentes y accidentales por sismo. Debido a que este enfoque de modelado sólo tiene en cuenta la flexibilidad de cortante de la unión, los valores de rigidez utilizados para las vigas y columnas deberán incluir la flexibilidad resultante del deslizamiento del elemento barra.

7.4.2.2.2 Análisis estático no lineal

7.4.2.2.2.1 Relaciones carga-deformación no lineales. Las relaciones carga-deformación no lineales deberán cumplir con 7.3.1.2.3.

7.4.2.2.2.2 Parámetros de modelado no lineal. Los parámetros de modelado no lineal para vigas, columnas y uniones viga-columna se proporcionan en la tabla 7.4.2.2.2.a, tabla 7.4.2.2.2.b, tabla 7.4.2.2.2.c y tabla 7.4.2.2.2.d.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

Tabla 7.4.2.2.2.a - Parámetros de modelado y criterios numéricos de aceptación para análisis no lineales: vigas de concreto reforzado

Parámetros de modelación	Criterio de aceptación		
	Ángulo de rotación plástica, rad		
	Nivel de desempeño		
Ángulos de rotación plástica a_{nl} y b_{nl} , rad Relación de resistencia residual c_{nl}	OI	SV	PC
Vigas no controladas por longitud de desarrollo inadecuada o longitud de traslape insuficiente del refuerzo longitudinal a lo largo su longitud, o longitud de anclaje inadecuada en la unión viga-columna ^{[1], [2], [3], [4]}			
$a_{nl} = k_{sc} \left(0.0055 \frac{M_{yE}}{V_{MCyDE} d} + 0.40 p_t \frac{f_{ytE}}{f_c'} \right) - \theta_{yE} \geq 0.0$ $k_{sc} = 1 \geq 2 \frac{V_{VOE}}{V_{MCyDE}} - 1 \geq 0$	0.15 $a_{nl} \leq$ 0.005	0.5 b_{nl}	0.7 b_{nl}
$\text{Para } \begin{cases} \frac{V_{VOE}}{V_{MCyDE}} \leq 1 & b_{nl} = b_{nl1} = \frac{0.5}{5 + \frac{f_c'}{p_t f_{ytE}}} - \theta_{yE} \geq a_{nl} \\ \frac{V_{VOE}}{V_{MCyDE}} > 1 & b_{nl} = a_{nl} + 4\theta_{yE} * k_{sp} \geq b_{nl1} \end{cases}$			
$\text{Cuando } \begin{cases} s \leq \frac{d}{2} & k_{sp} = 1 \\ s > \frac{d}{2} & k_{sp} = 2 \left(1 - \frac{s}{d} \right) \geq 0 \end{cases}$			
$\text{Cuando } \begin{cases} \frac{V_{VOE}}{V_{MCyDE}} \leq 1 & c_{nl} = 0.0 \\ \frac{V_{VOE}}{V_{MCyDE}} > 1 & c_{nl} = 0.2 \end{cases}$			
Vigas controladas por longitud de desarrollo inadecuada o longitud de traslape insuficiente del refuerzo longitudinal a lo largo de su longitud ^[3]			
$a_{nl} = \frac{1 p_t f_{ytE}}{8 p_t f_{y1E}} \leq 0.025 \text{ [1][5]}$	0.0	0.5 b_{nl}	0.7 b_{nl}
$b_{nl} = 0.06$			
$c_{nl} = 0.15 + 36 p_t \leq 0.2$			
Vigas controladas por anclaje inadecuado del refuerzo longitudinal en la unión viga-columna ^[3]			
$a_{nl} = 0.015$	0.005	0.02	0.03
$b_{nl} = 0.03$			
$c_{nl} = 0.2$			

^[1] $p_t f_{ytE} / f_c'$ no se tomará mayor que 0.15 en ningún caso ni mayor que 0.075 cuando los estribos no estén adecuadamente anclados en el núcleo. Las ecuaciones de la tabla no son válidas para vigas con p_t menor que 0.0005.

^[2] La rotación de fluencia, θ_{yE} , se calculará de acuerdo con 7.4.2.2.2.3.

^[3] Se considera que las vigas están controladas por una longitud de desarrollo inadecuada o longitud de traslape insuficiente donde el esfuerzo calculado en el acero en el traslape excede el esfuerzo del acero especificado por la ec. 7.3.5.2.1 o 7.3.5.3.1. Los parámetros de modelado para vigas controladas por una longitud de desarrollo inadecuada o longitud de traslape insuficiente nunca deberán exceder los de las vigas no controladas por una longitud de desarrollo inadecuada o longitud de traslape insuficiente.

^[4] V_{VOE} deberá calcularse de acuerdo con 7.3.4.2.

^[5] a_{nl} para vigas controladas por una longitud de desarrollo inadecuada o longitud de traslape insuficiente se tomará como cero si la región del traslape no está atravesada por al menos dos grupos de estribos en toda su longitud.

Tabla 7.4.2.2.2.b - Parámetros de modelado y criterios numéricos de aceptación para análisis no lineales: columnas de concreto reforzado que no sean circulares con refuerzo helicoidal (zunchos) o estribos cerrados como se define en la NTC-Concreto

Parámetros de modelación	Criterio de aceptación		
	Ángulo de rotación plástica, rad		
	Nivel de desempeño		
Ángulos de rotación plástica a_{nl} y b_{nl} , rad Relación de resistencia residual c_{nl}	OI	SV	PC
Columnas no controladas por una longitud de desarrollo inadecuada o longitud de traslape insuficiente a lo largo de su altura libre ^[1]			
$a_{nl} = \left(0.042 - 0.043 \frac{P_{UD}}{A_g f_c'} + 0.63 p_t - 0.023 \frac{V_{MCyDE}}{V_{CoIE}} \right) \geq 0.0$	0.15 $a_{nl} \leq 0.005$	0.5 b_{nl} ^[3]	0.7 b_{nl} ^[3]
Para $\frac{P_{UD}}{A_g f_c'} \leq 0.5$ $\left\{ \begin{array}{l} b_{nl} = \frac{0.5}{5 + \frac{P_{UD}}{0.8 A_g f_c'} \frac{1}{p_t} \frac{f_c'}{f_{ytE}}} - 0.01 \geq a_{nl} \end{array} \right.$			
$c_{nl} = 0.24 - 0.4 \frac{P_{UD}}{A_g f_c'} \geq 0.0$			
Columnas controladas por una longitud de desarrollo inadecuada o longitud de traslape insuficiente a lo largo de su altura libre ^[4]			
$a_{nl} = \left(\frac{1}{8} \frac{p_t f_{ytE}}{p_t f_{ytE}} \right) \geq 0.0$ ^[5] ≤ 0.025	0.0	0.5 b_{nl} ^[2]	0.7 b_{nl} ^[2]
$b_{nl} = \left(0.012 - 0.085 \frac{P_{UD}}{A_g f_c'} + 12 p_t \right) \geq a_{nl}$ ^[6] ≤ 0.06			
$c_{nl} = 0.15 + 36 p_t \leq 0.4$			

^[1] p_t no se tomará mayor que 0.0175 en ningún caso ni mayor que 0.0075 cuando los estribos no estén adecuadamente anclados en el núcleo. Las ecuaciones de la tabla no son válidas para columnas con p_t menor que 0.0005. V_{MCyDE}/V_{CoIE} no se tomará menor que 0.2. N_{UD} será la carga axial de compresión máxima que tenga en cuenta los efectos de las fuerzas laterales, se permitirá evaluar N_{UD} con base en un análisis de estado límite.

^[2] b_{nl} se reducirá linealmente para $P_{UD}/(A_g f_c') > 0.5$ de su valor $P_{UD}/(A_g f_c') = 0.5$ a cero en $P_{UD}/(A_g f_c') = 0.7$ pero no será menor que a_{nl} .

^[3] $P_{UD}/(A_g f_c')$ no se tomará menor que 0.1.

^[4] Se considerará que las columnas están controladas por una longitud de desarrollo inadecuada o una longitud de traslape insuficiente donde el esfuerzo del acero calculado en el traslape exceda el esfuerzo del acero especificada por la ecuación 7.3.5.2.1 o 7.3.5.3.1. Los parámetros de modelado para columnas controladas por una longitud de desarrollo o traslape insuficiente nunca deberá exceder los de las columnas no controladas por una longitud de desarrollo inadecuada o traslape insuficiente.

^[5] p_t no se tomará mayor que 0.0075.

^[6] a_{nl} para columnas controladas por una longitud de desarrollo inadecuada o una longitud de traslape insuficiente, se tomará como cero si la región de traslape no está atravesada por al menos dos grupos de estribos en toda su longitud.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

Tabla 7.4.2.2.2.c - Parámetros de modelado y criterios numéricos de aceptación para análisis no lineales: columnas circulares de concreto reforzado con refuerzo helicoidal (zunchos) o estribos circulares como se define en NTC-Concreto

Parámetros de modelación	Criterio de aceptación		
	Ángulo de rotación plástica, rad		
	Nivel de desempeño		
Ángulos de rotación plástica a_{nl} y b_{nl} , rad Relación de resistencia residual c_{nl}	OI	SV	PC
Columnas no controladas por una longitud de desarrollo inadecuada o una longitud de traslape insuficiente a lo largo de su altura libre ^[1]			
$a_{nl} = \left(0.06 - 0.06 \frac{P_{UD}}{A_g f'_c} + 1.3 p_t - 0.037 \frac{V_{MCyDE}}{V_{CotOE}} \right) \geq 0.0$	0.15 a_{nl} ≤ 0.005	0.5 b_{nl} ^[3]	0.7 b_{nl} ^[3]
Para $\frac{P_{UD}}{A_g f'_c} \leq 0.5$ $\left\{ b_{nl} = \frac{0.65}{5 + \frac{P_{UD}}{0.8 A_g f'_c} \frac{1}{p_t} \frac{f'_c}{f_{ytE}}} - 0.01 \geq a_{nl} \right.$ ^[2]			
$c_{nl} = 0.24 - 0.4 \frac{P_{UD}}{A_g f'_c} \geq 0.0$			
Columnas controladas por una longitud de desarrollo inadecuada o una longitud de traslape insuficiente a lo largo de su altura libre ^[4]			
$a_{nl} = \left(\frac{1}{8} \frac{p_t f_{ytE}}{p_t f_{ytE}} \right) \geq 0.0$ ^[5] ≤ 0.025	0.0	0.5 b_{nl}	0.7 b_{nl}
$b_{nl} = \left(0.012 - 0.085 \frac{P_{UD}}{A_g f'_c} + 12 p_t \right) \geq 0.0$ ^[6] ≤ 0.06			
$c_{nl} = 0.15 + 36 p_t \leq 0.4$			

^[1] p_t no se tomará mayor que 0.0175 en ningún caso ni mayor que 0.0075 cuando los estribos no estén adecuadamente anclados en el núcleo. Las ecuaciones de la tabla no son válidas para columnas con p_t menor que 0.0005. V_{MCyDE}/V_{CotOE} no se tomará por debajo de 0.2. P_{UD} será la carga axial de compresión máxima que tenga en cuenta los efectos de las fuerzas laterales. Alternativamente, se permitirá evaluar P_{UD} con base en un análisis de estado límite.

^[2] b_{nl} se reducirá linealmente para $P_{UD}/(A_g f'_c) > 0.5$ de su valor $P_{UD}/(A_g f'_c) = 0.5$ a cero en $P_{UD}/(A_g f'_c) = 0.7$ pero no será menor que a_{nl} .

^[3] $P_{UD}/(A_g f'_c)$ no se tomará menor que 0.1.

^[4] Se considerará que las columnas están controladas por una longitud de desarrollo inadecuada o una longitud de traslape insuficiente cuando el esfuerzo del acero calculado en el traslape excede el esfuerzo del acero especificado en 7.3.5.2.1 o 7.3.5.3.1. Los parámetros de modelado para columnas controladas por una longitud de desarrollo inadecuada o una longitud de traslape insuficiente nunca deberán exceder los de las columnas no controladas por una longitud de desarrollo inadecuada o una longitud de traslape insuficiente.

^[5] p_t no se tomará mayor que 0.0075.

^[6] a_{nl} para columnas controladas por una longitud de desarrollo inadecuada o una longitud de traslape insuficiente, se tomará como cero si la región de empalme no está atravesada por al menos dos grupos de estribos en toda su longitud.

Tabla 7.4.2.2.2.d - Parámetros de modelado y criterios numéricos de aceptación para análisis no lineales: uniones viga-columna de concreto reforzado

Condiciones			Parámetros de modelación ^[1]			Criterio de aceptación ^[1]		
			Ángulo de rotación plástica, rad		Relación de resistencia residual	Ángulo de rotación plástica, rad		
			Nivel de desempeño					
			<i>a_{nl}</i>	<i>b_{nl}</i>	<i>c_{nl}</i>	OI	SV	PC
Condición 1. Uniones interiores (Nota: para la clasificación de uniones revisar la fig. 7.4.3.2.3)								
$\frac{P}{A_g f_{cE}'}^{[2]}$	Refuerzo transversal ^[3]	$\frac{V}{V_j}^{[4]}$						
≤0.1	C	≤1.2	0.015	0.03	0.2	0.0	0.02	0.03
≤0.1	C	≥1.5	0.015	0.03	0.2	0.0	0.015	0.02
≥0.4	C	≤1.2	0.015	0.025	0.2	0.0	0.015	0.025
≥0.4	C	≥1.5	0.015	0.2	0.2	0.0	0.015	0.02
≤0.1	NC	≤1.2	0.005	0.2	0.2	0.0	0.015	0.02
≤0.1	NC	≥1.5	0.005	0.015	0.2	0.0	0.01	0.015
≥0.4	NC	≤1.2	0.005	0.015	0.2	0.0	0.01	0.015
≥0.4	NC	≥1.5	0.005	0.015	0.2	0.0	0.01	0.015
Condición 2. Otras uniones (Nota: para la clasificación de uniones revisar la fig. 7.4.3.3.2)								
$\frac{P}{A_g f_{cE}'}^{[2]}$	Refuerzo transversal ^[3]	$\frac{V}{V_j}^{[4]}$						
≤0.1	C	≤1.2	0.01	0.02	0.2	0.0	0.015	0.02
≤0.1	C	≥1.5	0.01	0.015	0.2	0.0	0.01	0.015
≥0.4	C	≤1.2	0.01	0.02	0.2	0.0	0.015	0.02
≥0.4	C	≥1.5	0.01	0.015	0.2	0.0	0.01	0.015
≤0.1	NC	≤1.2	0.005	0.01	0.2	0.0	0.0075	0.01
≤0.1	NC	≥1.5	0.005	0.01	0.2	0.0	0.0075	0.01
≥0.4	NC	≤1.2	0.0	0.0075	0.0	0.0	0.005	0.0075
≥0.4	NC	≥1.5	0.0	0.0075	0.0	0.0	0.005	0.0075

^[1] Los valores que se encuentren fuera de los enumerados en la tabla se determinarán por interpolación lineal.

^[2] *P* es la fuerza axial de diseño en la columna por encima del nudo y *A_g* es el área bruta de la sección transversal de la unión.

^[3] C y NC son abreviaturas de refuerzo transversal que cumple y no cumple con el Capítulo 8 de la NTC-Concreto, respectivamente. El refuerzo transversal de la unión cumple si los estribos están separados a una distancia menor o igual que *h_c/2* dentro de la unión. De lo contrario, el refuerzo transversal se considera que no cumple.

^[4] *V* es la fuerza cortante obtenida de los análisis no lineales (estático y dinámico) y *V_j* es la resistencia a cortante de la unión. La resistencia a cortante se deberá calcular de acuerdo con 7.4.3.2.

7.4.2.2.2.3 Rotación de fluencia para vigas. Para el propósito de calcular los parámetros *a_{nl}* y *b_{nl}* con las ecuaciones de la tabla 7.4.2.2.2.a, la rotación de fluencia deberá tomarse como $\theta_{pe}=0.008$.

7.4.2.2.2.4 Modelos de elementos de vigas y columnas. Las vigas y columnas se deberán modelar usando modelos de articulaciones plásticas concentradas o distribuidas. Se permitirán otros modelos cuyo comportamiento represente el comportamiento de vigas y columnas de concreto reforzado sometidos a cargas sísmicas.

7.4.2.2.2.5 Modo de comportamiento de vigas y columnas. El modelo de viga y columna deberá ser capaz de representar una respuesta inelástica a lo largo de la longitud de dicho elemento, excepto cuando el equilibrio muestra que la fluencia está restringida a los extremos del elemento. Cuando se espera una respuesta no lineal en un modo que no sea flexión, el modelo deberá establecerse para representar tales efectos.

7.4.2.2.2.6 Relaciones carga-deformación. Las relaciones carga-deformación monótonas se deberán establecer de acuerdo con la relación carga-deformación que se muestra en la fig. 7.3.1.2.3.3, con la excepción de que se permitirán diferentes relaciones cuando se verifiquen mediante experimentos.

7.4.2.2.2.7 Resistencia carga-deformación del elemento. La relación general carga-deformación deberá establecerse de manera que la resistencia sea consistente con las especificaciones de resistencia de 7.3.2.

7.4.2.2.2.8 Parámetro de deformación. Para vigas y columnas, el parámetro de deformación en la fig. 7.3.1.2.3.3 es la rotación de la articulación plástica. Para las uniones viga-columna, el parámetro de deformación es la deformación por cortante. Los valores del parámetro de deformación en los Puntos B, C y D deberán derivarse de experimentos o análisis racionales y deberán tener en cuenta las interacciones entre flexión, carga axial y cortante.

7.4.2.2.3 Análisis dinámico no lineal

7.4.2.2.3.1 Relaciones carga-deformación no lineales. Para análisis dinámico no lineal, el comportamiento histerético completo de cada elemento deberá modelarse utilizando propiedades verificadas mediante evidencia experimental. Se permitirá el uso de la relación carga-deformación descrita en la fig. 7.3.1.2.3.3 para representar la relación envolvente para el análisis.

7.4.2.2.3.2 Parámetros de modelado no lineal. Consúltese 7.4.2.2.2 para la aplicación de parámetros para columnas en la tabla 7.4.2.2.2.2.b y la tabla 7.4.2.2.2.2.c. Las propiedades de descarga y recarga deberán representar características significativas de degradación de la rigidez y la resistencia.

7.4.2.2.3.3 Modelos de elementos de vigas y columnas. Las vigas y columnas se deberán modelar utilizando modelos de articulaciones plásticas concentradas (plasticidad concentrada) o distribuidas. Se permitirán otros modelos cuyo comportamiento represente el comportamiento de elementos de vigas y columnas de concreto reforzado sometidos a cargas sísmicas.

7.4.2.2.3.4 Modo de comportamiento de vigas y columnas. El modelo de viga y columna deberá ser capaz de representar una respuesta inelástica a lo largo de la longitud dichos elementos, excepto cuando el equilibrio muestra que la fluencia está restringida a los extremos del elemento. Cuando se espera una respuesta no lineal en un modo que no sea la flexión, el modelo deberá establecerse para representar tales efectos.

7.4.2.2.3.5 Resistencia del elemento carga-deformación. La relación carga-deformación general deberá ser tal que la resistencia máxima sea consistente con las especificaciones de resistencia de 7.3.2 y 7.4.3.

7.4.3 Resistencia de marcos resistentes a momento conformados por vigas y columnas de concreto reforzado

7.4.3.1 Las resistencias de los elementos se deberán calcular de acuerdo con los requisitos generales de 7.3.2, modificados en este inciso. La resistencia del elemento se determinará considerando la falla potencial en flexión, carga axial, cortante, torsión, longitud de desarrollo de las barras y otras acciones en todos los puntos a lo largo de la longitud del elemento, bajo las acciones de las combinaciones de carga de gravedad de diseño y fuerza inducida por sismo.

7.4.3.2 Columnas

7.4.3.2.1 Para las columnas, se permitirá calcular la resistencia nominal a cortante V_{col} usando la ec. 7.4.3.2.1. En la primera ecuación, V_{col} está en N, mientras que la ecuación entre paréntesis está en kg.

$$V_{col} = k_{ne} V_{colE} = k_{ne} \left[\alpha_{col} \left(\frac{A_v f_{ytE} d}{s} \right) + \lambda \left(\frac{0.5 \sqrt{f_{cE}}}{M_u/V_u d} \sqrt{1 + \frac{P_{UG}}{0.5 A_g \sqrt{f'_{cE}}}} \right) 0.8 A_g \right] \quad (7.4.3.2.1)$$

$$\left(V_{col} = k_{ne} V_{colE} = k_{ne} \left[\alpha_{col} \left(\frac{A_v f_{ytE} d}{s} \right) + \lambda \left(\frac{1.6 \sqrt{f_{cE}}}{M_u/V_u d} \sqrt{1 + \frac{P_{UG}}{1.6 A_g \sqrt{f'_{cE}}}} \right) 0.8 A_g \right] \right)$$

donde $k_{ne} = 1.0$ en regiones donde la demanda de ductilidad de desplazamiento es menor o igual que 2, 0.7 en regiones donde la demanda de ductilidad de desplazamiento es mayor o igual que 6, y varía linealmente para ductilidad de desplazamiento entre 2 y 6; λ es 0.75 para concreto ligero y 1.0 para concreto de peso normal; P_{UG} (ajustado a cero para fuerza de tensión); $M_u/V_u d$ es la relación más grande entre el momento y la fuerza cortante en el eje neutro de la columna bajo cargas de diseño considerando la combinación de cargas permanentes y accidentales por sismo, pero no se tomará mayor que 4 ni menor que 2; y $\alpha_{col} = 1.0$ para $s/d \leq 0.75$, 0 para $s/d \geq 1.0$ y varía linealmente para s/d entre 0.75 y 1.

7.4.3.2.2 Se permitirán formulaciones alternativas para la resistencia de la columna que consideren los efectos de las deformaciones inelásticas cíclicas reversibles y que sean verificadas mediante evidencia experimental, aprobadas por el Proyectista, el Director y, en su caso, el Corresponsable.

7.4.3.2.3 Para columnas que satisfagan los requisitos de detallado del Capítulo 8 de la NTC-Concreto y para las cuales su comportamiento sea considerado como controlado por deformación, así como para columnas en las que el cortante se clasifique como comportamiento controlado por fuerza, se deberá permitir el uso de las ecuaciones de resistencia a cortante en una dirección del Capítulo 5 de la NTC-Concreto.

7.4.3.3 Uniones viga-columna

7.4.3.3.1 Área nominal de la sección transversal. Para las uniones viga-columna, el área nominal de la sección transversal del nudo A_j deberá definirse por una profundidad del nudo h_j igual al peralte de la columna en la dirección de análisis multiplicado por el ancho efectivo de la unión b_j igual al menor de los siguientes a) a c):

- a) $\frac{b_b + b_c}{2}$
- b) $b_b + \sum \frac{m_{je} h_c}{2}$
- c) b_c

Para uniones donde la excentricidad entre el eje central de la viga y el centroide de la columna excede $b_c/8$, se deberá usar $m_{je}=0.3$; para todos los demás casos, $m_{je}=0.5$. El término de suma deberá aplicarse en cada lado del nudo donde el borde de la columna se extiende más allá del borde de la viga. El valor $m_{je} h_c/2$ deberá tomarse mayor que la extensión de la columna más allá del borde de la viga. Si sólo hay una viga en la dirección de la carga, se tomará b_b igual al ancho de esa viga. Cuando vigas de diferentes anchos se conectan en lados opuestos de la columna en la dirección de la carga, b_b se deberá tomar como el promedio de los dos anchos.

7.4.3.3.2 Resistencia nominal a cortante del nudo. La resistencia nominal a cortante de la conexión, V_j , se calculará de acuerdo con la ecuación 7.4.3.3.2.a:

$$V_j = \lambda \gamma \sqrt{f_{cE}} A_j \tag{7.4.3.3.2.a}$$

donde λ es 0.75 para concretos ligeros y 1.0 para concreto de peso normal, A_j es el área efectiva de la unión con las dimensiones definidas anteriormente, y γ se define en la tabla 7.4.3.2.2.

Tabla 7.4.3.3.2 – Valores de γ para el cálculo de resistencia en el nudo

Refuerzo transversal ^[1]	Valores de γ , MPa (kg/cm ²)				
	Condición i: uniones interiores ^[2]		Condición ii: otros tipos de uniones		
	Nudo interior con vigas transversales	Nudo interior sin vigas transversales	Nudo exterior con vigas transversales	Nudo exterior sin vigas transversales	Nudo articulado con o sin vigas transversales
C	1.7 (5.3)	1.2 (4.0)	1.2 (4.0)	1.0 (3.2)	0.6 (2.1)
NC ^[3]	$1.2 \sqrt{\frac{h_c}{h_b}} \kappa_{js}$ ^[4] $\left(4.0 \sqrt{\frac{h_c}{h_b}} \kappa_{js} \right)$	$1.0 \sqrt{\frac{h_c}{h_b}} \kappa_{js}$ ^[4] $\left(3.5 \sqrt{\frac{h_c}{h_b}} \kappa_{js} \right)$	$0.8 \sqrt{\frac{h_c}{h_b}} \kappa_{js}$ ^[4] $\left(2.6 \sqrt{\frac{h_c}{h_b}} \kappa_{js} \right)$	$0.8 \sqrt{\frac{h_c}{h_b}} \kappa_{js}$ ^[4] $\left(2.6 \sqrt{\frac{h_c}{h_b}} \kappa_{js} \right)$	0.3 (1.0)

^[1] C y NC son abreviaturas de refuerzo transversal que cumple y no cumple con el Capítulo 8 de la NTC-Concreto. El refuerzo transversal de la unión cumple los estribos están espaciados a $\leq h_c/2$ dentro de la conexión. De lo contrario, el refuerzo transversal se considera que no cumple.

^[2] Para la clasificación de uniones, consulte la fig. 7.4.3.3.2.

^[3] Las resistencias de las uniones que no cumplen no se deberán considerar mayores que las resistencias de las uniones que sí cumplen con la NTC-Concreto.

^[4] h_c/h_b no se tomará mayor que 1.0.

El factor por carga axial, k_{js} de la tabla 7.4.3.2.2 deberá calcularse de acuerdo con la ecuación 7.4.3.2.b.

$$k_{js} = 1 + \frac{4}{9} \left(\frac{P_{UF}}{A_g f'_{cE}} - 0.15 \right) \tag{7.4.3.2.b}$$

donde $1 \leq k_{js} \leq 1.2$. Se permitirá el uso del factor por carga axial $k_{js}=1.0$ en la tabla 7.4.3.3.2. Para análisis estático y dinámico no lineales, se permitirá utilizar el análisis límite para calcular la fuerza axial máxima, incluidos los efectos sísmicos.

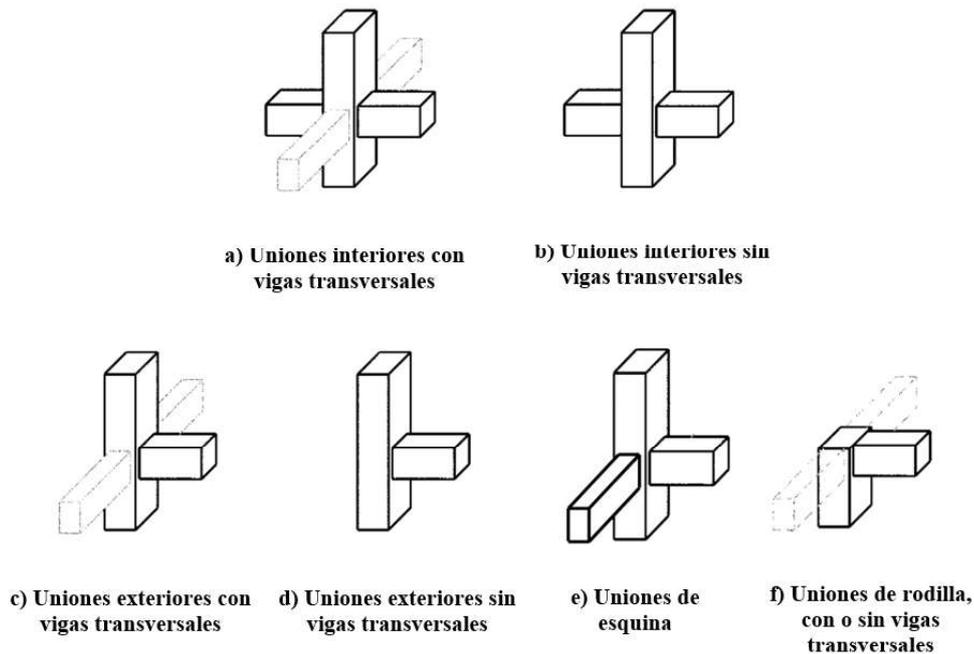


Figura 7.4.3.3.2 - Clasificación de uniones viga columna

7.4.3.3.3 Carga bidireccional. Se permite el uso de diagramas de elíptico para calcular la resistencia a corte de las uniones sujetas a carga lateral bidireccional, donde los semidiámetros de la elipse son las resistencias uniaxiales de la unión en las dos direcciones principales.

7.4.4 Criterios de aceptación para marcos de concreto reforzado

7.4.4.1 Análisis lineales estáticos y dinámicos

7.4.4.1.1 El comportamiento deberá clasificarse como controlado por deformación o controlado por fuerza.

7.4.4.1.2 Acciones de diseño. Las acciones de diseño sobre los elementos se determinarán con base en la NTC-Concreto. Cuando los valores calculados de la relación demanda-capacidad excedan la unidad, las siguientes acciones de diseño se determinarán de acuerdo con alguno de los incisos a) a c):

- a) Momentos, cortantes, torsiones y longitudes de desarrollo y traslapes correspondientes al desarrollo de la resistencia de los elementos en vigas y columnas
- b) Cortantes en uniones correspondientes al desarrollo de resistencia en vigas y columnas adyacentes
- c) Carga axial en columnas y uniones, considerando la acción plástica probable en los elementos por encima del nivel en el que se ubican las columnas o uniones.

7.4.4.1.3 Fuerzas de diseño. Las acciones de diseño se deberán comparar con las resistencias de acuerdo con la NTC-Concreto, con los factores *m* seleccionados de la tabla 7.4.4.1.5.a, tabla 7.4.4.1.5.b, tabla 7.4.4.1.5.c y tabla 7.4.4.1.5.d para vigas, columnas y uniones viga-columna.

7.4.4.1.3.1 Si se evalúa y/o rehabilita la estructura mediante el uso de versiones anteriores a NTC-Sismo 2023, o bien con la versión 2023 de la NTC-Sismo sin optar por una revisión por desempeño, se deberán usar los factores *m* asociados al nivel de desempeño *SV* para el sismo de diseño y al de *OI* si la estructura es del Grupo A.

7.4.4.1.4 Rotación de fluencia en vigas. Para todas las ecuaciones de la tabla 4.2.4.1.a el cálculo de los factores *m*, θ_{ye} deberá tomarse como 0.008.

7.4.4.1.5 Elementos de entrepiso débil. Cuando la relación demanda-capacidad promedio para columnas en un piso excede el valor promedio para vigas en el mismo nivel y a su vez excede el mayor de 1.0 y *m*/2 para todas las columnas en todos los niveles, el entrepiso deberá definirse como un entrepiso débil. Para elementos de pisos débiles, se deberá cumplir uno de los siguientes puntos a) a c):

- a) Se repetirá la verificación de los valores promedio de la relación demanda-capacidad en el nivel, considerando todos los elementos primarios y secundarios en el nivel con un elemento de piso débil en el nivel. Si los valores promedio de la relación entre la demanda y la capacidad de los elementos verticales exceden el valor promedio de los elementos horizontales en el nivel y exceden 2.0, la estructura deberá reevaluarse mediante un procedimiento no lineal o rehabilitarse para eliminar esta deficiencia
- b) La estructura deberá ser reevaluada usando análisis estático o dinámico no lineales
- c) La estructura se rehabilitará para eliminar la condición de entrepiso débil.

Tabla 7.4.4.1.5.a - Criterios de aceptación para análisis lineales en vigas de concreto reforzado

Tipo de elemento	Factores <i>m</i> ^{[1][2]}		
	Nivel de desempeño		
	OI	SV	PC
Primario	$\frac{3}{8} \left(\frac{a_{nl}}{\theta_{yE}} + 1 \right) \leq 2$	$\frac{9}{16} \left(\frac{a_{nl}}{\theta_{yE}} + 1 \right)$	$\frac{9}{16} \left(\frac{b_{nl}}{\theta_{yE}} + 1 \right)$
Secundario	$\frac{3}{8} \left(\frac{a_{nl}}{\theta_{yE}} + 1 \right) \leq 2$	$\frac{9}{16} \left(\frac{b_{nl}}{\theta_{yE}} + 1 \right)$	$\frac{3}{4} \left(\frac{b_{nl}}{\theta_{yE}} + 1 \right)$

^[1] Los factores *m* no deberán ser menores que 1.0.

^[2] La rotación de fluencia, θ_{yE} , deberá calcularse con 7.4.4.1.4.

Tabla 7.4.4.1.5.b - Criterios de aceptación para análisis lineales en columnas de concreto reforzado que no sean circulares, con refuerzo helicoidal (zunchos) o estribos cerrados, como se define en NTC-Concreto

$\frac{P_{UD}}{A_g f'_{cE}}$	p_t	$\frac{V_{MCyDE}}{V_{CoIE}}$	Factores $m^{[1]}$				
			Nivel de desempeño				
			OI	Tipo de elemento			
				Primario		Secundario	
SV	PC	SV	PC				
Columnas no controladas por una longitud de desarrollo inadecuada o una longitud de traslape insuficiente a lo largo de su altura libre ^[2]							
≤0.1	≥0.0175	≥0.2 <0.6	1.7	3.4	4.2	6.8	8.9
≥0.7	≥0.0175	≥0.2 <0.6	1.2	1.4	1.7	1.4	1.7
≤0.1	≤0.0005	≥0.2 <0.6	1.5	2.6	3.2	2.6	3.2
≥0.7	≤0.0005	≥0.2 <0.6	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
≤0.1	≥0.0175	≥0.6 <1.0	1.5	2.7	3.3	6.8	8.9
≥0.7	≥0.0175	≥0.6 <1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
≤0.1	≤0.0005	≥0.6 <1.0	1.3	1.9	2.3	1.9	2.3
≥0.7	≤0.0005	≥0.6 <1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
≤0.1	≥0.0175	≥1.0	1.3	1.8	2.2	6.8	8.9
≥0.7	≥0.0175	≥1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
≤0.1	≤0.0005	≥1.0	1.0	1.0	1.1	1.7	2.1
≥0.7	≤0.0005	≥1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Columnas controladas por una longitud de desarrollo inadecuada o una longitud de traslape insuficiente a lo largo de su altura libre ^[2]							
≤0.1	≥0.0075		1.0	1.7	2.0	5.3	6.8
≥0.7	≥0.0075		1.0	1.0	1.0	2.8	3.5
≤0.1	≤0.0005		1.0	1.0	1.0	1.4	1.6
≥0.7	≤0.0005		1.0	1.0	1.0	1.0	1.0

^[1] Los valores intermedios de los mostrados en la tabla se determinarán por interpolación lineal.

^[2] Se considera que las columnas están controladas por una longitud de desarrollo o traslape inadecuado cuando la tensión de acero calculada en el traslape excede el esfuerzo especificado del acero. Los criterios de aceptación para las columnas controladas por una longitud de desarrollo o traslape inadecuados nunca deberán exceder los de las columnas no controladas por una longitud de desarrollo o traslape inadecuado.

Tabla 7.4.4.1.5.c—Criterios de aceptación para análisis lineales en columnas circulares de concreto reforzado, con refuerzo helicoidal (zunchos) o estribos circulares, como se define en la NTC-Concreto

$\frac{P_{UD}}{A_g f'_{cE}}$	p_t	$\frac{V_{MCyDE}}{V_{CoIOE}}$	Factores $m^{[1]}$				
			Nivel de desempeño				
			OI	OI			
				Primario		Secundario	
LS	CP	LS	CP				
Columnas no controladas por una longitud de desarrollo inadecuada o una longitud de traslape insuficiente a lo largo de su altura libre ^[2]							
≤0.1	≥0.0175	≥0.2 <0.6	1.7	4.8	6.2	8.9	11.6
≥0.7	≥0.0175	≥0.2 <0.6	1.4	2.1	2.6	2.1	2.6
≤0.1	≤0.0005	≥0.2 <0.6	1.6	3.2	4.0	3.2	4.0
≥0.7	≤0.0005	≥0.2 <0.6	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
≤0.1	≥0.0175	≥0.6 <1.0	1.7	3.7	4.7	8.9	11.6
≥0.7	≥0.0175	≥0.6 <1.0	1.0	1.0	1.1	1.0	1.1
≤0.1	≤0.0005	≥0.6 <1.0	1.4	2.1	2.5	2.3	2.8
≥0.7	≤0.0005	≥0.6 <1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
≤0.1	≥0.0175	≥1.0	1.4	2.3	2.9	8.9	11.6
≥0.7	≥0.0175	≥1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
≤0.1	≤0.0005	≥1.0	1.0	1.0	1.0	2.3	2.8
≥0.7	≤0.0005	≥1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Columnas controladas por una longitud de desarrollo inadecuada o una longitud de traslape insuficiente a lo largo de su altura libre ^[2]							
≤0.1	≥0.0075		1.0	1.7	2.0	5.3	6.8
≥0.7	≥0.0075		1.0	1.0	1.0	2.8	3.5
≤0.1	≤0.0005		1.0	1.0	1.0	1.4	1.6
≥0.7	≤0.0005		1.0	1.0	1.0	1.0	1.0

^[1] Los valores intermedios de los mostrados en la tabla se determinarán por interpolación lineal.

^[2] Se considera que las columnas están controladas por una longitud de desarrollo inadecuada o una longitud de traslape insuficiente cuando la tensión del acero de refuerzo calculada en el traslape excede el esfuerzo especificado del acero. Los criterios de aceptación para las columnas controladas por una longitud de desarrollo inadecuada o una longitud de traslape insuficiente nunca deberán exceder los de las columnas no controladas por una longitud de desarrollo inadecuada o una longitud de traslape insuficiente.

Tabla 4.2.4.1.d – Criterios de aceptación para análisis lineales en uniones viga-columna de concreto reforzado

Condición			Factores $m^{[1]}$				
			Nivel de desempeño				
			OI	Tipo de elemento			
				Primario		Secundario	
SV	PC	SV		PC			
Condición i: Uniones interiores							
$\frac{P}{A_g f_c'}^{[2]}$	Refuerzo transversal ^[3]	$\frac{V}{V_j}^{[4]}$					
≤0.1	C	≤1.2	1	1	1	3	4
≤0.1	C	≥1.5	1	1	1	2	3
≥0.4	C	≤1.2	1	1	1	3	4
≥0.4	C	≥1.5	1	1	1	2	3
≤0.1	NC	≤1.2	1	1	1	2	3
≤0.1	NC	≥1.5	1	1	1	2	3
≥0.4	NC	≤1.2	1	1	1	2	3
≥0.4	NC	≥1.5	1	1	1	2	3
Condición ii: Otros tipos de uniones							
$\frac{P}{A_g f_c'}^{[2]}$	Refuerzo transversal ^[3]	$\frac{V}{V_j}^{[4]}$					
≤0.1	C	≤1.2	1	1	1	3	4
≤0.1	C	≥1.5	1	1	1	2	3
≥0.4	C	≤1.2	1	1	1	3	4
≥0.4	C	≥1.5	1	1	1	2	3
≤0.1	NC	≤1.2	1	1	1	2	3
≤0.1	NC	≥1.5	1	1	1	2	3
≥0.4	NC	≤1.2	1	1	1	1.5	2
≥0.4	NC	≥1.5	1	1	1	1.5	2

[1] Los valores intermedios de los mostrados en la tabla se determinarán por interpolación lineal.

[2] P es la fuerza axial calculada en la columna, por encima de la unión.

[3] **C** y **NC** son abreviaturas de refuerzo transversal que cumple y no cumple con el Capítulo 8 de la NTC-Concreto, respectivamente. El refuerzo transversal del nudo cumple si los estribos están separados a $\leq h_c/2$ dentro de la unión. De lo contrario, el refuerzo transversal se considera que no cumple.

[4] V es la fuerza cortante y V_j es la resistencia a cortante del muro. Estos se deberán calcular de acuerdo con 7.4.4.1 y 7.4.3.2, respectivamente.

7.4.4.1.5 Análisis estático y dinámico no lineales. Cuando el parámetro de deformación se toma como rotación en la zona de articulación plástica por flexión en vigas y columnas, la capacidad de rotación de la articulación plástica deberá tomarse de la tabla 7.4.2.2.2.a, tabla 7.4.2.2.2.b, y tabla 7.4.2.2.2.c. Cuando el parámetro de deformación es la distorsión por cortante de la unión viga-columna, las capacidades de deformación angular se definen en la tabla 7.4.2.2.2.d. Cuando se indique un comportamiento inelástico para un elemento o una acción no enumerada en la tabla 7.4.2.2.2.a, tabla 7.4.2.2.2.b, tabla 7.4.2.2.2.c y la tabla 7.4.2.2.2.d, el desempeño se considerará inaceptable. Se permitirán enfoques o valores alternativos cuando lo justifiquen las pruebas y los análisis experimentales.

7.5 Marcos de concreto postensado

7.5.1 Requisitos generales

7.5.1.1 El modelo numérico para un elemento de marco de concreto postensado deberá establecerse como se especifica en 7.4 para marcos resistentes a momento de concreto reforzado. Además de los posibles modos de comportamiento descritos en 7.4, el modelo de análisis deberá considerar la falla potencial del anclaje.

7.5.1.2 Los procedimientos de análisis descritos en la NTC-Concreto se aplican a marcos con vigas postensadas que cumplen las condiciones a) a c):

- a) El presfuerzo promedio f_{pc} calculado para un área igual al producto de la sección transversal y la dimensión perpendicular más corta de la viga no deberá exceder 5 MPa (50 kg/cm²) o $f'_{cE}/12$, el que resulte mayor, en zonas de comportamiento no lineal
- b) Los tendones de presfuerzo no proporcionan más de un cuarto de la resistencia en la cara de la unión para momentos positivos y negativos
- c) Se demuestre que los anclajes para tendones se han desempeñado satisfactoriamente para fuerzas inducidas por sismo en cumplimiento con los requisitos de la NTC-Concreto. Estos anclajes se colocarán fuera de las áreas de articulación o de las uniones, excepto en elementos donde la evidencia experimental demuestre que la conexión cumple con los objetivos de desempeño bajo las cargas de diseño.

Se aceptará utilizar procedimientos alternativos cuando no se cumplan estas condiciones.

7.5.2 Rigidez de marcos de concreto postensado

7.5.2.1 Análisis estático y dinámico lineales

7.5.2.1.1 Las vigas se modelarán considerando las rigideces a flexión y cortante, incluido el efecto de la losa actuando como patín en secciones monolíticas y compuestas. Las columnas se modelarán considerando las rigideces a flexión, cortante y fuerza axial. Consúltese 7.4.2 para modelar la rigidez de la conexión.

7.5.2.2 Análisis estático no lineal

7.5.2.2.1 Las relaciones carga-deformación no lineales deberán cumplir con la NTC-Concreto y los requisitos de marcos de concreto reforzado de 7.4.2.

7.5.2.2.2 Los valores de los parámetros de deformación en los Puntos B, C y D en la fig.7.3.1.2.3.3 deberán obtenerse mediante experimentos o análisis aprobados por el Proyectista, el Director y, en su caso, el Corresponsable, en los que se consideren las interacciones entre flexión, carga axial y cortante. Alternativamente, si el parámetro de deformación se toma como rotación en la zona de la articulación plástica por flexión y se cumplen las tres condiciones de 7.5.1, se permitirá que las capacidades de rotación de la articulación plástica de la viga sean las definidas en la tabla 7.4.2.2.2.a. Las columnas y las uniones deberán modelarse como se describe en 7.4.2.

7.5.2.3 Análisis dinámicos no lineales

7.5.2.3.1 Para los análisis dinámicos no lineales, el comportamiento histerético completo de cada elemento se modelará usando propiedades verificadas experimentalmente. Se tomará la fig. 7.3.1.2.3. para representar la envolvente para el análisis. Las propiedades de descarga y recarga deberán representar las características significativas de degradación de la rigidez y de resistencia afectadas por el presfuerzo.

7.5.3 Resistencia de marcos de concreto postensado

7.5.3.1 Las resistencias de los elementos deberán calcularse de acuerdo con los requisitos generales de 7.3.2 y los requisitos adicionales de 7.4.2. Se deberán considerar los efectos del postensado en la resistencia.

7.5.3.2 En acciones internas controladas por deformación, se supondrá que la tensión del postensado es efectiva para determinar las acciones máximas que se pueden desarrollar durante la respuesta no lineal del marco. Para acciones internas controladas por fuerza, los efectos sobre la resistencia de la pérdida de presfuerzo se deberán considerar como una condición de diseño, donde tales pérdidas son posibles bajo combinaciones de carga que incluyen deformación inelástica.

7.5.3.3 Se deberá evaluar el efecto del postensado en las fuerzas internas en la conexión viga-columna.

7.5.4 Criterios de aceptación para marcos postensados de concreto reforzado

7.5.4.1 Los criterios de aceptación para marcos postensados de concreto reforzado deberán seguir los criterios para marcos de concreto reforzado especificados en 7.4.4.

7.5.4.2 Los parámetros de modelado y los criterios de aceptación se basarán en la tabla 7.4.2.2.2.a, tabla 7.4.2.2.2.b, tabla 7.4.2.2.2.c, tabla 7.4.4.1.5.a, tabla 7.4.4.1.5.b, tabla 7.4.4.1.5.c y tabla 7.4.4.1.5.d.

7.6 Marcos de concreto con muros diafragma

7.6.1 Tipos de marcos de concreto con muros diafragma

7.6.1.1 Este inciso trata de marcos resistentes a cargas gravitacionales con muros diafragma hechos de concreto o mampostería, construidos de tal forma que el muro y el marco interactúan cuando son sometidos a cargas gravitacionales y fuerzas inducidas por sismo.

7.6.1.2 Se considera que el muro diafragma se encuentra separado del marco cuando se cumplen los requisitos de separación mínima especificados en 8.2 de la NTC-Mampostería, Si todos los muros diafragma están separados del marco, el muro deberá ser analizado como un muro aislado de tipo no estructural, de acuerdo con los requisitos del Capítulo 6 de la NTC-Concreto y el Capítulo 8 de la NTC-Mampostería, según aplique.

7.6.1.2 Muros diafragma de mampostería

7.6.1.1.1 Deberán aplicarse las disposiciones del Capítulo 5 de la NTC-Mampostería

7.6.1.3 Muros diafragma de concreto

7.6.1.3.1 Las disposiciones de este inciso deberán aplicarse a los muros diafragma de concreto que interactúan con los marcos de concreto cuando éstos hayan sido construidos para rellenar el espacio interior de un marco sin continuidad del refuerzo de un piso a otro. El concreto del muro diafragma deberá ser evaluado de forma separada del concreto del marco.

7.6.2 Marcos de concreto con muros diafragma de mampostería

7.6.2.1 Requisitos generales

7.6.2.1.1 El modelo numérico de un marco de concreto con un muro diafragma de mampostería deberá representar la resistencia, la rigidez y la capacidad de deformación de las vigas, losas, columnas, conexiones viga-columna, muros de mampostería y todas las conexiones y elementos de los elementos. Se deberán considerar las potenciales fallas debidas a la flexión, al cortante, al deslizamiento de la mampostería, al anclaje, al desarrollo del refuerzo longitudinal o por aplastamiento del concreto de cualquier sección. También se deberá incluir la interacción con elementos no estructurales.

7.6.2.1.2 Para marcos de concreto con muros diafragma de mampostería que resisten fuerzas inducidas por sismo en su plano, se permitirá modelar la respuesta utilizando un modelo elástico lineal, considerando que el muro diafragma no se agrietará cuando sea sometido a las fuerzas inducidas por sismo de diseño. Si el muro no sufre agrietamiento cuando sea sometido a fuerzas sísmicas de diseño, se permitirá modelar el conjunto de marco y muro como un medio homogéneo.

7.6.2.1.3 Si el muro presenta agrietamiento cuando sea sometido a fuerzas inducidas por sismo de diseño, se permitirá utilizar el modelo de la diagonal equivalente de 5.2 de la NTC-Mampostería.

7.6.1.2.4 Los elementos del marco deberán ser evaluados para fuerzas generadas sobre éstas a partir de la interacción del marco con el muro diafragma. En marcos con muros diafragma de mampostería de altura completa, la evaluación deberá incluir el efecto de las fuerzas de compresión del puntal aplicadas a la columna y a la viga, de forma excéntrica a la unión viga-columna. En marcos con muros diafragma de mampostería a media altura, la evaluación deberá incluir la reducción de la longitud efectiva de la porción de la columna que se encuentre por encima del muro.

7.6.2.2 Rigidez de marcos de concreto con muros diafragma de mampostería

7.6.2.2.1 Análisis estático y dinámico lineales. En marcos de concreto de varias crujeas, que tienen muros diafragma en algunas y carecen de éstos en otras, la rigidez de los muros diafragma y su impacto en el marco deberá representarse como se describe en el Capítulo 5 de la NTC-Mampostería. Las crujeas sin muros deberán modelarse como marcos. Donde los muros diafragma sean discontinuos a lo largo de la altura, el efecto de esta discontinuidad sobre el desempeño de todo el edificio deberá ser evaluado. La rigidez efectiva del marco y la mampostería, según la NTC-Mampostería, deberá estar en concordancia con 7.3.1.

7.6.2.2.2 Análisis estático no lineal. La relación no lineal carga-deformación deberá seguir los requisitos de 7.3.1.2.3. Se permitirá el modelado de las vigas y columnas por medio de elementos armadura no lineales en partes rellenas del marco. El modelo deberá ser capaz de representar la respuesta inelástica a lo largo de toda la longitud de los elementos.

7.6.2.2.2.1 Las relaciones monótonas carga-deformación deberán concordar con la relación generalizada que se muestra en la fig. 7.3.1.2.3.3. Como excepción, se permitirán diferentes relaciones cuando éstas sean verificadas por medio de ensayos aprobados por el Proyectista, el Director y, en su caso, el Corresponsable. Para representar la interacción entre el marco y el muro diafragma se deberán considerar las cantidades numéricas que se muestran en la fig. 7.3.1.2.3.3. De forma alternativa, para marcos monolíticos de concreto reforzado se permitirán los procedimientos a) a c):

- Para vigas y columnas en crujeas sin muros diafragma, donde el parámetro de deformación se toma como la rotación en la zona de generación de la articulación plástica de flexión, la capacidad de rotación de la articulación plástica deberá definirse de acuerdo con las tablas 7.4.2.2.2.2.a, 7.4.2.2.2.2.b y 7.4.2.2.2.2.c
- Para muros diafragma de mampostería, los parámetros de deformación y los puntos de control deberán ser como se define en el Capítulo 5 de la NTC-Mampostería. Se aceptarán usar los parámetros en ASCE 41
- Para vigas y columnas en crujeas con muros diafragma, donde el parámetro de deformación se toma como el alargamiento o el acortamiento de la viga o columna, la capacidad de deformación por tensión o compresión deberá ser la especificada en la tabla 7.6.2.2.2.1.

Tabla 7.6.2.2.2.1 - Parámetros de modelación y criterios de aceptación para análisis no lineales en marcos de concreto reforzado con muros diafragma

Condiciones	Parámetros de modelación ^[1]			Criterios de aceptación		
	Deformación total		Cociente de resistencia residual	Deformación total		
	Nivel de desempeño					
	d_{nl}	e_{nl}	c_{nl}	OI	SV	PC
i: Columnas modeladas como puntales ^[2]						
Columnas confinadas en toda su longitud ^[3]	0.02	0.04	0.4	0.003	0.03	0.04
Todos los otros casos	0.003	0.01	0.2	0.002	0.01	0.01
ii: Columnas modeladas como tensores ^[2]						
Columnas con buen confinamiento en los traslapes o sin traslapes	0.05	0.05	0.0	0.01	0.04	0.05
Todos los otros casos	^[4]	0.03	0.2	—	0.02	0.03

^[1] No se permitirá interpolar. Los parámetros se ilustran en la fig. 7.3.1.2.3

^[2] Si las revisiones de carga dan como resultado las dos condiciones, i y ii, para una sola columna, ambas condiciones deberán ser revisadas

^[3] Se permitirá considerar a una columna como confinada en toda su longitud cuando la cantidad del refuerzo transversal en la altura total del edificio, incluyendo las uniones, sea igual que al menos tres cuartos de lo requerido por el Capítulo 8 de la NTC-Concreto para elementos de borde de muros de cortante. La separación máxima del refuerzo no deberá ser mayor que $h/3$ o $8d_b$.

^[4] La potencial falla por traslapes deberá evaluarse directamente para determinar los criterios de modelado y aceptación.

7.6.2.2.3 Análisis dinámicos no lineales. La relación no lineal carga-deformación deberá modelar el comportamiento histerético completo de cada elemento utilizando propiedades verificadas mediante ensayos. Las propiedades de descarga y recarga deberán representar características de degradación de la rigidez y resistencia.

7.6.2.3 Resistencia de marcos de concreto con muros diafragma de mampostería.

7.6.2.3.1 La resistencia de los elementos de concreto reforzado deberá calcularse de acuerdo con los requisitos generales de 7.3, así como modificados por otras disposiciones de esta Norma. La resistencia de los muros diafragma de mampostería deberá calcularse de acuerdo con los requisitos del Capítulo 5 de la NTC-Mampostería. Los cálculos de la resistencia deberán considerar los puntos a) a d):

- a) Las limitaciones impuestas por las vigas, columnas y uniones en las porciones no rellenas de del marco
- b) Fuerzas locales que el muro aplica sobre el marco
- c) La resistencia del muro diafragma
- d) Las conexiones con elementos adyacentes.

7.6.2.4 Criterios de aceptación para marcos de concreto con muros diafragma de mampostería

7.6.2.4.1 Análisis estático y dinámico lineales. En elementos primarios, el comportamiento controlado por deformación deberá estar restringido a acciones axiales y de flexión en vigas, losas y columnas, y a acciones de deformación lateral en los muros diafragma de mampostería. En los elementos secundarios, el comportamiento controlado por deformación deberá estar restringido a aquellas acciones identificadas en los Capítulos 6, 7 y 8 de la NTC-Concreto para un marco aislado, como corresponda, y para los muros diafragma de mampostería en el Capítulo 5 de la NTC-Mampostería.

7.6.2.4.1.1 Las acciones de diseño deberán ser determinadas como está prescrito en la NTC-Sismo. Donde los cocientes demanda-capacidad (*CDC*) calculados sean mayores que la unidad, se deberán determinar las acciones a) y b) siguientes:

- a) Las debidas a momentos, fuerzas cortantes, momentos torsionantes, longitudes de desarrollo y deslizamiento del refuerzo correspondientes a la resistencia en vigas, columnas y muros diafragma
- b) Carga axial de la columna correspondiente a la resistencia a flexión del marco con un muro diafragma que actúa como un muro en voladizo.

7.6.2.4.1.2 Los valores de los factores *m* deberán ser los especificados en la tabla 7.6.2.4.1.2. Se deberá suponer que los criterios de aceptación se cumplen para aquellos elementos con acciones de diseño menores que su resistencia.

7.6.2.4.2 Análisis estático y dinámico no lineales. En el modelo de diseño, la respuesta inelástica deberá estar restringida aquellos elementos y acciones permitidas para marcos como se especifica en los capítulos 6, 7 y 8 de la NTC-Concreto, y para muros diafragma de mampostería como se indica en el Capítulo 5 de la NTC-Mampostería.

Tabla 7.6.2.4.1.2 - Criterios de aceptación para análisis lineales – marcos de concreto reforzado con muros diafragma

Condiciones	Factores m ^[1]				
	Nivel de desempeño				
	Tipo de elemento				
	Primario			Secundario	
	OI	SV	PC	SV	PC
i: Columnas modeladas como puntales ^[2]					
Columnas confinadas en toda su longitud ^[3]	1	3	4	4	5
Todos los otros casos	1	1	1	1	1
ii: Columnas modeladas como tensores ^[2]					
Columnas con buen confinamiento en los traslapes o sin traslapes	3	4	5	5	6
Todos los otros casos	1	2	2	3	4

^[1] No se permitirá interpolar. Los parámetros se ilustran en la fig. 7.3.1.2.3

^[2] Si las reversiones de carga dan como resultado las dos condiciones, i y ii, para una sola columna, ambas condiciones deberán ser revisadas

^[3] Se permitirá considerar a una columna como confinada en toda su longitud cuando la cantidad del refuerzo transversal en la altura total del edificio, incluyendo las uniones, sea igual que al menos tres cuartos de lo requerido por el Capítulo 8 de la NTC-Concreto para para elementos de borde de muros de cortante. La separación máxima del refuerzo no deberá ser mayor que $h/3$ o $8db$.

7.6.3 Marcos de concreto con muros diafragma de concreto

7.6.3.1 Requisitos generales

7.6.3.1.1 El modelo numérico de un marco de concreto con un muro diafragma de concreto deberá representar la resistencia, la rigidez y la capacidad de deformación de las vigas, losas, columnas, conexiones viga-columna, muros de concreto y todas las conexiones y elementos de los elementos. Se deberán considerar las potenciales fallas debidas a la flexión, al cortante, al anclaje, al desarrollo del refuerzo longitudinal o por aplastamiento del concreto de cualquier sección. También se deberá incluir la interacción con elementos no estructurales.

7.6.3.1.2 El modelo numérico se deberá establecer considerando la rigidez relativa y la resistencia del marco y del muro diafragma, así como el nivel de deformación y el daño asociado. Para niveles bajos de deformación y para casos en los que el marco es relativamente flexible, se permitirá modelar el muro diafragma como un muro, con aberturas cuando éstas existan. En otros casos, se permitirá modelar el sistema marco-muro utilizando una diagonal equivalente como se describe para marcos con muros diafragma de mampostería.

7.6.3.1.3 Los elementos del marco deberán ser evaluados para fuerzas que actúan sobre ellos mediante la interacción del marco con el muro diafragma. En marcos con muros diafragma a altura completa, la evaluación deberá incluir el efecto de las fuerzas de compresión del puntal aplicadas a la columna y a la viga, de forma excéntrica a la unión viga-columna. En marcos con muros diafragma de mampostería a media altura, la evaluación deberá incluir la reducción de la longitud efectiva de la porción de las columnas que se encuentren por encima del muro.

7.6.3.1.4 En marcos con muros diafragma en solo algunas crujías, la rigidez del muro diafragma y su impacto sobre el marco deberá representarse como se describe en este inciso. Cuando los muros diafragma den lugar a una discontinuidad a lo largo de la altura, se deberán evaluar los efectos de la discontinuidad sobre el desempeño de la estructura completa.

7.6.3.2 Rigidez de marcos con muros diafragma de concreto

7.6.3.2.1 Análisis estático y dinámico lineales. La rigidez efectiva se deberá calcular de acuerdo con 7.3.1.2.2.

7.6.3.2.2 Análisis estático no lineal. Las relaciones carga-deformación no lineales que se utilizarán en el análisis deberán seguir los requisitos de 7.3.1.2.3.

7.6.3.2.2.1 Las relaciones monótonas carga-deformación deberán concordar con la relación generalizada que se muestra en la fig. 7.3.1.2.3.3. Como excepción, se permitirán diferentes relaciones cuando éstas sean verificadas por medio de ensayos aprobados por el Proyectista, el Director y, en su caso, el Corresponsable. Para representar la interacción entre el marco y el muro diafragma se deberán considerar las cantidades numéricas que se muestran en la fig. 3.1.2.2.3 y que deberán ser derivadas a partir de ensayos o procesos analíticos.

7.6.3.2.3 Análisis dinámicos no lineales. La relación no lineal carga-deformación deberá modelar el comportamiento histerético completo de cada elemento utilizando propiedades verificadas mediante ensayos. Las propiedades de descarga y recarga deberán representar características de degradación de la rigidez y resistencia.

7.6.3.3 *Resistencia de marcos de concreto con muros diafragma de concreto*

7.6.3.3.1 La resistencia de los elementos de concreto reforzado deberá calcularse de acuerdo con los requisitos generales de 7.4.2, así como los modificados por otras disposiciones de esta Norma. Los cálculos de la resistencia deberán considerar los puntos a) a e):

- a) Las limitaciones impuestas por las vigas, columnas y uniones en las porciones no rellenas del marco
- b) La capacidad a tensión y compresión de las columnas que actúan como elementos de borde de los marcos con muros diafragma
- c) Fuerzas locales que el muro aplica sobre el marco
- d) La resistencia del muro diafragma
- e) Las conexiones con elementos adyacentes.

7.6.3.3.2 La resistencia del concreto de muros diafragma deberá determinarse considerando la resistencia a fuerza cortante del muro diafragma.

7.6.3.3.3 Cuando se suponga que el marco y el muro diafragma trabajan como un muro monolítico, la resistencia a flexión deberá estar basada en la continuidad del acero de refuerzo vertical en ambas columnas, actuando como elementos de borde, y en el muro diafragma, incluyendo el anclaje del refuerzo del muro en el marco que lo rodea.

7.6.3.4 *Criterios de aceptación para marcos de concreto con muros diafragma de concreto.*

7.6.3.4.1 Los criterios de aceptación para marcos de concreto con muros diafragma de concreto deberán cumplir con 7.6.2.4, 7.7 y 7.8.

7.7 Muros de concreto

7.7.1 *Tipos de muros de concreto y elementos asociados*

7.7.1.1 Las disposiciones del Capítulo 8 de la NTC-Concreto referente a muros de concreto deberán aplicarse a todos los muros de concreto y sus elementos asociados en todos en todo tipo de sistemas estructurales que incorporen muros de concreto. Estos tipos incluyen muros de concreto aislados, muros utilizados en sistemas de marcos y muros, muros acoplados y muros discontinuos. Se permitirá que los muros con aberturas se consideren como muros completos si las aberturas no influyen de forma significativa en la resistencia o en el comportamiento inelástico de estos. Los muros perforados se deberán definir como muros que tienen un patrón regular de aberturas, tanto horizontal como verticalmente, que dan lugar a una serie de segmentos verticales y horizontales anchos.

7.7.1.2 Las disposiciones de esta sección también deberán aplicarse a vigas de acoplamiento.

7.7.1.3 Muros monolíticos de concreto reforzado y segmentos de muros

7.7.1.3.1 Los muros monolíticos de concreto reforzado deberán conformarse de elementos verticales colados en sitio, ya sea acoplados o no acoplados, en formas abiertas o cerradas. Estos muros deberán tener sección transversal y acero de refuerzo relativamente continuos, y deberán proporcionar resistencia a fuerzas laterales y verticales, en contraste con los muros diafragma.

7.7.1.4 Columnas de concreto reforzado que soportan muros discontinuos

7.7.1.4.1 Las columnas de concreto reforzado que soportan muros discontinuos deberán analizarse de acuerdo con 7.4.2.

7.7.1.5 Vigas de acoplamiento de concreto reforzado

7.7.1.5.1 Las vigas de acoplamiento de concreto reforzado deberán evaluarse y rehabilitarse cumpliendo con los requisitos del Capítulo 9 de esta Norma.

7.7.2 Resistencia de muros de concreto reforzado, segmentos de muros y vigas de acoplamiento

7.7.2.1 La resistencia de los elementos deberá calcularse de acuerdo con los requisitos generales de 7.3.2, y con las disposiciones adicionales de este inciso. En la determinación de la resistencia se deberá considerar un potencial mecanismo controlado por flexión, cortante o cortante por deslizamiento en cualquier punto, así como los efectos derivados de una longitud insuficiente del refuerzo, bajo una combinación de cargas gravitacionales y laterales.

7.7.2.2 Los elementos que se evalúen de acuerdo con este inciso con cuantía de refuerzo longitudinal u horizontal menor que 0.001 deberán considerarse de concreto simple, y la resistencia de las secciones deberá calcularse de acuerdo con el Capítulo 12 de la NTC-Concreto.

7.7.2.3 Para los cálculos de resistencia, la resistencia de los materiales deberá ser determinada utilizando propiedades esperadas de los materiales para un comportamiento controlado por deformación. Los cálculos de las resistencias a flexión, cortante y deslizamiento de los elementos de esta sección deberán utilizar propiedades esperadas de los materiales, ya que este comportamiento se considerará como controlado por deformación a menos que se indique lo contrario. Las fuerzas que se consideran para comportamiento controlado por fuerza deberán calcularse utilizando valores del límite inferior de resistencia de materiales.

7.7.2.4 Resistencia a flexión.

7.7.2.4.1 La resistencia de fluencia de muros o segmentos de muro, M_{Cy} , tal como es representada con el punto B de la fig. 7.3.1.2.3.3, deberá determinarse a partir del Capítulo 5 de la NTC-Concreto utilizando la resistencia de fluencia esperada basada en ensayos experimentales o con los valores de la tabla 7.2.2.1.2.1.b y un factor de resistencia, F_R , igual que 1.0. Para el cálculo de la resistencia a flexión se deberán usar los anchos efectivos de tensión y compresión definidos en 7.3.1.3, excepto que el valor de 7.3.1.3.1.d se cambiará a una décima parte de la altura del muro. Cuando se realice el cálculo de la resistencia última del muro, M_u , que se representa en el punto C de la fig. 7.3.1.2.3.3.b, los efectos de endurecimiento por deformación deberán ser tomados en cuenta con los valores de la tabla 7.2.2.1.2.1.b o utilizando datos experimentales y curvas esfuerzo-deformación de los materiales.

7.7.2.4.2 La longitud de los traslapes del refuerzo longitudinal primario a tensión deberá ser evaluada por medio de los procedimientos de 7.3.5. Las resistencias reducidas a flexión deberán calcularse en puntos donde los traslapes controlen el esfuerzo del refuerzo.

7.7.2.5 Resistencia a cortante.

7.7.2.5.1 La resistencia a cortante de un muro estructural o un segmento de muro, $V_{cydMuro}$, deberá determinarse a partir de los principios y de las ecuaciones dadas en 8.7.4 y 8.7.5 de la NTC-Concreto, con excepción que las restricciones de la separación, la cuantía y el número de capas del refuerzo no aplicarán en muros existentes. La resistencia a cortante en los puntos B y C de la fig. 7.3.1.2.3.3.c deberán ser iguales.

7.7.2.6 Resistencia a cortante por deslizamiento

7.7.2.3.1 La resistencia a cortante por deslizamiento de un muro estructural o de un segmento de muro, $V_{cyfMuro}$, deberá determinarse a partir de 5.7 de la NTC-Concreto, excepto que no es necesario que se aplique el límite superior de resistencia a la fricción por cortante especificado en la tabla 5.7.1.2.3.e de la NTC-Concreto. El esfuerzo que puede ser desarrollado en el refuerzo que cruza el plano de cortante por deslizamiento deberá calcularse considerando las reducciones respecto del anclaje de acuerdo con 7.3.5. Las cargas axiales deberán aplicarse cuando se realice la evaluación de la resistencia a cortante por deslizamiento de acuerdo con 7.3.3.

7.7.3 Análisis estático y dinámico lineales para muros de concreto reforzado y segmentos de muros

7.7.3.1 Modelado

7.7.3.1.1 El modelo numérico de un muro estructural o de un segmento de muro deberá representar la rigidez del elemento considerando las acciones a fuerzas axiales, de flexión y cortante. Deberán considerarse mecanismos de falla por flexión, por cortante y por longitud de desarrollo insuficiente del refuerzo en cualquier punto del muro.

7.7.3.1.2 La rigidez efectiva de los muros o de segmentos de muros deberá cumplir con 7.3.1.2. Los valores de rigidez efectiva contenidos en la tabla 7.3.1.2.2 serán permitidos a menos que éstos sean determinados a partir de un análisis más detallado. Para formas no planas de la sección transversal del muro, tales como secciones cajón, T, L, I, H y C, los anchos efectivos a flexión y compresión deberán ser los que se especifican en 7.3.1.3 para la evaluación de la rigidez, excepto que 7.3.1.3.1.d se cambiará a una décima parte de la altura del muro.

Tabla 7.7.3.1.2 - Valores alternativos de rigidez efectiva para muros de concreto agrietados

$\frac{P_{UG}}{A_g f_c'}$	$\rho_b^{[1], [2]}$	Rigidez a flexión ^[3]
≤ 0.05	≤ 0.01	$0.20 E_c I_g$
	≥ 0.03	$0.30 E_c I_g$
≥ 0.50	≤ 0.01	$0.90 E_c I_g$
	≥ 0.03	$1.00 E_c I_g$

^[1] ρ_b deberá considerarse igual que la cuantía de refuerzo longitudinal en el elemento de borde a tensión en caso de que los muros sean asimétricos respecto del eje centroidal de la sección transversal

^[2] Se permitirá utilizar un valor ρ_b de 0.02.

^[3] Para muros con compresión axial y cuantías que se encuentren dentro de los límites provistos, la rigidez a flexión deberá determinarse por interpolación lineal. Si no se realiza la interpolación, deberá utilizarse el valor de rigidez efectiva más conservador.

7.7.3.1.3 Se permitirá que se realice la modelación de los muros o segmentos de muros considerándolos como elementos viga-columna equivalentes en los que se representen deformaciones tanto por flexión como por cortante, pero la resistencia a la flexión y la capacidad de deformación estén desacopladas de la respuesta al cortante. En la resistencia de los elementos viga-columna equivalentes se deberá incluir la interacción entre la carga axial, y deberá calcularse con base en propiedades esperadas de los materiales. La zona rígida de la conexión de la viga en este elemento viga-columna equivalente deberá representar la distancia entre el centroide del muro y el extremo del muro en el que se hace la conexión con la viga.

7.7.3.1.4 Las uniones entre los muros y los elementos del marco deberán modelarse como elementos rígidos. El comportamiento de diafragma dentro y fuera del plano de las losas que interconectan muros y columnas del marco deberá ser representado en el modelo.

7.7.3.2 Criterios de aceptación

7.7.3.2.1 Las acciones de diseño que actúan sobre los elementos (flexión, fuerza cortante, fuerza axial o fuerzas de transferencia en barras de refuerzo ancladas o traslapadas) deberán determinarse tal como se describe en la NTC-Concreto. Cuando se realice la determinación de los valores apropiados para las acciones de diseño, se deberán tener en cuenta las cargas gravitacionales y las fuerzas máximas que se pueden transmitir considerando la acción no lineal en elementos adyacentes.

7.7.3.2.2 El comportamiento base de muros y segmentos de muros deberá estar en concordancia con la tabla 7.7.3.2.2 y clasificarse como controlado por deformación a menos que se indique lo contrario. Se permitirá que los muros con $H/L < 1.0$ se clasifiquen como controlados por cortante. Los elementos con una cuantía del refuerzo vertical u horizontal, p_l o p_t , inferior a 0.001 se clasificarán como controlados por fuerza.

Tabla 7.7.3.2.2 - Clasificación del comportamiento de muros y segmentos de muro

Criterio		Comportamiento de control esperado
$V_{CE}/(\omega_v V_u) < 1.0$	$V_{CydMuroE}/V_{CyfMuroE} \leq 1.0$	Cortante
	$V_{CydMuroE}/V_{CyfMuroE} > 1.0$	Flexo-cortante
$V_{CE}/(\omega_v V_{MCuE}) \geq 1.0$		Flexión

7.7.3.2.3 La resistencia a la flexión máxima esperada de un muro estructural o segmento de muro, M_{CuE} , se deberá utilizar para determinar la máxima demanda de fuerza cortante esperada en muros y segmentos de muro, V_{MCuE} , con el fin de determinar el comportamiento base de acuerdo con la ec. 7.7.3.2.3 Para muros en voladizo, la demanda máxima de cortante esperada, V_{MCuE} , no deberá ser menor que la magnitud de la fuerza lateral requerida para desarrollar la resistencia a la flexión máxima esperada, M_{CuE} , de la sección crítica del muro, pero no excederá la carga máxima que puede ser transferida al segmento del muro.

$$V_{MCuE} = \frac{M_{CuE}}{M_u} V_u \tag{7.7.3.2.3}$$

7.7.3.2.4 Para los segmentos de muros que no están en voladizo, la demanda de cortante máxima esperada, V_{MCuE} , deberá ser igual al cortante correspondiente al desarrollo de las resistencias a la flexión máximas esperadas positiva y negativa en los extremos opuestos del segmento de muro, pero no será necesario que excedan la carga máxima que puede ser entregada al segmento de la pared. El factor de amplificación (ω_v) de la tabla 7.7.3.2a deberá determinarse a partir de 8.7.4 de la NTC-Concreto, pero se permitirá que este sea considerado 1.0 para segmentos que no estén en voladizo y en lo que se espera que se desarrollen articulaciones de flexión tanto en los extremos superior e inferior.

7.7.3.2.5 Se permitirá el uso de factores m de la tabla 7.7.3.2.c para comportamiento en muros que estén controlados por cortante debido a deslizamiento en las juntas frías localizadas en la interfaz entre los muros y la cimentación que tengan una cuantía de refuerzo de cortante por fricción transversal a la junta de al menos 0.001. Como una alternativa a la tabla 7.7.3.2.b, se permitirá el uso de los factores m de las tablas 7.7.3.2.5.a y 7.7.3.2.5.b para muros con comportamiento controlado por flexión. Los valores d_{nl} y e_{nl} que deberán ser utilizados en las tablas de factores m se presentan en 7.7.4.1.1.1.

Tabla 7.7.3.2.5.a - Criterios de aceptación para análisis lineales: muros de concreto reforzado controlados por flexión

Tipo de elemento	Factores $m^{[1],[2]}$		
	Nivel de desempeño		
	OI	SV	PC
Primario	$\frac{\theta_{yE} + 0.1(d_{nl} - \theta_{yE})}{\theta_{yE}}$	$\frac{9}{16} \left(\frac{e_{nl}}{\theta_{yE}} \right)$	$\frac{5}{8} \left(\frac{e_{nl}}{\theta_{yE}} \right)$
Secundario		$\frac{3}{4} \left(\frac{e_{nl}}{\theta_{yE}} \right)$	$\frac{4}{5} \left(\frac{e_{nl}}{\theta_{yE}} \right)$

^[1] θ_{yE} deberá calcularse con la ec. 7.7.3.2.6.a. Se permitirá considerar θ_{yE} igual que 0.003 rad en esta tabla en lugar de utilizar la ec. 7.7.3.2.5. Los factores m para SV y PC no deberán ser menores que aquellos para OI y SV, respectivamente. Los factores m no deberán ser menores que 1.

^[2] Los criterios de aceptación para elementos primarios no deberá considerarse mayores que los correspondientes para elementos secundarios

Tabla 7.7.3.2.5.b - Criterios numéricos de aceptación para análisis lineales: muros de concreto y elementos controlados por cortante

Condiciones ^[1]	Factores m ^[2]				
	Nivel de desempeño				
	Tipo de elemento				
	Primario			Secundario	
	OI	SV	PC	SV	PC
$\frac{(A_s - A'_s)f_y + P_{UD}}{A_g f'_c} \leq 0.05$	2	2.5	3	4.5	6
$\frac{(A_s - A'_s)f_y + P_{UD}}{A_g f'_c} > 0.05$	1.5	2	3	3	4

^[1] El cortante se considerará como una acción controlada por fuerza para el caso de muros y segmentos de muros en los que el comportamiento inelástico está controlado por cortante y la fuerza axial de diseño sea mayor que $0.15A_g f'_c$. Se permitirá calcular la carga axial basada en un análisis de estado límite.

^[2] Se permitirá la interpolación lineal entre los valores listados en la tabla.

$$\theta_{yE} = \frac{M_{CyGE} M_u}{3 E_c I_{ef} V_u} \geq 0.002 \tag{7.7.3.2.5}$$

donde $E_c I_{ef}$ es la rigidez a flexión efectiva.

7.7.3.2.6 Con el propósito de determinar los factores m de las tablas 7.7.3.2.6.a y 7.7.3.2.6.b, los muros deberán considerarse que cumplen, C, cuando los detalles del muro satisfacen a) hasta e). En caso contrario, se considerará que el muro no cumple, NC, si no se cumple alguna de las condiciones:

- a) Al menos existen dos capas del refuerzo vertical y horizontal en el alma
- b) Una cuantía de refuerzo longitudinal mínima basada en la ecuación 7.7.3.2.6.a

$$\rho_{lb} \geq 0.50 \sqrt{f'_{cE}} / f_{yE} \tag{7.7.3.2.6.a}$$

$$\left(\rho_{lb} \geq 1.60 \sqrt{f'_{cE}} / f_{yE} \right)$$

- c) Que la cuantía mínima de refuerzo transversal en forma de estribos rectangulares $A_{sh}/(sb)$ o el cociente del volumen de refuerzo helicoidal entre el volumen de concreto confinado, ρ_s , no sea menor que 0.7 veces la calculada con las ecs. 7.7.3.2.b y 7.7.3.2.c

$$\frac{A_{sh}}{sb_{ch}} = 0.3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_{cE}}{f_{ytE}} \geq 0.09 \frac{f'_{cE}}{f_{ytE}} \tag{7.7.3.2.6.b}$$

$$\rho_s = 0.45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_{cE}}{f_{ytE}} \geq 0.12 \frac{f'_{cE}}{f_{ytE}} \tag{7.7.3.2.6.c}$$

- d) El cociente de la separación del refuerzo transversal límite entre el menor diámetro del refuerzo longitudinal, $s/db \leq 8.0$
- e) La falla por traslapes queda excluida.

Tabla 7.7.3.2.6.a— Criterios numéricos de aceptación alternativos para análisis lineales: muros de concreto reforzado que cumplen (C) con el Capítulo 8 de la NTC-Concreto controlados por flexión

Condiciones		Factores $m^{[1]}$				
		Nivel de desempeño				
$\frac{L_m c_{DE}}{b_s^2}$	$\frac{P_{UD}}{A_g f'_c}$	OI	Primario		Secundario	
			SV	PC	SV	PC
≤ 10	≤ 0.10	1.9	7.5	8.5	10	11
≤ 10	≥ 0.20		6.0	6.8	8.0	9.1
≥ 70	≤ 0.10	1.4	3.8	4.3	5.0	5.7
≥ 70	≥ 0.20		2.6	3.0	3.5	4.0

^[1] Se permitirá realizar interpolación lineal entre los valores dados en la tabla; sin embargo, no se aceptará la interpolación entre los valores especificados para muros que cumplen (C) con el Capítulo 8 de la NTC-Concreto (tabla 7.7.3.2.6.a) y muros que no cumplen (NC) (tabla 7.7.3.2.6.b).

Tabla 7.7.3.2.6.b— Criterios numéricos de aceptación alternativos: muros de concreto reforzado que no cumplen (NC) con el Capítulo 8 de la NTC-Concreto controlados por flexión ^{[1], [2]}

Condiciones		Factores $m^{[3]}$				
		Nivel de desempeño				
$\frac{L_m c_{DE}}{b_s^2}$	$\frac{P_{UD}}{A_g f'_c}$	OI	Primario		Secundario	
			SV	PC	SV	PC
≤ 10	≤ 0.10	1.6	6.6	7.4	8.8	9.9
≤ 10	≥ 0.20		3.9	4.5	5.3	6.0
≥ 60	≤ 0.10	1.2	2.8	3.2	3.8	4.3
≥ 60	≥ 0.20		1.9	2.1	2.5	2.8

^[1] Esta tabla aplica a segmentos de muros con $p_l \geq 0.001$. Para $0.0025 \geq p_l \geq 0.001$ y $\frac{L_m c_{DE}}{b_s^2} \leq 20$, los criterios de aceptación se multiplicarán por un factor de reducción. El factor de reducción deberá ser 0.4 para $p_{hw} = 0.001$, $\frac{L_w c_{DE}}{b_s^2} \leq 10$ y 1.0 para $p_{hw} = 0.0025$ y $\frac{L_w c_{DE}}{b_s^2} = 2020$. Deberá interpolarse el factor de reducción con respecto a p_{hw} y $\frac{L_w c_{DE}}{b_s^2}$ deberá obtenerse para valores intermedios.

^[2] Esta tabla aplica para muros con una o múltiples capas de refuerzo.

^[3] Se permitirá obtener valores intermedios a los mostrados en la tabla mediante interpolación lineal; sin embargo, no se permite la interpolación para la obtención de valores para muros que cumplen (C) (tabla 7.7.3.2.6.a) y muros que no cumplen (NC) (tabla 7.7.3.2.6.b) con el Cap. 8 de la NTC-Concreto.

7.7.3.2.7 Se permitirán factores m alternativos cuando estos sean justificados por análisis y evidencia experimental.

7.7.4 Análisis estático y dinámico no lineales para muros y segmentos de muro

7.7.4.1 Modelado

7.7.4.1.1 Se permitirá el uso simultáneo de resortes rotacionales y traslacionales desacoplados para simular el comportamiento no lineal a flexión y cortante, respectivamente, para muros y segmentos de muro de acuerdo con 7.7.4.2.1. Las deformaciones en las secciones críticas del muro deberán evaluarse para verificar que la deformación al comienzo de la pérdida de resistencia lateral, incluidas las deformaciones por cortante y flexión, no supere el valor inferior del parámetro de modelado d_{nl} de los elementos de rotación y traslación que se indican en las tablas 7.7.4.1.1.1.a, 7.7.4.1.1.1.b y 7.7.4.1.1.1.c. También se requerirá satisfacer los criterios de aceptación de deformación adicionales de acuerdo con 7.7.4.2.

7.7.4.1.2 Los muros que sean asimétricos con respecto al centroide de la sección transversal en términos de geometría, cuantía del refuerzo, detallado, o todos éstos, deberán modelarse con diferentes curvas fuerza-deformación en las dos direcciones de carga principales.

7.7.4.1.3 El comportamiento base para muros y segmentos de muros deberá suponerse como de deformación controlada. No será necesario aplicar el factor de amplificación de cortante ω_v en la tabla 7.7.3.2.3, donde V_{MCu} se obtiene a partir de los procedimientos de análisis no lineal. Se permitirá el uso de la tabla 7.7.4.1.1.2 para acciones de muros controladas por cortante debido a deslizamiento en las juntas localizadas en la interfaz entre los muros y la cimentación que tengan una cuantía de refuerzo de cortante por fricción transversal a la junta de al menos 0.001.

7.7.4.2 *Análisis estático y dinámico no lineales empleando modelos carga-deformación de plasticidad concentrada.*

7.7.4.2.1 Las relaciones no lineales carga-deformación que se utilicen en análisis estático y dinámico no lineales deberán cumplir los requisitos de 7.3.1.2. Las relaciones carga-deformación monótonas y cíclicas para modelos numéricos que representan muros y segmentos de muros deberán concordar con las relaciones generalizadas definidas en 7.3.1 y mostradas en la fig. 7.3.1.2.3.3. Se permitirá determinar la rigidez inicial del punto A al punto B (que se muestra en la fig. 7.3.1.2.3.3) utilizando las tablas 7.3.1.2.3.5 y 7.7.3.1.

7.7.4.2.2 Muros y segmentos de muros controlados por flexión. Para muros y segmentos de muros que muestran un comportamiento inelástico bajo cargas laterales controladas por flexión, se permitirá la siguiente aproximación: la relación carga-deformación de la fig. 7.3.1.2.3.3.b deberá utilizarse con las abscisas de la figura considerando que la rotación sobre la región articulación plástica, L_p , se encuentra en el extremo del elemento tal como se muestra en la fig. 7.7.4.2.2. La articulación plástica en el punto B de la fig. 7.3.1.2.3.3.b corresponde con la rotación de la articulación por fluencia, θ_{yhE} , y se deberá calcular como lo indica la ec. 7.7.4.2.2:

$$\theta_{yhE} = \left(\frac{M_{CyGE}}{E_c I_{ef}} \right) L_p \quad (7.7.4.2.2)$$

donde $E_c I_{ef}$ es la rigidez a la flexión efectiva calculada según la tabla 7.7.3.1, M_{CyGE} se calcula como se describe para M_{Cy} en 7.7.2.1 pero permitiendo combinaciones de carga solo por gravedad, y L_p es la longitud de la articulación plástica supuesta. El valor de L_p deberá establecerse igual al menor de 0.5 veces la longitud total del muro individual y la altura del piso en la ubicación de la articulación. Para los segmentos de muro, el valor de L_p deberá establecerse igual al menor de 0.5 veces la profundidad de flexión efectiva del elemento y 0.5 veces la longitud del elemento.

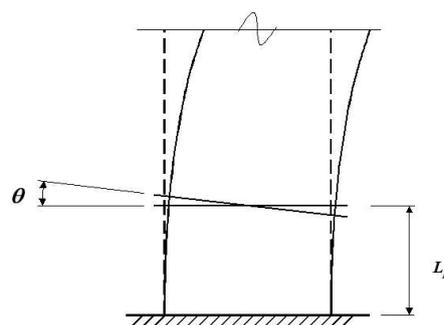


Fig. 7.7.4.2.2 - Rotación de articulación plástica donde la flexión controla la respuesta inelástica

Los valores de las variables c_{nt} , c'_{nt} , d_{nt} , d'_{nt} , y e_{nt} requeridas para definir la localización de los puntos C, D y E de la fig. 7.3.1.2.3.3.b serán los especificados en las tablas 7.7.4.2.a y 7.7.4.2.b.

7.7.4.2.3 Para análisis dinámicos no lineales, las rigideces y resistencias de descarga y recarga, y cualquier adelgazamiento de las curvas histeréticas de carga contra rotación, deberán reflejar el comportamiento observado experimentalmente para muros similares al que se investiga. Cuando los datos experimentales no estén disponibles para validar el comportamiento histerético completo de un elemento, incluida la rigidez y la resistencia de descarga y recarga y el adelgazamiento de la curva de histéresis carga-deformación, los modelos numéricos empleados deberán definir la respuesta en general de acuerdo con las

relaciones presentadas en 7.3.1 y tal como se especifican en las tablas 7.7.4.2.3.a y 7.7.4.2.3.b. Se permitirá el uso de la relación carga-deformación que se muestra en la fig. 7.3.1.2.3.3.b para representar la envolvente de la respuesta para el análisis.

Tabla 7.7.4.2.3.a - Parámetros de modelado y criterios de aceptación para análisis no lineales: muros de concreto reforzado y elementos asociados controlados por flexión que cumplen con el Capítulo 8 de la NTC-Concreto

Condiciones ^[1]			d_{nl}	Criterio de aceptación	
$\frac{L_m c_{DE}}{b_s^2}$	$\frac{\omega_v V_{MCyDE}^{[2]}}{A_{cv} \sqrt{f'_{cE}}}$ MPa (kg/cm ²)	Estribos sobrepuestos ^[3]		Nivel de desempeño	
				OI	
≤ 10	≤ 0.33 (1.1)	Sí	0.032	θ _{yE} + 0.1(d _{nl} - θ _{yE})	
≤ 10	≥ 0.5 (1.6)	Sí	0.026		
≥ 70	≤ 0.33 (1.1)	Sí	0.018		
≥ 70	≥ 0.5 (1.6)	Sí	0.014		
≤ 10	≤ 0.33 (1.1)	No	0.032		
≤ 10	≥ 0.5 (1.6)	No	0.026		
≥ 70	≤ 0.33 (1.1)	No	0.012		
≥ 70	≥ 0.5 (1.6)	No	0.011		

Condiciones ^[1]		c_{nl}	c'_{nl}	$d'_{nl}{}^{[4]}$	$e_{nl}{}^{[4]}$	Criterio de aceptación	
$\frac{L_m c_{DE}}{b_s^2}$	$\frac{P_{UD}}{A_g f'_{cE}}$					Nivel de desempeño	
						SV	PC
≤ 10	≤ 0.10	0.5	1.15	0.036	0.040	0.75 e_{nl}	0.85 e_{nl}
≤ 10	≥ 0.20	0.1		0.030	0.032		
≥ 70	≤ 0.10	0.0		0.018	0.020		
≥ 70	≥ 0.20	0.0		0.014	0.014		

^[1] Se permitirá la interpolación lineal entre los valores dados en la tabla; sin embargo, no se permitirá la interpolación entre los valores especificados para muros que cumplen (C) (tabla 7.7.4.2.3.a) y muros que no cumplen (NC) (tabla 7.7.4.2.3.b) con el Capítulo 8 de la NTC-Concreto.

^[2] No es necesario aplicar el factor de amplificación de cortante, ω_v, si V_{MCyDE} se obtiene de análisis no lineales.

^[3] La definición de estribos sobrepuestos se hará de acuerdo con la NTC-Concreto.

^[4] Los parámetros d'nl y enl no deberán tomarse menores que dnl.

Tabla 7.7.4.2.3.b - Parámetros de modelado y criterios de aceptación para análisis no lineales: muros de concreto reforzado que no cumplen (NC) con el Capítulo 8 de la NTC-Concreto y elementos controlados por flexión

Condiciones ^{[1], [2]}		d_{nl}				Criterio de aceptación	
Detallado ^{[3], [4], [5], [6]}						Nivel de desempeño	
$\frac{L_m c_{DE}}{b_s^2}$						OI	
≤ 10	$\frac{A_{sh,propuesto}}{A_{sh,requerido}} \geq 0.5$ y $\frac{s}{d_b} \leq 9$	0.024				$\theta_{yE} + 0.1(d_{nl} - \theta_{yE})$	
≤ 10	$\frac{A_{sh,propuesto}}{A_{sh,requerido}} < 0.2$ y $\frac{s}{d_b} > 15$	0.019					
≥ 60	$\frac{A_{sh,propuesto}}{A_{sh,requerido}} \geq 0.5$ y $\frac{s}{d_b} \leq 9$	0.010					
≥ 60	$\frac{A_{sh,propuesto}}{A_{sh,requerido}} < 0.2$ y $\frac{s}{d_b} > 15$	0.008					

Condiciones ^{[1], [2], [6]}		c_{nl}	c'_{nl}	d'_{nl} ^[7]	e_{nl} ^{[7], [8]}	Criterio de aceptación	
$\frac{L_m c_{DE}}{b_s^2}$	$\frac{P_{UD}}{A_g f'_c}$					SV	PC
≤ 10	≤ 0.10	0.4	1.15	0.032	0.035	0.75 e_{nl}	0.85 e_{nl}
≤ 10	≥ 0.20	0.1		0.020	0.021		
≥ 60	≤ 0.10	0.0		0.015	0.015		
≥ 60	≥ 0.20	0.0		0.010	0.010		

[1] Esta tabla aplica para segmentos de muros con $p_{lw} \geq 0.001$. Para $0.0025 \geq p_{lw} \geq 0.001$ y $\frac{L_m c_{DE}}{b_s^2} \leq 20$, los parámetros de modelado d_{nl} , d'_{nl} , y e_{nl} deberán multiplicarse por un factor de reducción. El factor de reducción será de 0.4 para $p_{lw} = 0.001$ y $\frac{L_m c_{DE}}{b_s^2} \leq 10$ y 1.0 para $p_{lw} = 0.0025$ y $\frac{L_m c_{DE}}{b_s^2} = 20$. Se permitirá la interpolación lineal del factor de reducción con respecto a p_{lw} y $\frac{L_m c_{DE}}{b_s^2}$ para valores intermedios.

[2] Esta tabla aplica para muros con una o múltiples capas de refuerzo.

[3] $A_{sh,requerido}$ se calculará con la NTC-Concreto. En el caso de elementos de borde con refuerzo transversal en forma helicoidal (zunchos) o estribos circulares, el término $A_{sh,propuesto}/A_{sh,requerido}$ deberá ser reemplazado por $\rho_{s,propuesto}/\rho_{s,requerido}$.

[4] Si los valores de $A_{sh,propuesto}/A_{sh,requerido}$ y s/d_b se encuentran entre los límites indicados en esta tabla, se realizará una interpolación lineal de forma independiente para $A_{sh,propuesto}/A_{sh,requerido}$ y s/d_b , y el valor resultante más bajo se tomará el valor más bajo de d_{nl} .

[5] Los valores de $A_{sh,propuesto}/A_{sh,requerido}$ y s/d_b se proporcionarán sobre una distancia horizontal que se extienda desde la fibra de compresión extrema hasta al menos $c_{DE}/3$.

[6] Se permitirá la interpolación lineal entre los valores dados en la tabla; sin embargo, no se permitirá la interpolación entre los valores especificados para muros que cumplan (C) con el Capítulo 8 (tabla 7.7.4.2.3.a) y muros que no cumplan (NC) (tabla 7.7.4.2.3.b) con el Capítulo 8 de la NTC-Concreto.

[7] Los parámetros d'_{nl} y e_{nl} no deberán tomarse menores que d_{nl} .

[8] Para muros sin refuerzo transversal en su borde y $P_{UD} > 0.08$, $A_g f'_c$, e_{nl} y d'_{nl} se multiplicarán por 0.8, pero no se tomarán menores que d_{nl} .

7.7.4.2.4 Muros y segmentos de muros controlados por fuerza cortante. Para muros y segmentos de muros cuya respuesta inelástica esté controlada por cortante, se permitirá la siguiente aproximación. Se utilizará la relación carga-deformación de la fig. 7.3.1.2.3.3.c, tomando el eje de las abscisas de la figura como la distorsión lateral. Alternativamente, se permitirá la relación carga-deformación de la fig. 7.3.1.2.3.3.b, tomando el eje de las abscisas de la fig. 7.3.1.2.3.3.b como la distorsión lateral. Para muros, esta distorsión será la distorsión de piso, como se muestra en la fig. 7.7.4.2.4. Para los segmentos de muro,

la fig. 7.7.4.2.4 representará la distorsión del elemento. Los valores de las variables d_{nt} , e_{nt} , f_{nt} , g_{nt} , y c_{nt} necesarios para definir los puntos B, C, D, E y F de la fig. 7.3.1.2.3.3.c serán los especificados en la tabla 7.7.4.2.4 para los elementos correspondientes.

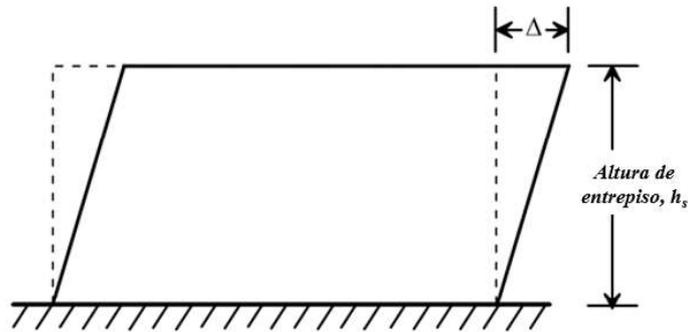


Figura 7.7.4.2.4 - Distorsión de entrepiso en un muro estructural donde el cortante controla la respuesta inelástica

Tabla 7.7.4.2.4 - Parámetros de modelado y criterios numéricos de aceptación para análisis no lineales: muros de concreto reforzado y elementos asociados controlados por cortante

Condiciones ^{[1], [2]}	Distorsión, %			Relación de resistencia		Distorsión total aceptable, %			
							Nivel de desempeño		
	d	e	g	c	f	OI	SV	PC	
$\frac{(A_s - A'_s)f_{yE} + P_{UD}}{A_g f'_c} \leq 0.05$	1.0	2.0	0.4	0.20	0.6	0.40	1.5	2.0	
$\frac{(A_s - A'_s)f_{yE} + P_{UD}}{A_g f'_c} > 0.05$	0.75	1.0	0.4	0.0	0.6	0.40	0.75	1.0	

^[1] Para muros de cortante y segmentos de muro donde el comportamiento inelástico está controlado por fuerza cortante, la carga axial sobre el elemento deberá ser menor o igual que $0.15A_g f'_c$ de lo contrario, el miembro deberá ser tratado como un elemento controlado por fuerza.

^[2] Se permitirá la interpolación lineal entre los valores de la tabla.

7.7.4.3 *Análisis estático y dinámico no lineales que emplean modelos distintos al de carga-deformación de plasticidad concentrada*

7.7.4.3.1 Se permitirá modelar muros y segmentos de muro que respondan principalmente a la flexión utilizando elementos sólidos, tipo fibra o elementos cascarón, o elementos viga-columna con modelos de sección tipo fibra de acuerdo con 7.3.1.2. Cuando los resultados de la simulación generados utilizando estos procedimientos de modelado no puedan validarse utilizando datos experimentales, las curvas esfuerzo-deformación que componen estos modelos deberán modificarse de modo que la respuesta prevista coincida en general con los valores generalizados de carga-deformación de 7.7.4.2.2.

7.7.4.4 *Criterios de aceptación*

7.7.4.4.1 Los elementos que experimenten respuesta inelástica deberán cumplir con los requisitos de la NTC-Concreto, y las rotaciones o distorsiones totales máximas de las articulaciones no deberán exceder los valores dados en las tablas 7.7.4.2.a, 7.7.4.1.b y 7.7.4.2.4 para el nivel de desempeño seleccionado, independientemente del enfoque de modelado analítico seleccionado en 7.7.4.1. En las secciones críticas del muro, el empleo de modelos numéricos de cortante y flexión

desacoplados deberá limitarse a un valor correspondiente a los criterios de aceptación inferiores permitidos en las tablas 7.7.4.2.a, 7.7.4.1.b y 7.7.4.2.4, para el **ODE** u **ODR** aplicable.

7.7.5 Análisis estático y dinámico lineales para vigas de acoplamiento de concreto reforzado

7.7.5.1 Modelado

7.7.5.1.1 Se utilizará un elemento tipo viga que incorpore deformaciones tanto de flexión como de cortante para modelar las vigas de acoplamiento. Para vigas de acoplamiento que tengan refuerzo diagonal que cumpla los requisitos del Capítulo 8 de la NTC-Concreto, sólo se permitirá un elemento de viga que represente la flexión. Deberá representarse en el modelo el comportamiento del diafragma en el plano y fuera del plano de las losas de concreto que interconectan muros de cortante y columnas del marco.

7.7.5.1.2 La rigidez efectiva de las vigas de acoplamiento deberá cumplir 7.3.1.2. El ancho efectivo a tensión o compresión para el acoplamiento de vigas coladas monolíticamente con losas deberá ser como se especifica en 7.3.1.3. Se permitirán los valores de rigidez efectiva dados en la tabla 7.3.1.2.2 para vigas no presforzadas, a menos que se determinen valores de rigidez alternativos mediante un análisis más detallado.

7.7.5.1.3 Las resistencias a flexión y a cortante de las vigas de acoplamiento deberán evaluarse utilizando los principios y ecuaciones contenidos en el Capítulo 8 de la NTC-Concreto, con el factor de resistencia **F_R** considerado igual a 1.0. Las resistencias esperadas y de límite inferior del refuerzo y del concreto se deberán utilizar para acciones controladas por deformación y fuerza, respectivamente.

7.7.5.2 Criterios de aceptación

7.7.5.2.1 Las vigas de acoplamiento deberán clasificarse como controladas por deformación o por fuerza. En las vigas de acoplamiento, el comportamiento controlado por deformación deberá limitarse a flexión o corte. Todos los demás comportamientos serán considerados como controlados por fuerza. Valores del criterio de aceptación se especifican en la tabla 7.7.5.2.1.a par vigas cuyo comportamiento está controlado por flexión y en la tabla 7.7.5.2.1.b si está gobernado por cortante.

7.7.5.2.2 Se permitirán factores **m** alternativos cuando estén justificado con pruebas y análisis experimentales.

Tabla 7.7.5.2.1.a - Criterios de aceptación para análisis lineales: vigas de acoplamiento de concreto reforzado controladas por flexión

Condición ^[1]		Factores m ^[2]				
		Nivel de desempeño				
Refuerzo longitudinal y refuerzo transversal ^[3]	$\frac{V}{hb_w\sqrt{f_{cE}}}$ ^[4] , MPa (kg/cm ²)	OI	Tipo de elemento			
			Primario		Secundario	
			SV	PC	SV	PC
Refuerzo longitudinal convencional con refuerzo transversal que cumple (C) con el Capítulo 8 de la NTC-Concreto	≤ 0.25 (0.8)	2	4	6	6	9
	≥ 0.5 (1.6)	1.5	3	4	4	7
Refuerzo longitudinal convencional con refuerzo transversal que no cumple (NC) con el Capítulo 8 de la NTC-Concreto	≤ 0.25 (0.8)	1.5	3.5	5	5	8
	≥ 0.5 (1.6)	1.2	1.8	2.5	2.5	4
Refuerzo diagonal	NA	2	5	7	7	10

^[1] Para vigas de acoplamiento secundarias que se extiendan menos de 2.5 m, con refuerzo inferior continuo en los apoyos, se permitirá duplicar los valores secundarios.

^[2] Se permitirá la interpolación lineal entre los valores de esta tabla.

^[3] El refuerzo longitudinal convencional consta de barras superiores e inferiores paralelas al eje longitudinal de la viga de acoplamiento. El refuerzo transversal que cumple consta de: (a) estribos cerrados en toda la longitud de la viga de acoplamiento con

una separación menor o igual que $d/3$; y (b) la resistencia de los estribos cerrados y V_s mayor o igual que tres cuartas partes de la resistencia a cortante requerida de la viga de acoplamiento.

^[4] V es la fuerza cortante calculada, concurrente con el momento flexionante M .

Tabla 7.7.5.2.b - Criterios de aceptación para análisis lineales: vigas de acoplamiento de concreto reforzado controladas por cortante

Condición ^[1]		Factores m ^[2]					
		Nivel de desempeño					
Refuerzo longitudinal y refuerzo transversal ^[3]	$\frac{V}{hb_w\sqrt{f'_{ce}}}$ ^[4] , MPa (kg/cm ²)	OI	Tipo de elemento				
			Primario		Secundario		
			SV	PC	SV	PC	
Refuerzo longitudinal convencional con refuerzo transversal que cumple (C) con el Capítulo 8 de la NTC-Concreto	≤ 0.25 (0.8)	1.5	3	4	4	6	
	≥ 0.5 (1.6)	1.2	2	2.5	2.5	3.5	
Refuerzo longitudinal convencional con refuerzo transversal que no cumple (NC) con el Capítulo 8 de la NTC-Concreto	≤ 0.25 (0.8)	1.5	2.5	3	3	4	
	≥ 0.5 (1.6)	1.2	1.2	1.5	1.5	2.5	

^[1] Para vigas de acoplamiento secundarias que se extiendan menos de 2.5 m, con refuerzo inferior continuo en los apoyos, se permitirá duplicar los valores secundarios.

^[2] Se permitirá la interpolación lineal entre los valores de esta tabla.

^[3] El refuerzo longitudinal convencional consta de barras superiores e inferiores paralelas al eje longitudinal de la viga de acoplamiento. El refuerzo transversal que cumple consta de: (a) estribos cerrados en toda la longitud de la viga de acoplamiento con una separación menor o igual que $d/3$; y (b) la resistencia de los estribos cerrados y V_s mayor o igual que tres cuartas partes de la resistencia a cortante requerida de la viga de acoplamiento.

^[4] V es la fuerza cortante calculada, concurrente con el momento flexionante M .

7.7.6 Análisis estático y dinámico no lineales para vigas de acoplamiento de concreto reforzado

7.7.6.1 Modelado

7.7.6.1.1 Para procedimientos de análisis no lineales, las vigas de acoplamiento deberán modelarse utilizando elementos sólidos, elementos tipo cascarón o elementos viga-columna que representen modelos de plasticidad concentrada o distribuida. La respuesta inelástica tendrá en cuenta la pérdida de resistencia a cortante y rigidez durante la carga cíclica reversible a grandes deformaciones. Cuando los datos experimentales no estén disponibles para permitir la validación de los modelos, la respuesta calculada deberá concordar, en general, con la relación carga-deformación en la fig. 7.3.1.2.3.3.b, con el eje de las abscisas de la fig. 7.3.1.2.3.3.b tomado como la rotación de la cuerda como se define en la fig. 7.7.6.1.1. Los valores de las variables d_{nt} , e_{nt} , f_{nt} , g_{nt} y c_{nt} necesarios para definir los puntos B, C, D, E y F en la fig. 7.3.1.2.3.3b serán los especificados en las tablas 7.7.6.2.1.a y 7.7.6.2.1.b para los elementos que corresponda.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

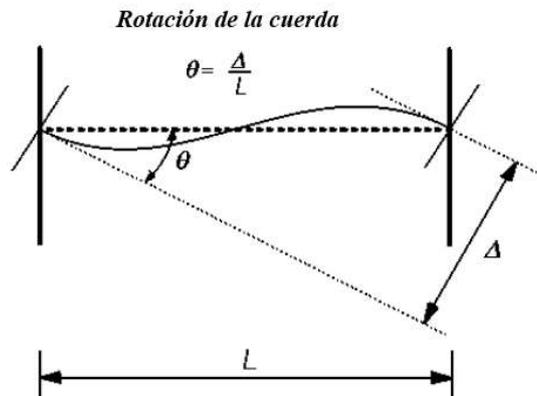


Figura 7.7.6.1.1 - Rotación de viga de acoplamiento entre muros de concreto

7.7.6.2 Criterios de aceptación

7.7.6.2.1 Los elementos que experimenten respuesta inelástica deberán satisfacer los requisitos del Capítulo 8 de la NTC-Concreto, y las rotaciones máximas de la articulación plástica y los ángulos de rotación de la cuerda no deberán ser mayores que los valores dados en las tablas 7.7.6.2.1.a y 7.7.6.2.1.b para el nivel de desempeño seleccionado.

Tabla 7.7.6.2.1.a - Parámetros de modelado y criterios de aceptación para análisis no lineales: vigas de acoplamiento de concreto reforzado controladas por flexión

Condiciones ^[1]	Rotación de la articulación plástica, rad ^[2]	Relación de resistencia residual ^[2]	Rotación aceptable de articulación plástica, rad ^[2]				
			Nivel de desempeño				
Refuerzo longitudinal y refuerzo transversal ^[3]	$\frac{V}{hb_w \sqrt{f_{cE}'}}$ MPa (kg/cm ²)	a	b	c	OI	SV	PC
Refuerzo longitudinal convencional con refuerzo transversal que cumple (C) con el Capítulo 8 de la NTC-Concreto	≤ 0.25 (0.8)	0.025	0.050	0.75	0.010	0.025	0.050
	≥ 0.5 (1.6)	0.020	0.040	0.50	0.005	0.020	0.040
Refuerzo longitudinal convencional con refuerzo transversal que no cumple (NC) con el Capítulo 8 de la NTC-Concreto	≤ 0.25 (0.8)	0.020	0.035	0.50	0.006	0.020	0.035
	≥ 0.5 (1.6)	0.010	0.025	0.25	0.005	0.010	0.025
Refuerzo diagonal	NA	0.030	0.050	0.80	0.006	0.030	0.050

^[1] Para vigas de acoplamiento que se extienden menos de 2.5 m con refuerzo inferior continuo en los apoyos, se permitirá que los valores de los criterios de aceptación se dupliquen para el desempeño de SV y PC.

^[2] Se permitirá la interpolación lineal entre los valores presentados en la tabla.

^[3] El refuerzo longitudinal no presforzado consta de barras de acero superiores e inferiores paralelas al eje longitudinal de la viga de acoplamiento. El refuerzo transversal conforme consta de: (a) estribos cerrados en toda la longitud de la viga de acoplamiento con una separación menor o igual que $d/3$; y (b) resistencia de los estribos cerrados V_s mayor o igual que tres cuartas partes de la resistencia a cortante requerida de la viga de acoplamiento.

Tabla 7.7.6.2.1.b— Parámetros de modelado y criterios de aceptación para análisis no lineales: vigas de acoplamiento de concreto reforzado controladas por cortante

Condiciones ^[1]	$\frac{V}{hb_w\sqrt{f'_c}}$ MPa (kg/cm ²)	Rotación de la cuerda, rad ^[2]		Relación de resistencia ^[2]	Rotación aceptable de la cuerda, rad ^[2]		
		d	e		Nivel de desempeño		
Refuerzo longitudinal y refuerzo transversal ^[3]				c	OI	SV	PC
Refuerzo longitudinal convencional con refuerzo transversal que cumple (C) con el Capítulo 8 de la NTC-Concreto	≤ 0.25 (0.8)	0.020	0.030	0.60	0.006	0.020	0.030
	≥ 0.5 (1.6)	0.016	0.024	0.30	0.005	0.016	0.024
Refuerzo longitudinal convencional con refuerzo transversal que no cumple (NC) con el Capítulo 8 de la NTC-Concreto	≤ 0.25 (0.8)	0.012	0.025	0.40	0.006	0.010	0.020
	≥ 0.5 (1.6)	0.008	0.014	0.20	0.004	0.007	0.012

^[1] Para vigas de acoplamiento que se extienden menos de 2.5 m con refuerzo inferior continuo en los apoyos, se permitirá que los valores de los criterios de aceptación se dupliquen para el desempeño de SV y PC.

^[2] Se permitirá la interpolación lineal entre los valores presentados en la tabla.

^[3] El refuerzo longitudinal no pretensado consta de acero superior e inferior paralelos al eje longitudinal de la viga de acoplamiento. El refuerzo transversal que cumple (C) con el Capítulo 8 de la NTC-Concreto consta de: (a) estribos cerrados en toda la longitud de la viga de acoplamiento con una separación menor o igual que $d/3$; y (b) resistencia de los estribos cerrados V_s mayor o igual que tres cuartas partes de la resistencia a cortante requerida de la viga de acoplamiento.

7.8 Columnas unidas por losas planas

7.8.1 Requisitos generales

7.8.1.1 El modelo numérico para un sistema de losas unidas por columnas deberá representar la resistencia, rigidez y capacidad de deformación de las losas, columnas, conexiones losa-columna y otros elementos del sistema. La conexión entre las columnas y la cimentación se modelará con base en los detalles de la conexión columna-cimentación y la rigidez del sistema cimentación-suelo. Se deberá considerar la falla potencial en flexión, cortante, transferencia de momento cortante (cortante por punzonamiento) y por longitud de desarrollo insuficiente en cualquier sección a lo largo de la longitud de dicho elemento. Se deberán considerar los efectos de los cambios en la sección transversal, las aberturas de las losas y la interacción con los elementos estructurales y no estructurales.

7.8.1.2 Se permitirá el uso de un modelo numérico del sistema losa-columna basado en cualquiera de los siguientes enfoques a) a c) (véase Capítulo 3 de la NTC-Concreto):

- a) Modelo de ancho efectivo de viga: las columnas y losas se representan mediante elementos lineales (barras) rígidamente interconectados en la conexión losa-columna, donde el ancho de losa incluido en el modelo se ajusta para tener en cuenta la flexibilidad de la conexión losa-columna
- b) Modelo de marco equivalente: las columnas y losas se representan mediante elementos lineales (barras), y la rigidez de los elementos de columna o losa se ajusta para tener en cuenta la flexibilidad de la conexión losa-columna
- c) Modelo de elementos finitos: las columnas están representadas por elementos lineales (barras) y la losa por elementos tipo placa.

7.8.2 Rigidez de marcos conformados por columnas unidas por losas planas

7.8.2.1 Análisis estático y dinámico lineales

7.8.2.1.1 Las losas se modelarán considerando las rigideces a flexión, cortante y torsión (en la losa adyacente a la columna). Las columnas se modelarán considerando las rigideces a flexión, fuerza cortante y carga axial. Las conexiones losa-columna se modelarán elementos rígidos. Aunque las rigideces efectivas de los elementos se determinarán de acuerdo con 7.3.1.2, se permitirán ajustes basados en evidencia experimental.

7.8.2.2 Análisis estático no lineal

7.8.2.2.1 Las relaciones carga-deformación no lineales deberán cumplir con los requisitos de 7.3.1.2. Los parámetros de modelado no lineal para conexiones losa-columna se proporcionan en la tabla 7.8.2.2.1.

Tabla 7.8.2.2.1 – Parámetros de modelado y criterios numéricos de aceptación de sistemas losa-columna

Condiciones		Parámetros de modelado ^[1]			Criterio de aceptación ^[1]		
		Ángulo de rotación plástica, rad		Relación de resistencia residual	Ángulo de rotación plástica, rad		
					Nivel de desempeño		
		a	b	c	OI	Elementos secundarios	
SV	PC						
Condición i: Conexiones losa-columna de concreto reforzado ^[2]							
$\frac{V_g}{V_o}$ ^[3]	Continuidad del refuerzo ^[4]						
0	Sí	0.035	0.05	0.2	0.01	0.035	0.05
0.2	Sí	0.03	0.04	0.2	0.01	0.03	0.04
0.4	Sí	0.02	0.03	0.2	0	0.02	0.03
≥0.6	Sí	0	0.02	0	0	0	0.02
0	No	0.025	0.025	0	0.01	0.02	0.025
0.2	No	0.02	0.02	0	0.01	0.015	0.02
0.4	No	0.01	0.01	0	0	0.008	0.01
0.6	No	0	0	0	0	0	0
>0.6	No	0	0	0	— ^[5]	— ^[5]	— ^[5]
Condición ii: Conexiones losa-columna postensadas ^[2]							
$\frac{V_g}{V_o}$ ^[3]	Continuidad del refuerzo ^[4]						
0	Sí	0.035	0.05	0.4	0.01	0.035	0.05
0.6	Sí	0.005	0.03	0.2	0	0.025	0.03
>0.6	Sí	0	0.02	0.2	0	0.015	0.02
0	No	0.025	0.025	0	0.01	0.02	0.025
0.6	No	0	0	0	0	0	0
>0.6	No	0	0	0	— ^[5]	— ^[5]	— ^[5]
Condición iii: Losas controladas por un desarrollo o empalme inadecuado a lo largo del claro ^[2]							
		0	0.02	0	0	0.01	0.02
Condición iv: Losas controladas por una conexión inadecuada en la junta losa-columna ^[2]							
		0.015	0.03	0.2	0.01	0.02	0.03

^[1] Se aceptará la interpolación lineal.

^[2] Cuando más de una de las cuatro condiciones se presenten para un elemento, deberá emplearse el menor valor de los presentados en la tabla que corresponda con las características de dicho elemento.

^[3] V_g es el cortante por cargas de gravedad que actúa sobre la sección crítica de la losa, y V_o es la resistencia a cortante directo.

^[4] Se utilizará “Sí” cuando el área de barras inferiores principales continuas que pasan a través del armado de la columna en cada dirección sea mayor o igual que $0.5V_g/(F_Rf_y)$. Cuando la losa sea postensada, se utilizará “Sí” cuando al menos uno de los tendones de postensado en cada dirección pase a través del armado de la columna. De lo contrario, se supondrá “No”.

^[5] La acción interna se considerará controlada por fuerza.

7.8.2.2.2 Los modelos estáticos no lineales deberán ser capaces de representar una respuesta inelástica a lo largo de la longitud del elemento, excepto cuando el equilibrio muestre que la fluencia está restringida a los extremos de dicho elemento.

7.8.2.2.3 Las relaciones carga-deformación idealizadas deberán modelarse utilizando la relación generalizada que se muestra en la fig. 7.3.1.2.3.3. La relación carga-deformación deberá establecerse de manera que el parámetro de deformación que se muestra en la fig. 7.3.1.2.3.3 es la rotación de la articulación plástica por flexión con los parámetros definidos en la tabla 7.4.2.2.2.2.b y la tabla 7.4.2.2.2.2.c. Para losas y conexiones losa-columna, el parámetro de deformación que se muestra en la fig. 7.3.1.2.3.3 es la rotación plástica con los parámetros definidos en la Tabla 7.8.2.2. Se permitirán diferentes relaciones cuando se verifiquen mediante relaciones de respuesta cíclica obtenidas experimentalmente de subsistemas losa-columna.

7.8.2.3 *Análisis dinámicos no lineales*

7.8.2.3.1 Se deberán emplear los requisitos de 7.3.2 y de la NTC-Concreto para marcos resistentes a momento de vigas y columnas de concreto reforzado deberán aplicarse a los marcos resistentes a momento de losas y columnas.

7.8.3 *Resistencia de marcos conformados por columnas unidas por losas planas*

7.8.3.1 Las resistencias de los elementos deberán calcularse de acuerdo con los requisitos generales de 7.4.2, modificados en esta sección. Para las columnas, deberá permitirse el uso de la evaluación de la resistencia a cortante de acuerdo con 7.4.2.

7.8.3.2 Las conexiones losa-columna deberán estudiarse ante posibles fallas en la transferencia de cortante y momento, considerando la acción combinada de flexión, fuerza cortante y momento torsionante actuando en la losa en la conexión con la columna.

7.8.3.3 Para conexiones interiores sin vigas transversales y conexiones exteriores con momento alrededor de un eje perpendicular al borde de la losa, se permitirá que la resistencia de transferencia de momento y cortante, o la resistencia del elemento de momento torsionante, se calcule como el mínimo a) o b):

- a) Resistencia calculada considerando la excentricidad del cortante en una sección crítica de la losa debido a la combinación de fuerza cortante y momento
- b) Resistencia de transferencia de momento igual a $\sum MSIE/\gamma f$, donde $\sum MSIE$ es la suma de las resistencias a la flexión positivas y negativas de una sección de losa; y γf es la fracción del momento resistido por flexión según la NTC-Concreto.

7.8.3.4 Para momentos alrededor de un eje paralelo al borde de la losa en conexiones exteriores sin vigas transversales, donde el cortante en la sección crítica de la losa causado por cargas de gravedad no exceda $0.75V_{CPunE}$ o el cortante en un apoyo de esquina no exceda $0.5V_{CPunE}$, la resistencia de transferencia de momento se permitirá que se tome como igual a la resistencia a la flexión de una sección de losa entre líneas que están a una distancia e_1 fuera de las caras opuestas de la columna o capitel.

7.8.4 *Criterios de aceptación para marcos conformados por columnas unidas por losas planas*

7.8.4.1 *Análisis estático y dinámico lineales*

7.8.4.1.1 El comportamiento de los elementos deberá clasificarse como controlado por deformación o controlado por fuerza. En los elementos primarios, el comportamiento controlado por deformación estará restringido a flexión en losas y columnas, y transferencia de cortante y momento en conexiones losa-columna. En elementos secundarios, se permiten comportamientos controlados por deformación en el desarrollo de la fuerza cortante y del refuerzo. Los criterios de aceptación para análisis lineales en losas y uniones losa-columna se presentan en la tabla 7.8.4.1.1. Todos los comportamientos restantes se clasificarán como controlados por la fuerza.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

Tabla 7.8.4.1.1 – Criterios de aceptación para análisis lineales: losas en dos direcciones y uniones losa-columna

Condiciones		Factores m ^[1]				
		Nivel de desempeño				
		OI	Tipo de elemento			
			Primario		Secundario	
		SV	PC	SV	PC	
Condición i: Conexiones losa-columna de concreto reforzado ^[2]						
$\frac{V_g}{V_o}$ ^[3]	Continuidad del refuerzo ^[4]					
0	Sí	2	2.75	3.5	3.5	4.5
0.2	Sí	1.5	2.5	3	3	3.75
0.4	Sí	1	2	2.25	2.25	3
≥0.6	Sí	1	1	1	1	2.25
0	No	2	2.25	2.25	2.25	2.75
0.2	No	1.5	2	2	2	2.25
0.4	No	1	1.5	1.5	1.5	1.75
0.6	No	1	1	1	1	1
>0.6	No	— ^[5]	— ^[5]	— ^[5]	— ^[5]	— ^[5]
Condición ii: Conexiones losa-columna postensadas ^[2]						
$\frac{V_g}{V_o}$ ^[3]	Continuidad del refuerzo ^[4]					
0	Sí	1.5	2	2.5	2.5	3.25
0.6	Sí	1	1	1	2	2.25
>0.6	Sí	1	1	1	1.5	1.75
0	No	1.25	1.75	1.75	1.75	2
0.6	No	1	1	1	1	1
>0.6	No	— ^[5]	— ^[5]	— ^[5]	— ^[5]	— ^[5]
Condición iii: Losas controladas por un desarrollo o empalme inadecuado a lo largo del claro ^[2]						
		— ^[5]	— ^[5]	— ^[5]	3	4
Condición iv: Losas controladas por una conexión inadecuada en la junta losa-columna ^[2]						
		2	2	3	3	4

^[1] Se permitirá la interpolación lineal de valores que no se encuentren entre los presentados en la tabla.

^[2] Cuando más de una de las cuatro condiciones se presenten para un elemento, deberá emplearse el menor valor de los presentados en la tabla que corresponda con las características de dicho elemento.

^[3] V_g es el cortante por cargas de gravedad que actúa sobre la sección crítica de la losa, y V_o es la resistencia a cortante directo.

^[4] Se utilizará “Sí” cuando el área de barras inferiores principales continuas que pasan a través del armado de la columna en cada dirección sea mayor o igual que $0.5V_g/(F_g f_y)$. Cuando la losa sea postensada, se utilizará “Sí” cuando al menos uno de los tendones de postensado en cada dirección pase a través del armado de la columna. De lo contrario, se supondrá “No”.

^[5] La acción interna se considerará controlada por fuerza.

7.8.4.1.2 Los factores m para los elementos del marco de losa-columna deberán seleccionarse de la tabla 7.4.4.1.5.b, la Tabla 7.4.4.1.5.c y la Tabla 7.4.8.1.1.

7.8.4.2 *Análisis estático y dinámico no lineales*

7.8.4.2.1 La respuesta inelástica deberá estar restringida a los comportamientos de la tabla 7.4.2.2.2.b y la tabla 7.4.2.2.2.c, excepto cuando se demuestre mediante pruebas y análisis experimentales que otros comportamientos inelásticos son aceptables para los niveles de desempeño seleccionados y tiene la aprobación del Proyectista, el Director y, en su caso, el Corresponsable. Otros comportamientos se definirán como controlados por la fuerza.

7.8.4.2.2 Las deformaciones inelásticas máximas permisibles deberán tomarse de la tabla 7.4.2.2.2.b y la tabla 7.4.2.2.2.c. Se permitirán valores alternativos cuando estén justificados por pruebas experimentales y análisis aprobados por el Proyectista, el Director y, en su caso, el Corresponsable.

7.9 **Marcos contraventeados**

7.9.1 *Tipos de marcos contraventeados*

7.9.1.1 Los marcos contraventeados de concreto reforzado deberán definirse como aquellos marcos con vigas, columnas y contraventeos diagonales monolíticos, no presforzados, de concreto reforzado que coinciden en las uniones viga-columna y que resisten las fuerzas inducidas por sismo principalmente mediante la acción de armadura.

7.9.1.2 Cuando haya muros diafragma de mampostería en marcos de concreto reforzado, también se aplicarán los requisitos para muros diafragma especificados en la NTC-Mampostería.

7.9.2 *Requisitos generales*

7.9.2.1 El modelo numérico para un marco contraventeado de concreto reforzado deberá representar la resistencia, rigidez y capacidad de deformación de vigas, columnas, contraventeos y todas las conexiones y elementos del marco. Se deberán considerar las fallas potenciales por tensión, compresión (incluida la inestabilidad o pandeo), flexión, cortante, anclaje y desarrollo de refuerzo en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento. Se incluirá la interacción con otros elementos estructurales y no estructurales.

7.9.2.2 Se permitirá el uso de modelos numéricos que representen la estructura con elementos lineales con propiedades concentradas en los ejes de dichos elementos. En marcos que tengan contraventeos sólo en algunas crujías, la restricción del contraventeo se representará en el modelo numérico como se especifica anteriormente, y las crujías no contraventeadas se modelarán como marcos de conformidad con las disposiciones aplicables en otras secciones de esta Norma según el tipo de marco. Cuando los contraventeos creen un marco discontinuo verticalmente, se deberán considerar los efectos de la discontinuidad en el desempeño general del edificio.

7.9.2.3 Las deformaciones inelásticas en los elementos primarios se limitarán a la flexión y la carga axial en vigas, columnas y contraventeos. Se permitirán otras deformaciones inelásticas en los elementos secundarios.

7.9.3 *Rigidez en marcos contraventeados*

7.9.3.1 *Análisis estático y dinámico lineales*

7.9.3.1.1 Se permitirá el modelado de vigas, columnas y contraventeos en partes contraventeadas del marco considerando únicamente las flexibilidades axiales a tensión y compresión. Las rigideces efectivas deberán obtenerse de 7.3.1.2.

7.9.3.2 *Análisis estático no lineal*

7.9.3.2.1 Las relaciones carga-deformación no lineales deberán cumplir los requisitos de 7.3.1.2. Las vigas, columnas y contraventeos en porciones contraventeadas se deberán modelar utilizando elementos tipo armadura no lineales u otros modelos cuyo comportamiento se haya demostrado que representa adecuadamente el comportamiento de los elementos de concreto dominados por la tensión axial y la carga de compresión. El modelo deberá ser capaz de representar la respuesta inelástica a lo largo de las longitudes de los elementos, así como dentro de las conexiones.

7.9.3.2.2 Las relaciones monótonas de carga-deformación deberán estar ligadas con la relación generalizada de carga-deformación que se muestra en la fig. 7.3.1.2.3.3, excepto que se permiten diferentes relaciones cuando se verifiquen mediante experimentos sancionados por el Proyectista, el Director y, en su caso, el Corresponsable. La relación global carga-deformación deberá establecerse de manera que la resistencia sea consistente con las especificaciones para el cálculo de la resistencia de 7.3.2 y 7.4.2.

7.9.3.3 *Análisis dinámico no lineal*

7.9.3.3.1 Las relaciones carga-deformación no lineales en análisis dinámicos no lineales se modelarán a través del comportamiento histerético completo de cada elemento usando propiedades verificadas por evidencia experimental. Las propiedades de descarga y recarga deberán representar las características de degradación de la rigidez y la resistencia.

7.9.4 *Resistencia de marcos contraventeados*

7.9.4.1 Las resistencias de los elementos deberán calcularse de acuerdo con los requisitos generales de 7.3.2 y los requisitos adicionales de 7.4.2.2.3. Se considerará la posibilidad de inestabilidad de los contraventeos en compresión (pandeo).

7.9.5 *Criterios de aceptación para marcos contraventeados*

7.9.5.1 *Procedimientos de análisis estático y dinámico lineales*

7.9.5.1.1 En las edificaciones con marcos con contraventeo concéntrico construidos antes de 2018, se deberá cumplir con a) o b), según corresponda:

- 1) Si la estructura se diseñó como de ductilidad alta, los valores de Q y γ_{SV} para contraventeos concéntricos de ductilidad alta indicados en la tabla 4.3.1 de la versión 2023 de la NTC-Sismo, o su equivalente para versiones anteriores, deberán sustituirse por 2.0 y 0.008, respectivamente
- 2) Si la estructura se diseñó como de ductilidad media o se desconoce el nivel de ductilidad de diseño, los valores de Q y γ_{SV} para contraventeos concéntricos de ductilidad media indicados en la tabla 4.3.1 de la versión 2023 de la NTC-Sismo, o su equivalente para versiones anteriores, deberán sustituirse por 1.5 y 0.006, respectivamente.

7.9.5.1.2 Si el análisis se ejecuta bajo criterios de diseño por desempeño, el comportamiento deberá clasificarse como controlado por deformación o controlado por fuerza. En elementos primarios, los comportamientos controlados por deformación deberán estar restringidos a comportamientos de flexión en vigas y columnas, así como a carga axial. En elementos secundarios, los comportamientos controlados por deformación deberán estar restringidos a aquellas acciones identificadas para el marco contraventeado o aislado, según esta Norma.

7.9.5.1.3 Adicionalmente a 7.9.5.1.2, los factores m para marcos de concreto deberán ser como se especifica en otras secciones aplicables de esta Norma, y los factores m para vigas, columnas y puntales modelados para trabajar a tensión y/o a compresión. Los factores m deberán reducirse a la mitad de los valores de esa tabla, pero no es necesario que sean inferiores a 1.0, cuando se considera el pandeo del elemento. Se permitirán enfoques o valores alternativos cuando lo justifiquen las pruebas experimentales y los análisis, aprobados por el Proyectista, el Director y, en su caso, el Corresponsable.

7.9.5.2 *Análisis estático y dinámico no lineales*

7.9.5.2.1 Cuando se identifique un comportamiento inelástico para un elemento estructural o una acción que no cumpla con la NTC-Concreto, el desempeño se considerará inaceptable. Se permitirán enfoques o valores alternativos cuando lo justifiquen las pruebas experimentales y los análisis, aprobados por el Proyectista, el Director y, en su caso, el Corresponsable.

7.10 *Diafragmas de concreto*

7.10.1 *Elementos de diafragmas de concreto*

7.10.1.1 Los diafragmas de concreto transmiten fuerzas de inercia dentro de una estructura a elementos verticales resistentes a fuerzas inducidas por sismo. Los sistemas de diafragma de concreto estarán compuestos por losas, puntales, colectores y

cuerdas. Alternativamente, se permite que el comportamiento del diafragma sea modelado como una armadura en el plano horizontal. Los diafragmas que consisten en un firme de concreto sobre una lámina acanalada (losacero) deberán cumplir con los requisitos de la NTC-Acero.

Comentario:

Las losas deberán consistir en sistemas de concreto que, además de soportar las cargas gravitacionales, transmiten las fuerzas de inercia desarrolladas dentro de la estructura a un elemento vertical resistente a fuerzas inducidas por sismo y brinden arriostramiento fuera del plano a otras partes de la estructura.

Los colectores son elementos que sirven para transmitir las fuerzas de inercia dentro del diafragma a los elementos del sistema resistente a fuerzas inducidas por sismo. Los puntales son elementos de un diafragma estructural que se utilizan para proporcionar continuidad alrededor de una abertura en el diafragma. Los puntales y colectores deberán ser monolíticos con la losa, dentro del espesor de la losa o siendo más gruesos que la losa.

Las cuerdas del diafragma son elementos a lo largo del diafragma o de los bordes de las aberturas con refuerzo longitudinal concentrado y, en algunos casos, refuerzo transversal adicional, que actúan principalmente para resistir las fuerzas de tensión y compresión generadas por la flexión en el diafragma. Se permitirá que los muros exteriores sirvan como cuerdas siempre que exista la resistencia adecuada para transferir el cortante entre la losa y el muro.

7.10.2 Criterios de análisis, modelado y aceptación para diafragmas de concreto

7.10.2.1 Requisitos generales

7.10.2.1.1 El modelo numérico para un diafragma representará la resistencia, rigidez y capacidad de deformación de cada elemento y del diafragma como un todo. Se deberá considerar la falla potencial en flexión, cortante, pandeo y adherencia o anclaje del refuerzo.

7.10.2.1.2 Se permitirá el modelado del diafragma como una viga horizontal continua o de simplemente apoyada por elementos de rigidez variable. La viga se modelará como rígida o flexible teniendo en cuenta las características de deformación del sistema real.

7.10.2.2 Rigidez de diafragmas de concreto

7.10.2.2.1 La rigidez del diafragma deberá determinarse utilizando un modelo elástico lineal y propiedades de sección bruta. El módulo de elasticidad utilizado deberá ser el del concreto como se especifica en el Capítulo 2 de la NTC-Concreto. Cuando la relación largo-ancho del diafragma exceda 2.0 (donde el largo es la distancia entre los elementos verticales), se deberán considerar los efectos de la flexibilidad del diafragma donde se asignen fuerzas laterales a los elementos verticales resistentes.

7.10.2.3 Resistencia de diafragmas de concreto

7.10.2.3.1 La resistencia de los elementos del diafragma de concreto deberá cumplir con los requisitos de 7.3.2.

7.10.2.3.2 La resistencia máxima de los elementos se determinarán considerando la falla potencial en flexión, carga axial, corte, torsión, adherencia, anclaje y otras acciones en todos los puntos de los elementos bajo las acciones de las combinaciones de diseño por carga gravitacional y carga lateral. La resistencia a cortante se deberá calcular como se especifica en el Capítulo 8 de la NTC-Concreto.

7.10.2.4 Criterios de aceptación para diafragmas de concreto

La flexión y fuerza cortante del diafragma se considerarán acciones internas controladas por deformación. Los criterios de aceptación para puntales, cuerdas y colectores deberán ser los especificados para los elementos del marco en 7.4.2. Las conexiones se considerarán controladas por fuerza.

7.11 Cimentaciones de concreto

7.11.1 Para el análisis, evaluación y rehabilitación de cimentaciones de concreto existentes consúltese el Capítulo 5 de esta Norma.

8. REQUISITOS ESPECÍFICOS DE EVALUACIÓN, ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA REHABILITACIÓN DE ESTRUCTURAS DE ACERO

8.1 Alcance

8.1.1 En este capítulo se establecen los requisitos específicos para la evaluación y rehabilitación sísmica de los elementos de acero del sistema resistente a fuerzas inducidas por sismo de un edificio existente. Estos requisitos aplican a elementos existentes de acero, elementos rehabilitados de acero y elementos nuevos de acero.

8.1.2 Este capítulo abarca los siguientes puntos a) a f):

- a) Propiedades de los materiales e inspección de la condición de edificios de acero (véase 8.2)
- b) Evaluación de estructuras existentes bajo cargas estáticas (véase 8.3)
- c) Evaluación de estructuras existentes dañadas por sismo (véase 8.4)
- d) Rehabilitación de estructuras de acero (véase 8.5).
- e) Métodos para la rehabilitación de estructuras dañadas por sismo (véase 8.6)
- f) Evaluación y rehabilitación de estructuras compuestas (véase 8.7).

8.1.3 Algunas técnicas de rehabilitación complementarias a las aquí indicadas y sus criterios específicos de análisis, diseño y de aceptación se encuentran en el Capítulo 9 de esta Norma.

8.1.4 Se aceptará evaluar y/o rehabilitar una estructura de acero de acuerdo con criterios de diseño por desempeño.

Comentario:

En ASCE-41 se encuentran requisitos de modelación numérica y criterios de aceptación para la evaluación y rehabilitación de estructuras de acero. Entre estos criterios están disponibles los valores del factor m para procedimientos de análisis lineal (PEL y/o PDL).

8.2 Propiedades de los materiales e inspección de la condición de edificios de acero

8.2.1 Requisitos generales

8.2.1.1 Las propiedades mecánicas de los materiales se deberán obtener de dibujos, especificaciones y otros documentos disponibles para el edificio existente de acuerdo con los requisitos de los Capítulos 3 y 4 de esta Norma. No será necesario realizar pruebas de materiales para edificios Clase C (tabla 2.6.2) y se aceptará el uso de las propiedades históricas.

8.2.1.2 Para edificios Clase A y B (tabla 2.6.2) se determinarán las propiedades de los materiales según lo señalado en este inciso.

8.2.2 Propiedades de los materiales

8.2.2.1 Requisitos generales

8.2.2.1.1 Se deberán obtener las propiedades en tensión (3.4.6.5.1), la composición química (3.4.6.5.2), la tenacidad del material base (3.4.6.5.3), del material de soldadura (3.4.6.5.4) y de tornillos y remaches (3.4.6.5.5). Si es necesario, se obtendrá la resistencia a la compresión del concreto de conformidad con 7.2.

8.2.2.1.2 Además, cuando sea necesario realizar pruebas de los materiales de acuerdo con el Capítulo 3 de esta Norma, las pruebas para cuantificar las propiedades de los materiales deberán cumplir con los requisitos de 3.4.6. La frecuencia del muestreo, incluyendo el número mínimo de pruebas para determinar las propiedades del material, deberán cumplir con los requisitos de 3.4.6.2.

8.2.2.1.3 Para la evaluación de estructuras, se permiten grados de acero diferentes a los listados en 1.4 de la NTC-Acero.

8.2.2.2 *Propiedades nominales o especificadas*

8.2.2.2.1 Las propiedades nominales o las propiedades especificadas en el Proyecto Ejecutivo, específicamente en planos, se deberán tomar como el límite inferior de las propiedades del material. En el caso del concreto, se tomarán de 7.2.2.

8.2.2.3 *Propiedades esperadas*

8.2.2.3.1 Las propiedades esperadas del acero estructural se determinará de acuerdo con la tabla 16.1.1 de la NTC-Acero. Para el concreto, se tomarán de 7.2.2.

8.2.3 *Inspección de la condición*

8.2.3.1 *Requisitos generales*

8.2.3.1.1 La inspección de la condición del edificio existente y las condiciones del sitio se deberán realizar de acuerdo con las especificaciones de este inciso y de conformidad con el Capítulo 3 de esta Norma.

8.2.3.2 *Inspección ocular de la condición del edificio*

8.2.3.2.1 Se deberá realizar una inspección ocular de conformidad con 3.4.1.7.1 de esta Norma.

8.2.3.3 *Inspección detallada de la condición del edificio*

8.2.3.3.1 La inspección detallada deberá seguir lo indicado en 3.4.1.7.2 de esta Norma.

8.2.3.3.2 Se deberá observar y documentar el detallado de la estructura y de sus conexiones.

8.2.3.4 *Pruebas adicionales*

8.2.3.4.1 Si se requieren pruebas destructivas o no destructivas adicionales para determinar en nivel de daño o la presencia de deterioro, o para entender la condición interna o la calidad de los materiales, se deberán utilizar métodos aprobados por el Proyectista, con la autorización del Director y, en su caso, del Corresponsable.

8.2.3.5 *Bases del modelo numérico*

8.2.3.5.1 Los resultados de la inspección de la condición se deberán utilizar para cuantificar los elementos necesarios a) a e) para crear un modelo numérico del edificio:

- a) Propiedades y dimensiones de la sección de los elementos
- b) Configuración del elemento y la presencia de cualquier excentricidad o deformación permanente
- c) Configuración de la conexión y la presencia de cualquier excentricidad
- d) Presencia y efecto de alteraciones al sistema estructural desde la construcción original, incluyendo rehabilitaciones
- e) Interacción entre elementos no estructurales y su función en la resistencia de fuerzas inducidas por sismo.

8.2.3.5.2 Cualquier diferencia entre los registros de construcción disponibles y las condiciones existentes obtenidas de la inspección ocular se deberá considerar en el análisis estructural.

8.2.3.5.3 A menos que se observe agrietamiento del concreto, corrosión del acero estructural o barras de refuerzo, u otros mecanismos de degradación en la inspección de la condición como la causa del daño o la reducción de la capacidad, el área de la sección transversal y otras propiedades de la sección se deberán suponer iguales a las señaladas en los dibujos de los planos de construcción y o memorias de diseño, si existen, después del ajuste por las condiciones existentes. Si ha ocurrido pérdida de material en la sección, la pérdida se deberá cuantificar a partir de una medición directa y las propiedades de la sección se deberán reducir respectivamente utilizando los principios de la mecánica estructural.

8.2.3.5.4 Si no se tienen planos o memorias, se aceptará descubrir elementos primarios representativos.

8.2.4 Propiedades de los nuevos materiales

8.2.4.1 Requisitos generales

8.2.4.1.1 Las propiedades de los materiales nuevos que se utilizarán para la rehabilitación se deberán especificar de acuerdo con esta Norma y con las Normas aplicables al material de conformidad con 8.2.4.1.2 a 8.2.4.1.5.

8.2.4.1.2 El concreto reforzado colado en sitio y concreto lanzado deberán cumplir con los requisitos de la NTC-Concreto.

8.2.4.1.3 El acero estructural deberá cumplir con los requisitos de la NTC-Acero.

8.2.4.1.4 Los sistemas de CPRF deberán cumplir con los requisitos de 4.3.6.9 y 9.8 de esta Norma.

8.2.4.1.5 La mampostería deberá satisfacer lo requerido en la NTC-Mampostería.

8.2.4.2 Límite inferior de las propiedades de los materiales

8.2.4.2.1 Para nuevos materiales, el límite inferior de las propiedades de los materiales se deberá definir por las propiedades del material especificadas en el Proyecto Ejecutivo.

8.2.4.2.2 Propiedades esperadas de los materiales

8.2.4.2.2.1 Concreto y acero de refuerzo. Las propiedades esperadas del concreto nuevo y el acero de refuerzo se deberán determinar de acuerdo con el Apéndice A de la NTC-Concreto. Se permitirán factores alternativos para convertir la resistencia especificada a esperada cuando datos experimentales aprobados por el Director, y en su caso, por el Corresponsable.

8.2.4.2.2.2 Acero estructural. Las propiedades esperadas de elementos nuevos de acero estructural se deberán determinar de acuerdo con la NTC-Acero.

8.2.4.2.2.3 Mampostería. Las propiedades esperadas de la mampostería se obtendrán del Capítulo 6 de esta Norma.

8.3 Evaluación de estructuras existentes bajo cargas estáticas

8.3.1 Alcance

8.3.1.1 Estas disposiciones se aplican para la evaluación de una estructura de acero existente, ya sea para a) o b):

- a) Verificar la integridad de la estructura sujeta a un conjunto específico de cargas de diseño
- b) Determinar la resistencia disponible de un miembro que forma parte del sistema estructural.

8.3.1.2 La evaluación se realiza mediante un análisis estructural (véase 8.3.2), mediante pruebas de carga (véase 8.3.3), o mediante una combinación del análisis estructural y de pruebas de carga, según se indique por el Proyectista.

8.3.2 Evaluación mediante un análisis estructural

8.3.2.1 Datos de las dimensiones

8.3.2.1.1 Todas las dimensiones utilizadas en la evaluación se deberán determinar con un levantamiento en campo de la estructura que cumpla con 8.3.2.2 y 8.3.2.3, según aplique.

8.3.2.1.2 Alternativamente, cuando estén disponibles, se permite considerar las dimensiones de los planos de diseño o de construcción del proyecto con la verificación en campo de las dimensiones más relevantes.

8.3.2.2 Evaluación de la resistencia

8.3.2.2.1 Las fuerzas (efectos de carga) en miembros y conexiones se deberá determinar con un análisis estructural aplicable al tipo de estructura a evaluar.

8.3.2.2.2 Los efectos de las cargas se deberán determinar utilizando las combinaciones de carga que involucren a las cargas estáticas gravitacionales.

8.3.2.2.3 La resistencia disponible de los miembros y de las conexiones se deberán determinar conforme a las disposiciones de los Capítulos 5 al 10 de la NTC-Acero.

8.3.2.2.4 Remaches

8.3.2.2.4.1 Las resistencias de diseño en tensión o en cortante, $F_R R_n$, de un remache se determinarán de conformidad con 11.3.9 de la NTC-Acero, y los remaches bajo tensión y cortante combinados, cumplirán los requisitos de 11.3.10 de la NTC-Acero.

8.3.2.2.4.2 Se aceptará usar las resistencias en tensión o en cortante para remaches indicados en la tabla 8.3.2.2.4.2.

Tabla 8.3.2.2.4.2 - Resistencia de diseño en tensión o en cortante para los remaches ante carga estática

Descripción del remache	Resistencia nominal en tensión, MPa (kg/cm ²)	Resistencia nominal en cortante, MPa (kg/cm ²)
A502, grado 1, remaches instalados	319 (3 160)	170 (1 750)

8.3.2.3 Evaluación ante cargas de servicio

8.3.2.3.1 Cuando se requieran, las deformaciones ante cargas de servicio se deberán calcular y reportar.

8.3.3 Evaluación por pruebas de carga

8.3.3.1 Cuando se requiera comprobar la seguridad de una estructura por medio de pruebas de carga, la prueba de carga deberá realizarse según el Reglamento.

8.3.3.2 Cuando se realicen pruebas estáticas verticales de gravedad que actúan sobre pisos o techos existentes, el Proyectista primero deberá analizar la estructura, preparar un plan de pruebas y desarrollar un procedimiento escrito para la prueba. El plan deberá considerar colapso catastrófico y/o niveles excesivos de deformaciones permanentes, según lo defina el Proyectista, y deberá incluir procedimientos para predecir cualquier imprevisto durante la prueba.

8.3.3.1 Evaluación de las condiciones de servicio

8.3.3.1.1 Cuando se requieren pruebas de carga, la estructura se cargará incrementalmente hasta el nivel de carga de servicio. La carga de ensayo de servicio se mantendrá durante un período de una hora, y las deformaciones se reportarán al principio y al final del período de monitoreo de una hora.

8.3.4 Informe de la evaluación

8.3.4.1 Después de que se haya concluido la evaluación de una estructura existente, el Proyectista deberá preparar un informe para documentar la evaluación.

8.3.4.2 El informe deberá indicar si la evaluación se desarrolló mediante un análisis estructural, un ensayo de carga o por la combinación de ambas. Además, cuando se desarrolle un ensayo, el informe deberá incluir las cargas y las combinaciones de cargas consideradas y la relación observada entre la carga y la deformación, el tiempo y la deformación.

8.3.4.3 Toda la información relevante obtenida de los planos de diseño, informes de los ensayos del material y otras pruebas complementarias, deberán ser igualmente reportadas.

8.3.4.4 Finalmente, el informe deberá indicar si la estructura, incluyendo todos los miembros y sus conexiones, son adecuadas para soportar los efectos de las cargas.

8.3.4.5 El informe deberá incluir los resultados de una inspección realizada a las conexiones soldadas y/o atornilladas de conformidad con el criterio de 3.4.1.7.1.2.

8.4 Evaluación de estructuras existentes por sismo

8.4.1 Alcance

8.4.1.1 Las disposiciones de 8.4 tienen como objetivo fijar criterios para evaluar el daño en estructuras producido por un sismo, además de evaluar edificios potencialmente inseguros frente a los efectos de un futuro sismo.

8.4.2 Clasificación del daño

8.4.2.1 La intensidad de daño ocasionado por sismo puede clasificarse en cinco niveles: nulo, ligero, moderado, severo y pérdida total.

- a) Nulo
- b) Ligero. No hay distorsión de entrepiso permanente. Deformaciones menores en algunos elementos de conexión. No hay fracturas en las conexiones. La reparación será superficial.
- c) Moderado. Los daños estructurales representan una pérdida de la capacidad resistente entre 10 por ciento y 30 por ciento. Distorsiones de entrepiso permanentes de hasta 0.5 por ciento. Cantidades moderadas de fluencia y distorsión de algunas zonas de panel de columnas. Pandeo menor de algunas vigas. La rehabilitación de los elementos dañados requerirá su reparación y reforzamiento.
- d) Grave o severo. Los daños estructurales representan una pérdida de la capacidad resistente entre 30 y 80 por ciento. Muchos miembros de acero exceden su resistencia de fluencia, lo que resulta en una distorsión de entrepiso permanente de la estructura mayor o igual que 1 por ciento. Algunos miembros estructurales o conexiones pueden tener rotaciones de miembros permanentes importantes en conexiones, patines pandeados y fallas en conexiones. Es posible que algunas conexiones pierdan capacidad para soportar cargas de gravedad, lo que resulta en un colapso parcial. Desplomos de la estructura en más de 1 por ciento. La rehabilitación de los elementos dañados requerirá su reemplazo y reforzamiento.
- e) Pérdida total. Una parte significativa de los elementos estructurales han excedido sus capacidades últimas y/o muchos elementos estructurales críticos o conexiones han fallado, lo que da lugar a un peligroso desplazamiento lateral permanente, colapso parcial o colapso del edificio.

8.4.2.2 La decisión sobre el tipo de rehabilitación estructural de un edificio, además de considerar la intensidad de daño, deberá tener en cuenta el nivel de intensidad sísmica del sitio en cuestión.

8.4.3 Evaluación del impacto de elementos dañados en el comportamiento de la edificación y determinación de la necesidad de rehabilitación

8.4.3.1 Se deberá cumplir con lo especificado en 3.4.4.3.

8.4.4 Evaluación de estructuras con contraventeos concéntricos

8.4.4.1 En las edificaciones con marcos con contraventeos concéntricos construidos antes de 2018, se deberá cumplir con a) o b), según corresponda:

- a) Si la estructura se diseñó como de ductilidad alta, los valores de Q y γ_{SV} para contraventeos concéntricos de ductilidad alta indicados en la tabla 4.3.1 de la versión 2023 de la NTC-Sismo, o su equivalente para versiones anteriores, deberán sustituirse por 2.0 y 0.008, respectivamente

- b) Si la estructura se diseñó como de ductilidad media o se desconoce el nivel de ductilidad de diseño, los valores de Q y γ_{sv} para contraventeos concéntricos de ductilidad media indicados en la tabla 4.3.1 de la versión 2023 de la NTC-Sismo, o su equivalente para versiones anteriores, deberán sustituirse por 1.5 y 0.006, respectivamente.

8.5 Rehabilitación de estructuras de acero

8.5.1 Alcance

8.5.1.1 Esta sección aplica cuando se requiera recuperar la capacidad original o incrementarla de un elemento, de una conexión, o de un sistema estructural de acero. Se deberán cumplir las disposiciones de esta Norma y de la NTC-Acero.

Comentario:

Es frecuente el uso de normas, estándares y guías como las del American Institute for Steel Construction (AISC), de la American Welding Society (AWS), o de la Agencia Federal de Manejo de Emergencias (FEMA, por sus siglas en inglés) que pueden complementar los requisitos de esta Norma y de la NTC-Acero. Su uso quedaría bajo la aprobación del Proyectista, Director y Corresponsable, en su caso.

8.5.2 Consideraciones generales

8.5.2.1 Se deberán considerar todos los factores que intervengan para lograr una rehabilitación adecuada, entre los que se deberán incluir la intensidad y el tipo del daño, la calidad de los materiales de la estructura existente y de los disponibles para la rehabilitación, la calidad de la ejecución de la estructura existente y de la técnica de rehabilitación, y los ensayos requeridos para garantizar un buen control de calidad.

8.5.2.2 Se deberá considerar en el análisis y en la evaluación de la estructura, que el nivel de restitución de la capacidad estructural que sea factible alcanzar, satisfaga el o los **ODE** u **ODR** de esta Norma.

8.5.2.3 Para garantizar la correcta ejecución y un buen control de calidad, los trabajos de reparación y refuerzo deberán ser realizados por personal certificado.

8.5.3 Reemplazo de elementos o componentes

8.5.3.1 Los elementos de acero o componentes de una conexión (tornillos, tuercas, pernos, placas, ángulos, etc.) que presenten daño estructural severo es necesario repararlos, reforzarlos, o sustituirlos con elementos nuevos, previa evaluación del plan de reparación y refuerzo.

8.5.3.2 Algunas posibles soluciones de reparación incluyen las indicadas en a) a h), aunque no se limita a ellas:

- Enderezamiento con calor. Este método no se puede usar cuando se tenga indicios de que el acero alcanzó una deformación unitaria mayor que 0.01, cuando exista evidencia de pandeo local, cuando el elemento tenga excesivos pliegues, o cuando el elemento vaya a estar sujeto a cargas cíclicas (a menos que se agreguen cubreplacas atornilladas)
- Enderezamiento mecánico en caliente. Se deberá limitar la temperatura del precalentamiento a 913 K (640° C). Deberá ser aplicado por personal calificado y que cuente con el equipo adecuado
- Enderezamiento mecánico en frío. Este método no se puede usar cuando se tenga indicios de que el acero alcanzó una deformación unitaria mayor que 0.05, cuando el elemento tenga fracturas, tenga excesivos pliegues, o cuando el elemento vaya a estar sujeto a cargas cíclicas
- Empleo de soldadura en algunos tipos de reparación, incluyendo incremento de la sección transversal al soldar elementos adicionales, reparación de defectos, fracturas no generadas por cargas cíclicas, o relleno de barrenos. No se deberá soldar acero que tenga un contenido de carbono equivalente a 0.50, o bien, con valores de tenacidad menores que 27 J (2.76 kg-m, 20 lb-pie) a 294 K (21° C) obtenido en la prueba de impacto Charpy en V
- Empleo de tornillos de alta resistencia, en conjunto con empalmes de placas de acero. Todos los tornillos deberán tener un apriete ajustado, y después deberán ser pretensados al límite indicado en 11.3.1 de la NTC-Acero
- Reemplazo de remaches por tornillos de alta resistencia pretensados en las conexiones
- Reemplazo parcial de segmentos de acero. Un reemplazo parcial puede consistir en un inserto o empalme, el cual puede unirse mediante soldaduras o mediante tornillos, pero no con ambos. No se deberán usar insertos o empalmes soldados en elementos sujetos a carga cíclica

- h) Reemplazo completo de elementos de acero. Un reemplazo completo del elemento estructural se deberá aplicar cuando el daño se presente en la mayor parte de la longitud del elemento, a menos que el plan de reparación sugiera una reparación alterna con la que se tenga el mismo desempeño.

Comentario:

Son ejemplos de daño estructural severo los siguientes: fractura en soldaduras, en tornillos, en pernos, y en la sección neta de elementos estructurales; pandeo local de placas, y en almas o patines de elementos estructurales; pandeo por flexión, torsión o flexotorsión de columnas, y pandeo lateral-torsional de vigas.

8.5.4 Reparación de daños por corrosión

8.5.4.1 Véase 10.7.

8.5.5 Reforzamiento

8.5.5.1 Cuando se requieran modificar las capacidades resistentes o de deformación de un elemento o sistema estructural, será necesario recurrir a su reforzamiento.

8.5.5.2 En caso de requerirse un reforzamiento en un elemento o en el sistema estructural, se deberá considerar los cambios de resistencia y rigidez, y tomarse en cuenta en el análisis estructural. Se deberá revisar que la modificación de los elementos sujetos a refuerzo no produzca que los elementos no intervenidos alcancen estados límite de servicio o de falla prematuramente, o bien, que puedan conducir a comportamientos desfavorables o inestables.

8.5.5.3 El análisis estructural deberá realizarse con las condiciones que reflejen el comportamiento de la estructura reforzada, incluyendo la influencia de los elementos que aportan rigidez, así como la influencia de los efectos de segundo orden, de las conexiones, y de otros componentes que contribuyan a las deformaciones de los elementos o del sistema estructural.

8.5.5.4 Algunas posibles soluciones de refuerzo incluyen las indicadas en a) a f), aunque no se limita a ellas:

- a) Adición de placas, como cubreplacas, placas de relleno, placas atiesadoras, diafragmas, placas de continuidad, placas de soporte, o bien de perfiles en los elementos originales para formar secciones armadas de mayor área e inercia. Estos componentes adicionales pueden conectarse a los elementos originales con soldaduras o con tornillos, y pueden reemplazar segmentos con corrosión, aumentar la resistencia, disminuir las deformaciones, o evitar efectos de pandeo
- b) Rigidización de conexiones viga-columna en marcos rígidos de acero, y su evaluación para garantizar que las conexiones viga-columna desarrollen una capacidad a rotación mayor que la supuesta en el diseño del sistema
- c) Adición de elementos que aporten rigidez lateral al sistema, tales como contravientos concéntricos, contravientos excéntricos, muros de placa de acero, muros de concreto, muros compuestos, entre otros (véanse 9.10, 9.11 y 9.12)
- d) Adición de marcos rígidos o marcos con contravientos al interior o exterior del edificio. Se pueden desarrollar marcos rígidos adicionales mediante la actualización de conexiones simples viga-columna a conexiones rígidas
- e) Adición de concreto en una configuración que permita a las vigas o las columnas de acero trabajen en acción compuesta con el concreto, y así aumentar su resistencia, rigidez, y capacidad de deformación. En este caso, se deberá garantizar que exista algún mecanismo de resistencia de la carga en la interfaz concreto-acero
- f) Adición de elementos que disipen energía, que aíslen la base, o que minimicen la respuesta estructural de la estructura (véanse 9.16 y 9.17).

Comentario:

Cuando se requiera incrementar la resistencia y rigidez de sistemas de piso debido a la acción de cargas gravitacionales se pueden utilizar algunos de los procedimientos siguientes:

- a) *Adicionar cubreplacas, barras de acero o perfiles C, T o I a los patines inferiores de las vigas de acero existentes cuando el acceso sea posible para soldarlos y así aumentar la rigidez*
- b) *Adicionar cables de acero pretensados a las vigas de acero para aumentar la capacidad.*
- c) *Adicionar conectores de cortante, soldados por encima de las vigas de acero mediante la perforación del núcleo u otros medios*
- d) *Recubrir con concreto las vigas de acero existentes para proporcionar resistencia adicional o protección contra incendios, verificar si es necesario añadir conectores de cortante antes de cubrir la viga.*

Al realizar el reforzamiento de columnas para soportar mayores cargas, ya sea que se le adicionen placas u otras secciones, o bien sean ahogadas en concreto, y estén sometidas a cargas, es necesario verificar que la geometría

del refuerzo y la carga inicial no afecten la capacidad de la columna. Es recomendable que se reduzca la carga en la columna.

8.6 Métodos para la rehabilitación de estructuras por sismo

8.6.1 Alcance

8.6.1.1 Las disposiciones de esta sección se aplican a la rehabilitación sísmica de estructuras con marcos rígidos de acero. Se incluye un enfoque simplificado y un enfoque detallado. En el enfoque simplificado, se realizan modificaciones en las conexiones rígidas individuales para mejorar su capacidad al comportamiento inelástico dúctil y no se realizan análisis o evaluaciones en el sistema estructural. En el enfoque detallado, se realiza una evaluación completa de la capacidad sismorresistente de la estructura rehabilitada. Las actualizaciones pueden incluir modificaciones de conexión, proporcionar elementos suplementarios de resistencia a la fuerza lateral, como marcos arriostrados o muros de cortante, o introducir medidas de modificación de la respuesta, como aislamiento de base o dispositivos de disipación de energía.

8.6.2 Rehabilitación simplificada

8.6.2.1 En la rehabilitación simplificada, las conexiones dañadas o vulnerables se rehabilitan, usando una variedad de medidas, para proporcionar un comportamiento más confiable. No se realiza una evaluación general del comportamiento de la estructura. Si la estructura tal como se diseñó y construyó originalmente se ajusta a las disposiciones de la NTC-Acero, se rehabilitan las conexiones dañadas y las conexiones vulnerables a la fractura. El método simplificado de rehabilitación puede usarse para restaurar la estructura a su capacidad de diseño original.

8.6.2.2 En este método, las conexiones viga-columna del sistema resistente a fuerzas laterales de la estructura de marcos rígidos de acero se rehabilitan para proporcionar una capacidad de distorsión de entrepiso equivalente a la requerida para una nueva estructura con el mismo sistema estructural. Si la estructura de acero existente se diseñó con los requisitos señalados en el Capítulo 16 de la NTC-Acero y se seleccionó el factor de comportamiento sísmico correspondiente a su sistema estructural de acuerdo con la tabla 4.3.2 de la NTC-Sismo, las conexiones rehabilitadas deberán cumplir con las disposiciones y los criterios de diseño de las conexiones del Capítulo 16 de la NTC-Acero para garantizar la capacidad de distorsión de entrepiso requerida de acuerdo con la tabla 4.2 de la NTC-Sismo.

8.6.3 Rehabilitación detallada

8.6.3.1 Si después de realizar una evaluación detallada de la capacidad sismorresistente de la estructura con o sin daño se determina que hay un nivel de diseño inadecuado y no cumple con las disposiciones del Capítulo 16 de la NTC-Acero, entonces se deberá realizar una rehabilitación estructural para lograr la capacidad resistente requerida. Estas modificaciones incluyen medidas de mejora de las conexiones, como las disponibles para la rehabilitación simplificada, además de eliminar problemas globales de resistencia y rigidez de la estructura, la presencia de irregularidades u otras vulnerabilidades. Se deberá seguir un proceso iterativo en el que se realiza una evaluación del comportamiento del edificio considerando las reparaciones y el refuerzo propuestos, hasta lograr el nivel de diseño requerido conforme a los criterios del Capítulo 16 de la NTC-Acero. En la rehabilitación detallada se deberán utilizar algunos de los procedimientos escritos en 8.6.3.2 a la 8.6.3.8.

8.6.3.2 Rehabilitación de conexiones

8.6.3.2.1 Las conexiones se deberán rehabilitar con la NTC-Acero para estructuras de ductilidad alta o media.

Comentario:

La rehabilitación de las conexiones existentes tiene como objetivo mejorar la capacidad individual de soportar las deformaciones rotacionales esperadas con una probabilidad baja de daños inaceptables. Esto se logra cuando la relación de la capacidad de distorsión de las conexiones individuales es mayor que las demandas de entrepiso determinadas a partir de una evaluación numérica de la estructura. Las conexiones rehabilitadas usando requisitos para estructuras de ductilidad alta o media cambian su comportamiento de frágil a dúctil, lo que permite el uso de mayores capacidades globales de distorsión de entrepiso.

8.6.3.2.2 Capacidad de distorsión requerida

8.6.3.2.2.1 Deberá verificarse que la capacidad requerida de la distorsión del sistema de conexiones sea suficiente para soportar la distorsión total de entrepiso (elástica y plástica) que pueda inducirse en el marco por el sismo de diseño, según lo previsto por el análisis, que proporciona la capacidad resistente de conformidad con los procedimientos del Capítulo 16 de la NTC-Acero. Se deberán seleccionar los detalles de rehabilitación de conexión precalificados para el sistema apropiado, como se indica en el Capítulo 16 de la NTC-Acero.

Comentario:

Un marco se considera de ductilidad alta si los documentos de construcción indican que fue diseñado como un marco resistente a momento dúctil con $Q=4.0$, o si los documentos del diseño original indican que el diseño se realizó según 16.2.1. Un marco se considera como de ductilidad media ($Q=3.0$) si los documentos del diseño indican que fue diseñado según 16.2.2. Un marco se considera como de ductilidad baja ($Q=2.0$) si los documentos del diseño indican que fue diseñado según 16.2.3. Si no se dispone de documentación suficiente que permita determinar el sistema original de la estructura, se deberá suponer un sistema de ductilidad baja.

8.6.3.2.3 Rehabilitación de conexión precalificadas

8.6.3.2.3.1 Los detalles que deberán cumplir las conexiones a rehabilitar dependen del tipo de la conexión precalificada o aceptada y del sistema estructural (ductilidad alta, media o baja) para el que están precalificados. Para la conexión a rehabilitar se aceptará usar los detalles de precalificación aplicables que sean aprobadas por el Proyectista, el Director y, en su caso, el Corresponsable.

Comentario:

Los detalles de rehabilitación de algunos tipos de conexiones comunes usadas en marcos rígidos de acero, como la conexión rehabilitada con patines soldados no reforzada, la conexión soldada con cubreplacas, la conexión soldada acartelada inferior y la conexión soldada acartelada inferior y superior pueden consultarse en FEMA 351. También se recomienda revisar la publicación AISC 358-16.

8.6.3.3 Disminución o eliminación de irregularidades

8.6.3.3.1 Cuando se realiza una evaluación (según 8.4) en un edificio dañado con marcos rígidos de acero y se detecta una o más irregularidades estructurales se deberán tomar medidas para disminuirlas o eliminarlas. Algunas de las irregularidades pueden ser entrepisos débiles, irregularidades torsionales o sistemas estructurales discontinuos, que son causantes del daño o pueden conducir a una respuesta estructural deficiente debido a la concentración de fuerzas y a la demanda de deformación inelástica en las zonas con irregularidades.

8.6.3.3.2 Cualquier irregularidad estructural detectada se deberá considerar como indeseable cuando el análisis estructural realizado de conformidad con los criterios recomendados del Capítulo 16 de la NTC-Acero, indique que las demandas estructurales como la distorsión de entrepiso o la carga axial de las columnas, en la zona de la irregularidad exceden los criterios de desplazamientos o resistencias para el nivel de diseño deseado.

8.6.3.3.3 Las irregularidades indeseables detectadas, se deberán eliminar o reducir al introducir nuevos elementos estructurales o al fortalecer la rigidez de los elementos existentes. Ya sea que se incluyan nuevos elementos o que se modifiquen los existentes, se deberá realizar una reevaluación de toda la estructura para garantizar que la medida dará lugar a un diseño adecuado.

8.6.3.4 Incremento de rigidez lateral

8.6.3.4.1 Cuando se requiera incrementar la rigidez lateral global de un edificio de acero, ésta se puede lograr al rehabilitar algunas de sus conexiones, o bien mediante la introducción de elementos de rigidez en el edificio.

8.6.3.4.2 Cuando en el análisis se demuestra que existe un número suficiente de conexiones no-rígidas en el edificio existente que al convertirse en conexiones rígidas proporcionan la rigidez lateral requerida, se acepta esta solución como una medida del incremento de la rigidez lateral. Se deberá garantizar que las vigas y columnas afectadas cumplan con las resistencias requeridas conforme a los Capítulos 5, 6 y 7 de la NTC-Acero.

Comentario:

Aunque el reforzamiento de las conexiones a menudo resulta en cierta rigidez estructural, el incremento generalmente no es significativo y no proporciona reducciones sustanciales en la deformación lateral. Se puede lograr un incremento notable de la rigidez al convertir algunas conexiones viga-columna que no estaban conectadas originalmente para resistir momentos.

8.6.3.4.3 Cuando la medida para incrementar la rigidez lateral del sistema estructural consiste en agregar al sistema resistente a fuerzas sísmicas algunos de los sistemas reconocidos en el Capítulo 12 de la NTC-Acero, como por ejemplo sistemas con marcos contraventeados y/o muros de cortante (véanse 9.11 y 9.10, respectivamente), deberá revisarse la respuesta de la estructura rehabilitada. Se deberán revisar todos los elementos, incluidos los que se determinó que eran adecuados antes de la rehabilitación, ya que las fuerzas adicionales que soportan estos elementos al rigidizar la estructura pueden resultar en un comportamiento más pobre que el indicado anteriormente en las evaluaciones de la estructura original.

8.6.3.5 Incremento de resistencia

8.6.3.5.1 Si la evaluación de la respuesta de una estructura de acero con marcos rígidos indica un comportamiento inadecuado debido a una falta global de la capacidad resistente requerida para resistir las fuerzas sísmicas de diseño, la rehabilitación de la estructura puede lograrse utilizando con los métodos utilizados para la rigidización.

8.6.3.5.2 Además, la resistencia global se puede lograr al añadir cubre-placas a los miembros del sistema resistente a fuerzas laterales para proporcionarles una resistencia adicional.

Comentario:

Por lo general, las estructuras de acero con marcos rígidos no exhiben una respuesta deficiente como resultado de una resistencia inadecuada para resistir las fuerzas laterales. Más bien, exhiben un desempeño deficiente porque son excesivamente flexibles, tienen irregularidades excesivas o tienen detalles y conexiones vulnerables.

8.6.3.6 Reducción de masa

8.6.3.6.1 Véase 2.5.5.10.

8.6.3.7 Dispositivos de disipación de energía

8.6.3.7.1 Véase 9.16

8.6.3.8 Sistemas de aislamiento sísmico

8.6.3.8.1 Véase 9.17.

8.6.3.9 Evaluación y, en su caso, rehabilitación de la cimentación

8.6.3.9.1 Cuando se incrementen las demandas de carga a la cimentación y/o se renivele el edificio, se deberá evaluar y, en su caso, rehabilitar de conformidad con el Capítulo 5.

8.7 Evaluación y rehabilitación de estructuras compuestas

8.7.1 Para la reparación y refuerzo de elementos compuestos en estructuras existentes deberán considerarse los criterios dados en el Capítulo 7 para los componentes de concreto y de acero de refuerzo, y de las secciones 8.1 a 8.5 para los componentes de acero estructural.

9. REQUISITOS COMPLEMENTARIOS PARA ANÁLISIS Y DISEÑO DE TÉCNICAS DE REHABILITACIÓN

9.1 Alcance

9.1.1 Este Capítulo es aplicable al análisis y diseño de las técnicas de rehabilitación más comunes para ser aplicadas en edificios. En el Capítulo 11 de esta Norma se incluyen los requisitos de construcción y en el Capítulo 12 los de supervisión y aseguramiento de la calidad. Cuando se requiera, se señalan los requisitos de las otras Normas que deberán cumplirse, así como excepciones a los mismos. En caso de conflicto entre los requisitos, prevalecerán los indicados en esta Norma. Las técnicas de rehabilitación comprendidas en esta Norma son de a) a p). En el comentario se explica la técnica y la deficiencia que se puede corregir con su uso.

- a) Reparación local de elementos estructurales (véase 9.2)
- b) Reparación de grietas mediante fluidos (véase 9.3)
- c) Reemplazo de elementos estructurales dañados (véase 9.4)
- d) Conexión entre elementos existentes y materiales o elementos nuevos (véase 9.5)
- e) Encamisado de vigas, columnas o uniones con concreto reforzado (véase 9.6)
- f) Encamisado de vigas, columnas o uniones con acero (véase 9.7)
- g) Encamisado de vigas, columnas o uniones con compuestos de polímeros reforzados con fibras (CPRF) (véase 9.8)
- h) Encamisado de muros de mampostería (véase 9.9)
- i) Adición de muros de concreto (véase 9.10)
- j) Adición de contraventeos de acero (véase 9.11)
- k) Adición de contraventeos de acero a base de cables postensados (véase 9.12)
- l) Sustitución o adición de muros diafragma de mampostería (véase 9.13)
- m) Separación y recorte de pretilas en marcos de concreto o de acero (véase 9.14)
- n) Adición de elementos confinantes, castillos y dalas, a muros de mampostería (véase 9.15)
- o) Sistemas de protección pasiva (disipadores de energía) (véase 9.16)
- p) Aislamiento de base (véase 9.17).

9.1.2 Demandas de resistencia, rigidez y capacidad de deformación inelástica para diseño sísmico

9.1.2.1 Las demandas de resistencia, rigidez y capacidad de deformación inelástica (o capacidad de desplazamiento inelástico) para diseño serán determinadas del análisis de la estructura rehabilitada, suponiendo un comportamiento monolítico de las conexiones.

9.1.2.2 En el análisis de la estructura rehabilitada se deberá usar un factor de comportamiento sísmico no mayor que $Q=2.0$, salvo en los casos indicados en este capítulo. El dimensionamiento, diseño y detallado se hará como una estructura de ductilidad alta. Se aceptará detallar la estructura con los requisitos de ductilidad media si el Director, y en su caso el Corresponsable, lo aprueban.

9.1.2.3 Las distorsiones máximas permisibles corresponderán a las del sistema estructural rehabilitado, para un valor no mayor de $Q=2.0$ y de acuerdo con la tabla 2.7.2.

Comentario:

La tabla C9.1.2 relaciona los sistemas estructurales generalmente empleados en los edificios de la Ciudad de México, conformados a base de mampostería, concreto reforzado y acero estructural con las técnicas y procesos de rehabilitación descritas en este capítulo.

Se incluyen las técnicas de rehabilitación complementaria que son aquellas que no modifican sensiblemente la capacidad estructural del edificio y las que sí mejoran la respuesta local y global de la estructura ante sismo. Se especifica, para cada sistema estructural, la sección que se ha de revisar para cumplir con los requisitos mínimos de análisis y diseño de cada técnica de rehabilitación.

Se recomienda evaluar la conveniencia de utilizar una o varias técnicas y procesos de rehabilitación. Es frecuente que se apliquen varias técnicas para rehabilitar un edificio. Por ejemplo, en edificios de concreto con muros de mampostería, que tengan daño, se podrían reparar localmente los elementos (técnica a)), reparar las grietas mediante resinas (técnica b)), encamisar elementos con concreto (técnica e)), encamisar muros de mampostería (técnica h)), adicionar muros (técnica i)) y separar muros-pretil (técnica m)).

En esta Norma se pide que se estimen las fuerzas inducidas por sismos suponiendo un factor de comportamiento sísmico no mayor que $Q=2.0$, el cual está asociado a demandas bajas de ductilidad de los elementos. Esto se hace para ser conservadores sobre la estimación de fuerzas. En adición, se requiere que el diseño y detallado de los nuevos elementos de la rehabilitación se haga suponiendo una alta demanda de ductilidad. Si bien parecería contradictorio el criterio, requerir un diseño y detallado suponiendo deformaciones inelásticas significativas protege al edificio en caso de demandas mayores que las calculadas en el análisis. Además, es una medida adicional de protección debida al desconocimiento de las propiedades del edificio, de su nivel de daño, y de las implicaciones que tiene el daño en el comportamiento sísmico. Los daños en sismos recientes han evidenciado que un adecuado detallado de elementos estructurales incrementa la probabilidad de un buen desempeño ante sismo. En 9.1.2.2 se permite la aplicación de criterios menos estrictos de diseño y detallado, correspondientes a estructuras de ductilidad media, si se demuestra que el esquema de rehabilitación es capaz de alcanzar las demandas de distorsión con un detallado consistente con estructuras de ductilidad media.

En 9.1.2.3 se requiere que la distorsión máxima de diseño sea la distorsión permisible requerida en la NTC-Sismo. Así, si un marco de concreto es rehabilitado mediante nuevos muros de concreto y se usa la versión 2023 de la NTC-Sismo, la distorsión será la indicada en la tabla 4.3.1.1 de la NTC-Sismo para sistemas duales. En este caso, la distorsión para seguridad de vida será 0.005, por ejemplo. Si se usa otra versión de la NTC-Sismo para calcular las fuerzas inducidas por sismo, como las permitidas en la tabla 2.7.2, el límite de distorsión es el indicado en dicha versión.

Tabla C9.1.2 – Aplicabilidad de técnicas de rehabilitación según el material y el sistema estructural

Material y sistema estructural	Técnica de rehabilitación															
	a	b	c	d	e	f	g	h	i	j	k	l	m	n	o	p
Mampostería simple	9.2		9.4	9.5			9.8	9.9						9.15		9.17
Mampostería confinada	9.2	9.3	9.4	9.5			9.8	9.9						9.15		9.17
Mampostería reforzada interiormente	9.2	9.3	9.4	9.5			9.8	9.9						9.15		9.17
Concreto colado en sitio	9.2	9.3	9.4	9.5	9.6	9.7	9.8		9.10	9.11	9.12	9.13	9.14		9.16	9.17
Concreto prefabricado	9.2	9.3	9.4	9.5	9.6	9.7	9.8		9.10	9.11	9.12	9.13	9.14		9.16	9.17
Marcos de acero contraventeados			9.4	9.5					9.10	9.11	9.12	9.13	9.14		9.16	9.17
Marcos de acero con elementos hechos con perfiles de lámina doblados en frío			9.4	9.5					9.10	9.11	9.12	9.13	9.14		9.16	9.17
Marcos de acero con muros diafragma de mampostería	9.2	9.3	9.4	9.5			9.8	9.9	9.10	9.11	9.12	9.13	9.14	9.15	9.16	9.17
Marcos de acero con muros de concreto colados en sitio o muros de mampostería reforzada interiormente	9.2	9.3	9.4	9.5			9.8	9.9	9.10	9.11	9.12	9.13	9.14	9.15	9.16	9.17

9.2 Reparación local de elementos estructurales

9.2.1 Se aceptará reparar localmente los elementos de concreto o mampostería que muestran desconchamiento y aplastamiento.

9.2.2 En la evaluación y en el análisis, se deberá considerar el nivel de restitución de la capacidad estructural que sea factible alcanzar con la reparación para el modo de comportamiento, intensidad de daño y calidad de ejecución de la edificación. Esta consideración se vuelve más relevante si se usan materiales, técnicas y sistemas poco comunes. Se aceptará suponer que se restituye la resistencia a 100 por ciento y la rigidez a 90 por ciento.

9.2.3 Aquellos elementos dañados que adicionalmente serán reforzados deberán ser reparados antes.

9.2.4 Si las losas planas exhiben agrietamiento por cortante en dos direcciones (punzonamiento), se podrán reparar localmente mediante la demolición del concreto dañado y la sustitución con nuevo concreto. Se deberá revisar la resistencia a cortante en dos direcciones con 5.6 de la NTC-Concreto. Si se requiere, se diseñará una zona maciza y refuerzo transversal de modo que se logre un incremento del perímetro crítico por cortante y, por tanto, a un aumento en la resistencia a cortante de la conexión. También se aceptará rehabilitar la losa mediante la construcción de ábacos, la adición de capiteles metálicos, postensado a través de la columna, o la colocación de compuestos poliméricos reforzados con fibras. Las dimensiones de la zona maciza y el tipo y cantidad de refuerzo transversal o de cualquier otro elemento de rehabilitación deberán quedar indicadas en el Proyecto Ejecutivo.

9.2.5 En el Capítulo 11 se presentan los requisitos de construcción para diversos tipos de reparaciones locales.

Comentario:

La reparación de un elemento de concreto consiste en la colocación de un material compatible con el concreto desconchado y aplastado. Usualmente, este material está hecho a base de morteros hidráulicos o de resina epoxi.

En la guía ICRI 320.3R se pueden consultar las propiedades de los materiales de reparación más usuales.

En el caso de elementos de mampostería, la reparación local implica la sustitución de las piezas desconchadas y aplastadas.

El desempeño de la reparación depende, entre otros factores, de la intensidad del daño y de la calidad de la ejecución. En el Capítulo 11 de esta Norma se describen los procedimientos constructivos para: a) la reparación de elementos de concreto, b) la reparación de daños ligeros en muros de mampostería, c) la reparación de daños ligeros en losas y d) reparación de daños ligeros y moderados en losas planas.

La adición de una zona maciza y refuerzo transversal tiene como propósito aumentar el perímetro crítico y, con ello, incrementar la resistencia a cortante en dos direcciones. Otra opción que se ha utilizado es la colocación de un capitel metálico, unido a la columna mediante conectores postinstalados, con el objetivo de también aumentar el perímetro crítico. Los compuestos poliméricos reforzados con fibras se han adherido en la cara superior de losas para incrementar su resistencia a cortante en el plano del diafragma.

9.3 Reparación de grietas mediante fluidos

9.3.1 Se aceptará reparar las grietas mediante resinas, lechadas o morteros.

9.3.2 Los espesores de grietas aceptables bajo cargas de servicio dependen de su exposición y serán los mostrados en la tabla 9.3.2. Las grietas que cumplan estos espesores no requieren ser reparadas.

Tabla 9.3.2 - Espesor de grieta aceptable

Condición de Exposición	Ancho de grieta
	mm
Aire seco o membrana protectora	0.40
Humedad, aire húmedo, suelo	0.30
Productos químicos descongelantes	0.20
Agua de mar y rocío de agua de mar, humedecimiento y secado	0.15
Estructuras para retención de agua	0.10

Comentario:
La tabla se elaboró a partir de ACI 224.

9.3.3 Requisitos de diseño

9.3.3.1 Antes de comenzar con la reparación se deberán evaluar las grietas, con el fin de conocer su origen, espesor, longitud y tipo de agrietamiento. Con esta información se decidirá el método de reparación. El método de reparación podrá ser mediante la inyección de resinas epoxi, con un mortero epoxi de reparación, un mortero de cemento-arena o cualquier otro material diseñado para el propósito.

9.3.3.2 Se aceptará considerar que la reparación de grietas en elementos de concreto y mampostería contribuya a la recuperación parcial de la resistencia, la rigidez y capacidad de deformación inelástica. Se podrán usar los valores de la tabla 9.3.3.2 dependiendo del tamaño de grieta. En la tabla 9.3.3.2 se indican algunas consideraciones adicionales por analizar por parte del Proyectista.

Tabla 9.3.3.2 - Niveles de recuperación de la capacidad estructural de un elemento reparado con resina epoxi, mortero epoxi o mortero de cemento

Material	Ancho de grieta, mm	Nivel de recuperación por ciento			Características
		Resistencia	Rigidez	Ductilidad	
a. Resina epoxi	0.05 - 5.0	70 - 90	30 - 80	75 - 90	Sensibilidad a altas temperaturas. Difícil de utilizar con material poroso
b. Lechada	> 5.0	70 - 90	50 - 80	70 - 90	Para grietas limpias, sin impurezas
c. Mortero epoxi	> 5.0	70 - 90	30 - 80	75 - 90	Sensible a altas temperaturas
d. Mortero de cemento		80 - 120	50 - 100	80 - 90	Para elementos con pocas grietas grandes

9.3.3.3 En el diseño de la rehabilitación de edificios se deberá suponer los valores más bajos de la tabla 9.3.3.2 a menos que el Director y, en su caso, el Corresponsable autoricen el valor del límite superior.

Comentario:
Esta técnica consiste en inyectar una resina sintética a base de polímeros epoxi que, con los equipos adecuados, se puede utilizar para la reparación de grietas. Usualmente se aplica cuando el grado de deterioro del elemento es bajo y no se tiene desprendimientos de concreto significativos. También se pueden reparar las grietas mediante la colocación por gravedad de lechadas a base de cemento con aditivos para acelerar el fraguado, incrementar la resistencia y estabilizar el volumen.

La inyección de fluidos (resinas, lechadas, morteros) se emplea para reparar elementos estructurales de concreto agrietados. Sólo en algunos casos es económicamente viable usarla para reparar muros de mampostería; éste es el caso de muros de mampostería con piezas macizas y con un número reducido de grietas. Con la inyección sólo se puede obtener:

- La restitución de parte de la capacidad estructural con la que contaba el elemento en su estado original.
- La unión del concreto entre sí, con lo cual le regresa a su estado monolítico.
- La protección del acero de refuerzo del elemento de concreto.

Esta técnica usualmente se combina con otras necesarias para incrementar la capacidad de la estructura.

9.4 Reemplazo de elementos estructurales dañados

9.4.1 Esta técnica será aplicable en elementos con daño severo. Con el reemplazo de elementos estructurales dañados se podrá obtener la restitución de la capacidad estructural con la que contaba el elemento en su estado original.

9.4.2 Para lograr un adecuado comportamiento, se deberá promover una buena adherencia entre los materiales existentes y los nuevos. Se deberán considerar los cambios volumétricos debidos a la contracción por fraguado. Se usarán materiales del mismo tipo y con una resistencia al menos igual que la del material original. La eficiencia de esta técnica depende, entre otros factores, de la calidad de su ejecución. En el diseño de la cimbra se cuidará que el aire atrapado en el concreto nuevo pueda escapar como resultado de la vibración para compactarlo.

9.4.3 En 11.5.4 de esta Norma se presentan los procedimientos constructivos para reemplazo de: a) losas en volado con problemas de flecha y/o agrietamiento excesivo, y b) colocación de largueros adicionales o sustitución de largueros dañados.

Comentario:

Esta técnica consiste en el remplazo de un elemento dañado por uno nuevo. Esta técnica se combina con otras si es necesario incrementar la capacidad de la estructura.

Para estructuras de concreto, la sustitución de un elemento con daño severo requiere la demolición del concreto dañado y la colocación de nuevo concreto, usualmente con características similares a las del concreto original.

Para estructuras de mampostería, el procedimiento implica el reemplazo de un muro o viga. Si bien es conceptualmente factible, no es muy frecuente que se practique. El reemplazo de elementos de acero es más común en edificios de acero. Ejemplos de ello son la sustitución de una columna dañada por cortante y aplastamiento y de un larguero dañado por corrosión.

En laboratorio se han ensayado columnas con daño severo por cortante y reparadas con inyección de resina epoxi y con sustitución del concreto aplastado por mortero epoxi logrando la recuperación de la resistencia (Alcaraz-Vázquez et al., 2023).

9.5 Conexión entre elementos existentes y materiales o elementos nuevos

9.5.1 Las anclas y conectores se diseñarán y colocarán de acuerdo con esta sección, para lograr un comportamiento monolítico, así como establecer un mecanismo de transferencia de fuerzas entre la estructura existente y el nuevo material o elemento.

9.5.2 Demandas de resistencia, rigidez y capacidad de deformación inelástica para diseño sísmico

9.5.2.1 Las demandas de resistencia, rigidez y capacidad de deformación inelástica (o capacidad de desplazamiento inelástico) para diseño serán determinadas según 9.1.2, suponiendo un comportamiento monolítico de las conexiones.

9.5.2.2 En el caso de estructuras existentes de concreto, se aceptará instalar:

- a) Anclas para unir elementos de concreto. Consistirá en la perforación del concreto existente, la limpieza del agujero, el llenado con resina epoxi y la colocación de una barra corrugada de acero dentro del agujero
- b) Conectores roscados para unir elementos de acero con elementos de concreto existentes. En lugar de colocar anclas, se instalarán conectores roscados ahogados en resina, o bien conectores de tipo expansivo.

9.5.2.3 En el caso de elementos nuevos de acero para conectarse a nuevos elementos de concreto, como en el caso de contraventeos con marco de acero, se aceptará instalar pernos tipo Nelson o bien barras con una tuerca en el extremo.

9.5.3 Requisitos de análisis

9.5.3.1 En el análisis se supondrá un comportamiento monolítico de las conexiones, a menos que se diseñen para deformarse.

9.5.4 Requisitos de diseño

9.5.4.1 Requisitos de diseño de anclas y conectores

9.5.4.1.1 Requisitos geométricos

9.5.4.1.1.1 Anclas

9.5.4.1.1.1 Deberá cumplirse lo indicado en a) a c):

- a) Se podrán emplear barras corrugadas ahogadas en resina epoxi para desarrollar el esfuerzo especificado de fluencia. La profundidad del ancla dentro de la resina epoxi no será menor que $7d_b$, donde d_b es el diámetro nominal de la barra por anclar
- b) Las anclas deberán cumplir con lo siguiente:
 - 1) Diámetro – barras del no. 3 al no. 6
 - 2) Separación longitudinal, centro a centro – no será menor que $7.5d_b$, ni mayor que 300 mm

- 3) Si se colocan las anclas en dos filas o en tresbolillo, la separación transversal, medida centro a centro, será mayor o igual que $5.5d_b$ o $4d_b$, respectivamente
- 4) La distancia entre el centro del ancla y la cara del muro será mayor o igual que $2.5d_b$.
- c) Se aceptará usar valores distintos a los anteriores si el proveedor de las anclas y/o de la resina demuestra, a satisfacción del Director, y en su caso, del Corresponsable, que se logra un comportamiento (resistencia y rigidez) al menos similar al obtenido con los valores requeridos anteriormente.

9.5.4.1.1.2 Conectores

9.5.4.1.1.2.1 Se aceptará emplear conectores postinstalados en concreto. La profundidad de empotramiento efectiva, h_{ef} , no será menor que $5d_a$ ni mayor que $10d_a$, donde d_a es el diámetro del conector. En ningún caso será menor que 40 mm.

9.5.4.1.1.3 Conectores para encamisados de mampostería

9.5.4.1.1.3.1 Los requisitos geométricos de conectores para fijar una malla de alambre liso o corrugado soldado se especifican en 9.9 de esta Norma.

9.5.5 Procedimientos de diseño de anclas y conectores

9.5.5.1 Se diseñarán las anclas y conectores, por colocarse en elementos de concreto o de acero, mediante cualquiera de los procedimientos siguientes:

- a) Anclas y conectores postinstalados en concreto, de acuerdo con 14.10 de la NTC-Concreto
- b) Anclas y conectores adhesivos (químicos) en elementos de concreto, de acuerdo con las tablas, valores y ecuaciones de fabricantes de resina epoxi y conectores certificados por un organismo acreditado o que cuenten con un dictamen de idoneidad técnica elaborado por un organismo acreditado
- c) Ecuaciones de diseño de 9.5.5.3.a a 9.5.5.3.q.

9.5.5.2 Si se emplean valores sugeridos por fabricantes, se verificará que corresponden a valores de diseño tal que incluyan el factor de resistencia correspondiente.

9.5.5.3 Criterio optativo de diseño:

- a) Resistencia a fuerza cortante: La resistencia a fuerza cortante, V_a , es la fuerza resistida por un único conector en la interfaz de concreto. La resistencia a cortante será el menor valor entre V_{a1} y V_{a2} , que están determinados por la resistencia del acero y la resistencia del concreto, respectivamente.

1) Conectores expansivos

- a. Cuando $4d_a \leq L_e < 7d_a$

$$V_a = \min[V_{a1}, V_{a2}] \quad (9.5.5.3.a)$$

$$V_{a1} = 0.7f_{ya}A_{sa} \quad (9.5.5.3.b)$$

$$V_{a2} = 0.3\sqrt{E_c f'_c} A_{sa} \quad (9.5.5.3.c)$$

donde $v = V_a/A_{sa}$ no será mayor que 250 MPa (2 500 kg/cm²) y L_e es la longitud embebida del conector

b. Cuando $L_e \geq 7d_a$

$$V_a = \min[V_{a1}, V_{a2}] \quad (9.5.5.3.d)$$

$$V_{a1} = 0.7f_{ya}A_{sa} \quad (9.5.5.3.e)$$

$$V_{a2} = 0.4\sqrt{E_c f'_c} A_{sa} \quad (9.5.5.3.f)$$

Siendo $v = V_a/A_{sa}$ no mayor que 294 MPa (2 940 kg/cm²)

2) Conectores adhesivos (químicos)

a. Cuando $h_{ef} \geq 7d_a$

$$V_a = \min[V_{a1}, V_{a2}] \quad (9.5.5.3.g)$$

$$V_{a1} = 0.7f_{ya}A_{sa} \quad (9.5.5.3.h)$$

$$V_{a2} = 0.4\sqrt{E_c f'_c} A_{sa} \quad (9.5.5.3.i)$$

donde $v = V_a/A_{sa}$ no será mayor que 300 MPa (3 000 kg/cm²)

b) Resistencia a tensión: La resistencia a tensión N_a se define como la capacidad resistida por un único anclaje en la interfaz del concreto. La resistencia a tensión será el menor valor entre N_{a1} , que está determinado por la resistencia del acero, N_{a2} que está determinado por la falla del cono del concreto, y N_{a3} , controlado por la resistencia de la unión en el conector adhesivo (químico).

1) Conectores expansivos

$$N_a = \min[N_{a1}, N_{a2}] \quad (9.5.5.3.j)$$

$$N_{a1} = \min[f_{ya}A_{se}, f_y A_{s0}] \quad (9.5.5.3.k)$$

$$N_{a2} = 0.23\sqrt{f'_c} A_c \quad (9.5.5.3.l)$$

2) Conectores adhesivos (químicos)

$$N_a = \min[N_{a1}, N_{a2}, N_{a3}] \quad (9.5.5.3.m)$$

$$N_{a1} = f_y A_{s0} \quad (9.5.5.3.n)$$

$$N_{a2} = 0.23\sqrt{f'_c} A_c \quad (9.5.5.3.o)$$

$$N_{a3} = v_a \pi d_a l_e \quad (9.5.5.3.p)$$

$$v_a = 10\sqrt{(f'_c/21)} \quad (9.5.5.3.q)$$

Comentario:

Esta técnica pretende asegurar la adecuada transmisión de fuerzas mediante una conexión entre elementos existentes y los elementos estructurales nuevos de una estructura.

La decisión de colocar anclas (barras corrugadas ahogadas en resina epoxi) o conectores en elementos de concreto o de acero, dependerá del tipo de técnica de rehabilitación. Las técnicas de rehabilitación que requieren la colocación de anclas o conectores en estructuras de concreto son:

- a) Encamisados de concreto (véase 9.6 de esta Norma)*
- b) Encamisados de acero (véase 9.7 de esta Norma)*
- c) Encamisados de compuestos de polímeros reforzados con fibra (véase 9.8 de esta Norma)*
- d) Adición de muros de concreto (véase 9.10 de esta Norma)*
- e) Adición de contraventeos de acero (véase 9.11 de esta Norma)*
- f) Sustitución o adición de muros diafragma de mampostería (véase 9.13 de esta Norma).*
- g) En estructuras de mampostería, los conectores se usan en el encamisado de muros de mampostería (véase 9.9 de esta Norma).*

Mediante el diseño y colocación de las anclas y conectores de acuerdo con esta sección, se pretende lograr un comportamiento monolítico, así como establecer un mecanismo de transferencia de fuerzas entre la estructura existente y el nuevo material o elemento.

Las anclas hechas a base de barras corrugadas postinstaladas y ahogadas en resina epoxi se han de aceptar si se demuestra un desempeño equivalente al de barras coladas in situ de igual diámetro y profundidad de anclaje. Ello incluye su resistencia a la adherencia, rigidez, estabilidad de largo plazo y la posibilidad de ser usadas en cualquier diámetro. En ACI CODE-355.4 se presentan requisitos de ensayos para anclas adheridas con materiales orgánicos. Se recomienda consultar el Comentario a 14.4.2 en la NTC-Concreto.

Los martillos rotatorios de impacto producen geometrías no uniformes del agujero que favorecen la adherencia. La instalación de conectores adhesivos en agujeros hechos mediante brocas de extracción de corazones pueden resultar en esfuerzos de adherencia sustancialmente menores que los valores característicos. Puesto que este efecto es dependiente del tipo de producto, el diseño de conectores instalados en agujeros hechos mediante brocas de extracción de corazones debe cumplir con los esfuerzos de adherencia determinados con ACI CODE-355.4. Los esfuerzos de adherencia característicos dependen de varios parámetros, entre ellos:

- a) Tipo y duración de la carga – La resistencia a la adherencia se reduce en fuerzas inducidas por sismo y de tensión sostenida*
- b) Agrietamiento en el concreto – La resistencia a la adherencia es mayor en concreto no agrietado*
- c) Tamaño del conector - La resistencia a la adherencia es de manera general inversamente proporcional al diámetro del conector*
- d) Método de perforación – La resistencia a la adherencia es dependiente de los métodos de perforación*
- e) Grado de saturación del concreto al momento de la perforación e instalación del conector – La resistencia a la adherencia puede disminuir con la saturación del concreto*
- f) Temperatura del concreto al momento de la instalación – La colocación de conectores en condiciones de baja temperatura puede resultar en un retraso del curado de la resina y una menor resistencia a la adherencia*
- g) Edad del concreto al momento de la instalación – La colocación de conectores en concretos a edad temprana puede resultar en una menor resistencia a la adherencia. Los conectores adhesivos están calificados para edades del concreto de al menos 21 días al momento de su colocación*
- h) Temperaturas máximas del concreto durante la vida útil del conector – Bajo condiciones específicas, una temperatura elevada puede resultar en una menor resistencia a la adherencia*
- i) Exposición química – Conectores usados en ambientes industriales pueden estar expuestos a elevados niveles de contaminantes que conduzcan a una menor resistencia a la adherencia a lo largo del tiempo.*

9.6 Encamisados de vigas, columnas o uniones con concreto reforzado

9.6.1 Encamisado de vigas

9.6.1.1 El encamisado de vigas tendrá como objetivo alguno o ambos puntos a) y b):

- a) Encamisado de vigas para incrementar la capacidad de deformación y la resistencia a fuerza cortante. El refuerzo longitudinal no deberá ser continuo a través de las uniones. El encamisado estará separado del nudo por una junta con un espesor mínimo de 300 mm. El refuerzo transversal adicional está compuesto por estribos hechos de dos piezas
- b) Encamisado de vigas para incrementar la resistencia a flexión, cortante y la capacidad de deformación inelástica. El refuerzo longitudinal de las vigas encamisadas deberá ser continuo a través de las uniones y deberá anclarse en las columnas externas, hasta la cara posterior de la columna (cara más alejada de la zona crítica para calcular la longitud de desarrollo o de anclaje). Se podrá doblar el refuerzo longitudinal de la viga para rodear la columna y anclar el

refuerzo; en este caso, se deberá diseñar refuerzo transversal en la viga encamisada para que resista la fuerza generada por las barras dobladas considerando $1.25f_y$ de dichas barras.

9.6.2 Encamisado de columnas

9.6.2.1 El encamisado de columnas tendrá como objetivo alguno o ambos puntos de a) a b):

- Encamisado de columnas para incrementar la capacidad de deformación y la resistencia a fuerza cortante. El refuerzo longitudinal no deberá ser continuo en la altura del edificio. El encamisado deberá estar separado del piso y del techo de cada entrepiso por medio de una junta con espesor mínimo de 30 mm
- Encamisado de columnas para incrementar la resistencia a flexocompresión, cortante y la capacidad de deformación inelástica. El refuerzo longitudinal de las columnas encamisadas deberá ser continuo, desde la cimentación hasta el piso que requiera la rehabilitación (usualmente, todo el edificio). Se podrá doblar el refuerzo longitudinal de la columna para rodear la viga y anclar el refuerzo, como se muestra en la figura 9.6.2.1; en este caso, se deberá diseñar refuerzo transversal en la columna encamisada para que resista la fuerza generada por las barras dobladas considerando $1.25f_y$ de dichas barras.

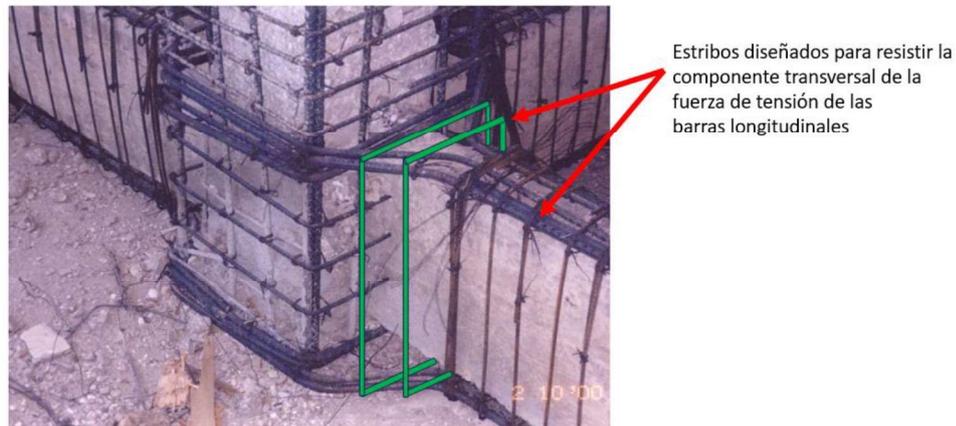


Figura 9.6.2.1 – Doble del refuerzo longitudinal en uniones viga-columna encamisadas con concreto reforzado.
Fuente: Cortesía de M. Jara (2023)

9.6.3 Encamisado de uniones

9.6.3.1 El concreto del nudo deberá ser confinado con estribos nuevos hechos por piezas o por medio de una armadura metálica hecha a base de ángulos verticales en las esquinas del nudo y soleras horizontales arriba de la losa y por debajo de las vigas.

Comentario:

El encamisado de vigas, columnas o uniones consiste en añadir una capa de concreto o mortero alrededor de los elementos existentes. El encamisado puede ser total si rodea al elemento en todas sus caras, o parcial. En el caso de columnas, es preferible que el encamisado sea total. Esta capa de concreto o mortero está reforzada por medio de barras corrugadas longitudinales y transversales, o por malla de alambre soldado.

El diseño de la rehabilitación depende del modo de comportamiento de los marcos existentes, el cual será identificado como resultado de la evaluación estructural de conformidad con el Capítulo 3 de esta Norma.

Los edificios que pueden ser rehabilitados para mejorar su desempeño sísmico mediante encamisados de vigas, columnas o uniones con concreto reforzado son:

- Edificios con columnas cuyo modo de comportamiento está controlado por fuerza cortante y cuya falla puede afectar el desempeño sísmico de todo el edificio*
- Edificios a base de marcos resistentes a momento que posean una resistencia y/o rigidez lateral insuficiente ante las demandas sísmicas de diseño*
- Edificios con vigas y/o columnas cuyos traslapes del refuerzo existente son escasos*
- Edificios con pisos suaves/débiles, usualmente en la planta baja.*

El encamisado de vigas, columnas o uniones se emplea para incrementar la resistencia a flexión, flexocompresión, cortante, y la capacidad de deformación, sin cambiar el sistema estructural global. Específicamente, con el encamisado de las vigas o columnas se puede:

- a) Incrementar la capacidad de deformación y la resistencia a fuerza cortante o*
- b) Incrementar la resistencia a flexocompresión, cortante y la capacidad de deformación inelástica*
- c) Aumentar la rigidez de elementos y del sistema estructural.*

Si la deficiencia de la viga es por cortante o por insuficiente confinamiento para lograr una adecuada capacidad de rotación, se puede encamisar mediante refuerzo longitudinal y transversal. En este caso, el refuerzo longitudinal no se ancla en los extremos para evitar mayores demandas de flexión y, por lo tanto, de fuerza cortante, en un elemento cuya deficiencia es esa resistencia.

Donde se doble el refuerzo longitudinal de la viga en sentido horizontal, alrededor de la columna, se requieren estribos que eviten que las barras dobladas se enderecen al estar sometidas a tensión y rompan el concreto que las rodea.

Si un muro está en contacto con la columna existente, es posible que se requiera demoler parcialmente el muro para permitir el encamisado de la columna.

9.6.4 Requisitos de análisis

9.6.4.1 Se considerarán a) y b):

- a) Carga axial. Se supondrá que la carga axial es resistida por la columna existente y que la camisa nueva de concreto o mortero no resiste carga axial, a menos que se estime que las cargas gravitacionales aumenten significativamente durante la operación del edificio rehabilitado
- b) Factor de rigidez efectiva para análisis lineal. Se usará un factor de rigidez efectiva para la sección encamisada según la tabla 7.3.1.2.2 de esta Norma. Si el elemento original tiene daño moderado o severo, se aceptará ignorar la aportación de la rigidez del elemento original. Si el elemento fue inyectado con resina epoxi de acuerdo con 9.3, se podrá suponer el menor valor de la rigidez recuperada señalado en la tabla 9.3.3.2.

9.6.5 Requisitos de diseño

9.6.5.1 Materiales

9.6.5.1.1 Se considerarán a) y b):

- a) La resistencia mínima especificada del concreto de la camisa será de 25 MPa (250 kg/cm²) o 5 MPa (50 kg/cm²) mayor que la resistencia del concreto de la estructura existente, la que resulte en el valor mayor
- b) Se usará concreto Clase 1. No se permitirá el uso de concreto Clase 2.

9.6.5.2 Vigas

9.6.5.2.1 Se considerarán a) a g):

- a) Requisitos geométricos:
 - 1) El claro libre no deberá ser menor que cuatro veces el peralte de la viga encamisada
 - 2) El ancho de la viga encamisada b_b deberá ser menor o igual que el ancho de la columna b_c
 - 3) El espesor mínimo de la capa de concreto de la camisa será de 80 mm
 - 4) El recubrimiento mínimo se definirá según 4.13 y 4.14 de la NTC-Concreto
 - 5) Se revisará que la distancia libre entre barras longitudinales y la superficie de concreto existente no sea menor que lo indicado en 14.2.1 de la NTC-Concreto
 - 6) La separación entre barras no será menor que lo requerido en 14.2.1 de la NTC-Concreto.
- b) Refuerzo longitudinal:
 - 1) Las barras longitudinales tendrán un diámetro mínimo del no. 4
 - 2) La cuantía de refuerzo longitudinal de la viga, considerando la suma de las cuantías del refuerzo existente y del nuevo no excederá de 0.025 si se usan barras Grado 42
 - 3) Se cumplirá con 8.3.3 de la NTC-Concreto

- c) Refuerzo transversal para confinamiento:
- 1) Se cumplirá con 8.3.4 de la NTC-Concreto. Los estribos deberán estar hechos de dos piezas, cada una rematada en sus extremos con dobleces estándar (según 14.3 de la NTC-Concreto). El diámetro mínimo del estribo será del no. 3.
- d) Refuerzo transversal para cortante:
- 1) El refuerzo transversal para fuerza cortante se diseñará según los requisitos de 8.3.5 de la NTC-Concreto
 - 2) Se exceptúa el cumplimiento de colocar estribos de una pieza. Los estribos deberán estar hechos por dos piezas que estén rematadas en sus extremos con dobleces de, al menos, 135 grados, seguidos de un tramo recto no menor que seis diámetros de largo ni de 80 mm. El diámetro mínimo del estribo del no.3
 - 3) Se aceptará colocar grapas adheridas o ahogadas con resina epoxi dentro del núcleo de la columna original como refuerzo para resistir fuerza cortante. Se diseñarán de acuerdo con 4.7 de esta Norma.
- e) Cortante rasante:
- 1) En caso de encamisados parciales, se revisará la necesidad de colocar conectores o anclas para resistir el cortante rasante. Se deberán satisfacer los requisitos de 4.7 de esta Norma
 - 2) No se permitirá soldar el refuerzo transversal o longitudinal existente al nuevo refuerzo
 - 3) La superficie del elemento se deberá preparar para alcanzar una rugosidad cresta-valle de 6 mm (0.25 pulg).
- f) Resistencia a flexión:
- 1) Se aceptará calcular la resistencia a flexión mediante las hipótesis de la NTC-Concreto y suponer una sección transversal de mismas dimensiones que la viga encamisada y con una resistencia a la compresión equivalente dada por la ec.9.6.5.2.a

$$f'_{c\ eq} = \frac{(f'_c A)_{col,existente} + (f'_c A)_{encamisado}}{A_{col,existente} + A_{encamisado}} \quad (9.6.5.2.a)$$

- g) Resistencia a fuerza cortante:
- 1) Se aceptará calcular la resistencia a fuerza cortante con 5.5 de la NTC-Concreto y suponer una sección transversal de mismas dimensiones que la viga encamisada y con una resistencia a la compresión equivalente dada por la ec. 9.6.5.2.b

$$\sqrt{f'_{c\ eq}} = \frac{(\sqrt{f'_c A})_{col,existente} + \sqrt{f'_c A}_{encamisado}}{A_{col,existente} + A_{encamisado}} \quad (9.6.5.2.b)$$

Comentario:

En la fig. C9.6.5.2 se muestran ejemplos de vigas encamisadas. La opción más usual es la c), en la cual el encamisado se hace por debajo de la losa.

En 9.6.5.2.1.d.2 no se aceptan estribos hechos de una pieza porque ha quedado demostrado en obra que su fabricación es muy difícil; en especial, lograr que los ganchos queden doblados a 135 grados requiere de espesores de encamisados grandes que faciliten la maniobra de doblado. Es frecuente que, cuando se hacen de una pieza, los dobleces terminen a 90 grados; como se sabe, este detalle es inadecuado para zonas sísmicas. Por lo anterior, sólo se aceptan estribos hechos con dos o más piezas, cada una rematada con dobleces a 135 grados y que se ensamblan en obra.

Se requiere preparar la superficie mediante una rugosidad uniforme de 6 mm (0.25 pulg) ya que se ha demostrado en laboratorio que con este tipo de preparación se logra un comportamiento monolítico entre el concreto existente y el nuevo. Conviene resaltar que la Norma no especifica el uso de adhesivos entre los dos concretos ya que se ha observado que éstos sólo incrementan la adhesión inicial y que, al romperse, se deteriora el comportamiento cíclico de la conexión.

La rugosidad de 6 mm (0.25 pulg) de amplitud es equivalente a un perfil de la superficie de concreto CSP10, de acuerdo con ICRI 310.2R.

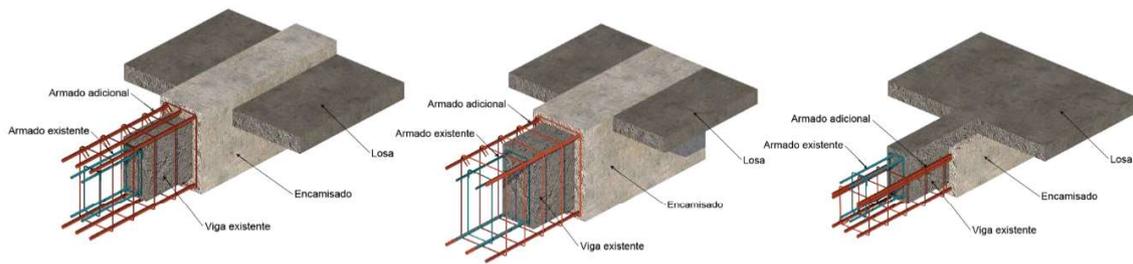


Figura C9.6.5.2 – Posibles configuraciones de encamisado de vigas con concreto: a) encamisado sobre nivel superior de losa; b) encamisado al nivel del piso; c) encamisado por debajo de la losa. Fuente: INIFED (2021d) con base en Terán (2009)

9.6.5.3 Columnas

9.6.5.3.1 Se considerarán a) a g):

- a) Requisitos geométricos:
 - 1) La relación de aspecto de la sección transversal no deberá exceder 3
 - 2) El espesor mínimo de la capa de concreto de la camisa será de 100 mm
 - 3) El recubrimiento mínimo se definirá según 4.13 y 4.14 de la NTC-Concreto
 - 4) Se revisará que la distancia libre entre barras longitudinales y la superficie de concreto existente no sea menor que lo requerido en 14.2.1 de la NTC-Concreto
 - 5) Se procurará que la distancia libre entre barras longitudinales no sea menor que 1.5 veces el diámetro nominal de la barra, 1.5 veces el tamaño máximo de agregado, ni que 40 mm
 - 6) Se aceptará el uso de paquetes formados por tres barras como máximo en la camisa de columnas
 - 7) Se deberán cumplir los requisitos de 8.4.2 de la NTC-Concreto.
- b) Refuerzo longitudinal:
 - 1) Las barras longitudinales tendrán un diámetro mínimo del no. 5
 - 2) La cuantía de refuerzo longitudinal de la columna, considerando la suma de las cuantías del refuerzo existente y del nuevo, no excederá 0.06
 - 3) Se cumplirá con los requisitos de 8.4.4 de la NTC-Concreto que no se opongan a los aquí señalados.
- c) Refuerzo transversal para confinamiento:
 - 1) Se cumplirá con 8.4.5 de la NTC-Concreto, salvo que:
 - i) Los estribos deberán estar hechos por dos piezas las cuales estén rematadas en sus extremos con dobleces de, al menos, 135 grados, seguidos de un tramo recto no menor que seis diámetros de largo ni de 80 mm. El diámetro mínimo del estribo será del no. 3
 - ii) No será necesario cumplir con 8.4.5.2.e de la NTC-Concreto.
- d) Refuerzo transversal para cortante:
 - 1) El refuerzo transversal para fuerza cortante se diseñará según los requisitos de 8.4.6 de la NTC-Concreto
 - 2) Se exceptúa el cumplimiento de colocar estribos de una pieza. Los estribos deberán estar hechos por dos piezas que estén rematadas en sus extremos con dobleces de, al menos, 135 grados, seguidos de un tramo recto no menor que seis diámetros de largo ni de 80 mm. El diámetro mínimo del estribo será del no. 3
 - 3) Se aceptará colocar grapas adheridas o ahogadas con resina epoxi dentro del núcleo de la columna original como refuerzo para resistir fuerza cortante.
- e) Cortante rasante:
 - 1) En caso de encamisados parciales, se revisará la necesidad de colocar conectores o anclas para resistir el cortante rasante. Se satisfarán los requisitos de 4.7 de esta Norma
 - 2) No se permitirá soldar el refuerzo transversal o longitudinal existente al nuevo refuerzo.

f) Resistencia a flexocompresión:

- 1) Se aceptará calcular la resistencia a flexocompresión mediante las hipótesis de la NTC-Concreto y suponer una sección transversal de mismas dimensiones que la columna encamisada y con una resistencia a la compresión equivalente dada por la ec. 9.6.5.3.a.

$$f'_c eq = \frac{(f'_c A)_{col,existente} + (f'_c A)_{encamisado}}{A_{col,existente} + A_{encamisado}} \quad (9.6.5.3a)$$

g) Resistencia a fuerza cortante:

- 1) Se aceptará calcular la resistencia a fuerza cortante con 5.5 de la NTC-Concreto, y suponer una sección transversal de mismas dimensiones que la columna encamisada y con una resistencia a la compresión equivalente dada por la ec. 9.6.5.3.b.

$$\sqrt{f'_c eq} = \frac{(\sqrt{f'_c A})_{col,existente} + \sqrt{f'_c A}_{encamisado}}{A_{col,existente} + A_{encamisado}} \quad (9.6.5.3b)$$

Comentario:

En Alcocer (1993) y Alcocer y Jirsa (1993) se muestra que los encamisados de columnas pueden cambiar el modo de falla de un marco existente controlado por la plastificación de los extremos de la columna a uno gobernado por la formación de articulaciones plásticas en vigas. Los experimentos indicados pusieron en evidencia un comportamiento muy similar entre columnas encamisadas con refuerzo longitudinal distribuido en la periferia y con refuerzo longitudinal en las esquinas en forma de paquetes de tres barras, siempre que la relación de momentos resistentes de columnas a vigas sea consistente con lo establecido en 8.4 de la NTC-Concreto.

Usualmente las columnas se encamisán por sus cuatro lados, si son rectangulares, salvo en los casos de columnas de borde o fachada. Cuando el encamisado es completo, es suficiente con tratar la superficie de manera de lograr una rugosidad uniforme de 6 mm (0.25 pulg); si el encamisado se coloca en dos o tres caras, se deberá revisar la necesidad de colocar pernos entre los concretos existente y nuevo de modo de lograr un comportamiento monolítico. La rugosidad de 6 mm (0.25 pulg) de amplitud es equivalente a un perfil de la superficie de concreto CSP10, de acuerdo con ICRI 310.2R.

En la fig. C9.6.5.3 se muestran dos ejemplos de encamisados. En a), el refuerzo transversal está hecho a base de varias piezas, cada una rematada con dobleces a 135 grados. En b), el refuerzo transversal consiste en varios estribos cerrados sobrepuestos alrededor del perímetro de la columna encamisada. La razón de usar estribos hechos por varias piezas es la misma que la explicada para vigas encamisadas.

El logro de una adecuada colocación y compactación del concreto depende de la trabajabilidad de la mezcla y del diseño de la cimbra. Se recomienda usar concretos con superfluidificantes que permitan mezclas estables y trabajables por un largo tiempo mientras se coloca el concreto a través de ranura en losas. Los concretos autocompactantes son idóneos para estas aplicaciones. Con respecto a la cimbra, es conveniente detallarla para facilitar la salida del aire atrapado en el concreto de modo de evitar paquetes de aire o cangrejeras que requerirán, en el mejor de los casos, reparaciones superficiales. Esto es especialmente crítico cerca de la unión viga-columna, justo debajo de la viga y losa.

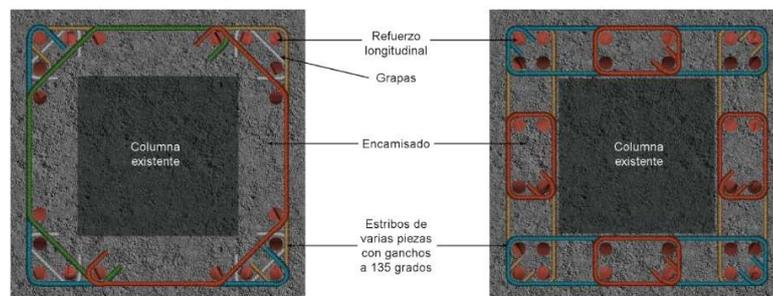


Figura C9.6.5.3 – Posibles configuraciones de acero transversal en columnas encamisadas: a) estribos de varias piezas; b) estribos sobrepuestos. Fuente: INIFED (2021d) con base en Terán (2009)

9.6.5.4 Uniones

9.6.5.4.1 Se deberán encamisar las uniones, si se llevan a cabo cualquiera de a) o b):

- a) Se encamisar las vigas y columnas del marco existente
- b) Se encamisar las columnas de manera continua en la altura del edificio.

9.6.5.4.2 Se deberá cumplir con 8.5 de la NTC-Concreto, con las excepciones siguientes:

- a) El refuerzo transversal horizontal se puede colocar mediante:
 - 1) Ángulos y soleras que confinen el nudo
 - 2) Alternativamente, mediante estribos hechos por dos piezas y que estén rematados con dobleces de, al menos, 135 grados, si se demuele la zona próxima de las vigas que llegan al nudo. En este caso, se deberán tomar las medidas apropiadas de apuntalamiento y/o arriostamiento.
- b) Para revisar la resistencia a cortante del nudo, se usará la ecuación 9.6.5.4.2:

$$\sqrt{f_c' eq} = (\sqrt{f_c' A})_{col, existentes} + (\sqrt{f_c' A})_{encamisado} \quad (9.6.5.4.2)$$

En la revisión de la resistencia a fuerza cortante del nudo, se usarán los anchos de los elementos encamisados.

9.6.5.4.3 En 8.5.2.5 de la NTC-Concreto, se aceptará multiplicar los límites 8.5.2.5.4 a 8.5.2.5c por 0.9 cuando se usen paquetes de barras.

Comentario:

La resistencia a fuerza cortante y la estabilidad del comportamiento histerético de uniones viga-columna depende del confinamiento del nudo. Las vigas transversales que se unen en el nudo lo confinan en la medida que su área transversal ocupe una superficie de más del 75 por ciento de la cara de la columna en el nudo. Las esquinas de la columna no confinadas por las vigas requieren confinarse, ya sea mediante estribos o ángulos metálicos. El uso de estribos es complejo ya que requiere la demolición parcial de la viga próxima a la cara de la columna, lo que trae un debilitamiento de la estructura. Se ha ensayado en laboratorio la solución a base de ángulos metálicos verticales, restringidos arriba de la losa y debajo de la viga por soleras de acero. Los resultados indicaron que esta armadura fue adecuada para confinar el concreto del nudo (encamisado) hasta alcanzar resistencias a fuerza cortante similares a las de estructuras nuevas (Alcocer, 1993; Alcocer y Jirsa, 1993).

9.6.6 Parámetros de modelación y criterios numéricos de aceptación para vigas y columnas encamisadas con concreto

9.6.6.1 En la tabla 9.6.6.1.a se presentan los parámetros de modelación y los criterios de aceptación de vigas y columnas encamisadas con concreto reforzado si se emplea un enfoque de diseño por desempeño.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

Tabla 9.6.6.1.a – Parámetros de modelación y criterios numéricos de aceptación para procedimientos no lineales en columnas de concreto reforzado no circulares rehabilitadas con encamisado de concreto

Parámetros de modelación	Criterios de aceptación		
Ángulos de rotación plástica a_{nl} y b_{nl} (rad)	Ángulo de rotación plástica		
	Nivel de desempeño		
	OI	SV	PC
Columnas encamisadas no controladas por longitud de desarrollo inadecuada, ni por longitud de traslape insuficiente del refuerzo longitudinal, ni por longitud de anclaje inadecuada en la unión viga-columna			
$a_{nl} = 0.5 \left(0.042 - 0.043 \frac{P_{UD}}{A_{gj} f'_{c,eq}} + 0.63 \rho_{tj} - 0.023 \frac{V_{MCyDE}}{V_{CoIE}} \right) \geq 0.0$	$0.15(\alpha a_{nl}) \leq 0.005^{[4]}$	$0.5(\beta b_{nl})$ [3] [4]	$0.7(\beta b_{nl})$ [3] [4]
Para $\frac{P_{UD}}{A_{gj} f'_{c,eq}} \leq 0.5$ $b_{nl} = \frac{0.5}{5 + \frac{P_{UD}}{0.8 A_{gj} f'_{c,eq}} \frac{1}{\rho_{tj}} \frac{f'_{c,eq}}{f_{ytj}}} - 0.01 \geq a_{nl}$			

^[1] f_{ytj} es el esfuerzo de fluencia especificado del acero de refuerzo transversal de la camisa.

^[2] ρ_{tj} no deberá ser mayor que 0.052 en ningún caso. Las ecuaciones de la tabla no serán válidas para columnas con ρ_{tj} menor que 0.0032. V_{MCyDE}/V_{CoIE} no deberá considerarse menor que 0.4 ni mayor que 0.6. N_{UD} deberá ser la carga de compresión axial máxima que toma en cuenta los efectos de las fuerzas laterales descritas en la ecuación 4.2.9.6.1.1. De forma alternativa, se permitirá evaluar P_{UD} a partir necesario de un análisis de estado límite.

^[3] $N_{UD}/(A_{gj} f'_{c,eq})$ no deberá ser considerado menor o igual que 0.0 ni mayor que 0.25.

^[4] Los valores de α y β deberán tomarse de la tabla 9.6.6.1.b, si es necesario.

Tabla 9.6.6.1.b – Factores para alcanzar las probabilidades específicas de excedencia de la rotación para columnas encamisadas

Probabilidad de excedencia	Factor	
	α	β
0.5	1.00	1.00
0.4	0.92	0.94
0.3	0.91	0.86
0.2	0.85	0.76
0.1	0.73	0.72

Comentario:

Los parámetros de modelación y criterios de aceptación de columnas encamisadas fueron desarrollados a partir del estudio de una base de datos de columnas encamisadas ensayadas en laboratorio (Cruz, 2023). Con los datos se construyeron curvas envolventes para cada ensayo y se promediaron de acuerdo con el modo de falla (por cortante o por flexión). Los valores de la curva envolvente promedio se compararon con las envolventes calculadas para columnas del Capítulo 7 de esta Norma y se identificaron los factores de ajuste que permitieran usar las ecuaciones de ese capítulo. Los criterios de aceptación corresponden con los niveles de desempeño establecidos en la NTC-Sismo. En la rehabilitación de edificios del Grupo B es suficiente revisar para el nivel de desempeño de seguridad de vida.

En la tabla 9.6.6.1.b se incluyen factores correctivos en caso de que el Proyectista decida rehabilitar la estructura para una menor probabilidad de excedencia que la supuesto en esta Norma (que es de 50 por ciento).

9.7 Encamisados de vigas, columnas o uniones con elementos de acero

9.7.1 En ningún caso, los encamisados de acero se emplearán para incrementar la resistencia lateral de marcos existentes. Los encamisados de vigas, columnas o uniones serán de aplicación local, a nivel de elemento estructural. Para un correcto funcionamiento, se deberá garantizar la sujeción y/o contacto entre los elementos de acero y el concreto. Esto puede obtenerse mediante morteros de relleno entre el elemento de concreto y el encamisado de acero.

9.7.2 Encamisado de vigas con elementos de acero

9.7.2.1 Consistirá en la colocación de una placa de acero que cubra el lecho inferior de la viga, en contacto con el concreto por medio de mortero y conectores. Los lados pueden ser encamisados también con placas, soleras o con ángulos que se conectan a la losa con el uso de ángulos y conectores.

9.7.2.2 Se aceptará encamisar vigas con armaduras hechas con ángulos y soleras soldados entre sí. En la unión de la viga y la losa, los ángulos de la armadura sirven para conectarla con la losa de concreto. Los ángulos se fijan a la losa por medio de conectores.

9.7.3 Encamisado de columnas con elementos de acero

9.7.3.1 Se aceptarán dos tipos principales de encamisados de columnas con acero a) y b):

a) Encamisado de placas de acero:

En el caso del encamisado completo, la técnica se aplicará para incrementar la capacidad de deformación lateral, resistencia a cortante y/o carga axial. Se deberá diseñar el encamisado para minimizar la cantidad de soldadura en campo. Para que exista contacto entre las placas y el concreto de la columna, se deberá colocar mortero fluido sin contracción (*grout*) y/o conectores que conecten la camisa a la columna. Los conectores se deberán distribuir de forma uniforme en toda la altura de la columna en todas sus caras. La profundidad de empotramiento de los conectores será de al menos $1/3$ de la menor dimensión transversal de la columna. Las placas deberán ser soldadas entre sí. En caso de encamisados de columnas rectangulares, se aceptará soldar las placas a ángulos de acero que se coloquen en las esquinas de la camisa, por dentro de ella. Si el encamisado se coloca para aumentar la capacidad de deformación y/o la resistencia a cortante, se separará al menos 30 mm del piso y del techo. No será aceptable un encamisado de acero sin mortero entre la camisa y el concreto existente. En el caso de encamisados locales, se evaluará la necesidad de conectar la camisa a la columna por medio de conectores en las caras sujetas a flexión. Adicionalmente, se colocará mortero fluido sin contracción

b) Armadura de ángulos y soleras:

Consiste en la colocación de ángulos en las esquinas de la columna unidos mediante soleras metálicas soldadas a los ángulos. Entre los ángulos y soleras y el concreto existente, se rellenará el espacio con mortero fluido sin contracción. En los extremos superior e inferior de la columna, se aceptará colocar placas de acero para conectar la camisa a la columna y a la losa y viga o para incrementar en confinamiento en los extremos de las columnas. Estas placas serán fijadas por medio de conectores. No será aceptable un encamisado de acero sin mortero entre la camisa y el concreto existente.

9.7.4 Encamisado de uniones con elementos de acero

9.7.4.1 El encamisado de las uniones sólo será continuo con la columna inferior. El encamisado de las uniones se hará por medio de placas soldadas que cubran las distintas caras de la intersección entre la columna y la viga o losa. Todas las placas se deberán unir al concreto por medio de conectores con una profundidad de $1/3$ de la longitud menor de la sección transversal del elemento (viga o columna) o de $1/2$ del peralte de la losa, la que resulte mayor.

9.7.5 Requisitos de análisis

9.7.5.1 Se considerarán a) a c):

- Factor de comportamiento sísmico. Se deberá cumplir con 9.1.2.2 de esta Norma
- Carga axial. Se supondrá que la carga axial es resistida por la columna existente y que la camisa nueva de acero no resiste carga axial, a menos que se estime que las cargas gravitacionales aumenten significativamente durante la operación del edificio rehabilitado
- Factor de rigidez efectiva para análisis lineal. Se usará un factor de rigidez efectiva para la sección encamisada según la tabla 7.3.1.2.2 de esta Norma. Si el elemento original tiene daño moderado o severo se aceptará ignorar la aportación de la rigidez del elemento original. Si el elemento fue inyectado con resina epoxi de acuerdo con 9.3, se podrá suponer el menor valor de la rigidez recuperada señalado en la tabla 9.3.1.2.

9.7.6 Requisitos de diseño

9.7.6.1 Materiales

9.7.6.1.1 Se considerarán a) a c):

- a) Para asegurar el contacto de los encamisados de acero, ya sea en forma de placas (sección rectangular o circular) o con ángulos y soleras, se usará mortero fluido sin contracción que tenga una resistencia a compresión mínima de 30 MPa (300 kg/cm²) o igual a la del concreto original, la que sea mayor
- b) Los espesores mínimos y máximos de las placas de acero serán de 6.4 y 12.7 mm (0.25 y 0.5 pulg), respectivamente
- c) Los espesores mínimo y máximo de los ángulos de acero serán de 6.4 y 19.1 mm (0.25 y 0.5 pulg), respectivamente.

9.7.6.2 Vigas

9.7.6.2.1 Se deberán considerar a) a c):

- a) Requisitos geométricos:
 - 1) El área de la sección transversal de acero del encamisado (placas o ángulos) se calculará según 6.3.5.1 de la NTC-Concreto, y no deberá ser menor que 0.01 veces el área de la sección de concreto
 - 2) Si se usan encamisados a base de armaduras de ángulos y soleras se deberá cumplir con i) a vi):
 - i) Las dimensiones de las alas de los ángulos deberán estar en un intervalo entre 1/6 y 1/4 parte de la dimensión transversal de la viga (b , h) y con un espesor t_a mínimo de 3.2 mm (0.125 pulg). El ala del ángulo no será menor que 100 mm (4 pulg) (fig. 9.7.6.2.1.a)
 - ii) Las soleras sólo se colocarán en forma perpendicular al eje longitudinal del elemento
 - iii) Las soleras tendrán un peralte, h_{sol} , tal que la relación h_{sol}/h_a y h_{sol}/h_b se encuentren entre 0.75 y 1.0, donde h_a y h_b son la altura y el ancho de la sección transversal del ángulo, respectivamente (fig. 9.7.6.2.1.a)
 - iv) La separación centro a centro entre soleras, s , se definirá en función del peralte de la solera, tal que la relación h_{sol}/s se encuentre entre 1/5 y 1/3. Además, $s \leq d/2$ (fig. 9.7.6.2.1.b)
 - v) El espesor de la solera, t_s será de al menos 3.2 mm (0.125 pulg) y será 3.2 mm (0.125 pulg) menor que el espesor del ángulo t_a
 - vi) La longitud L_s de la solera será igual al espacio libre entre los ángulos más la longitud del ala del ángulo. Por lo tanto, el cordón de soldadura en los extremos será igual al peralte de la solera más la longitud del ala (fig. 9.7.6.2.1.a y fig. 9.7.6.2.1.b).

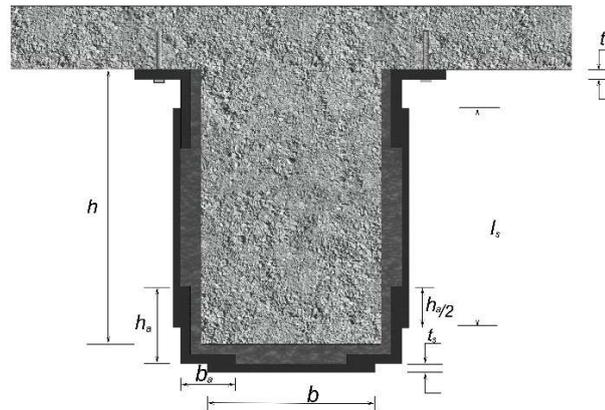


Figura 9.7.6.2.1.a - Sección transversal de viga encamisada con ángulos y soleras

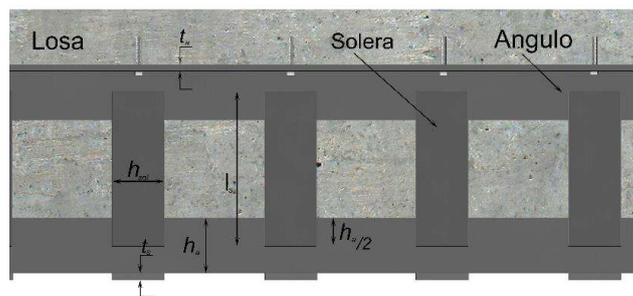


Figura 9.7.6.2.1.b - Sección longitudinal de viga encamisada con ángulos y soleras

b) Resistencia a fuerza cortante:

- 1) La resistencia a fuerza cortante de la viga encamisada será igual a la suma de las contribuciones a fuerza cortante del elemento existente y la del encamisado de acero. Se aceptará que la contribución de la viga existente sea nula si el daño es severo, según el Capítulo 3 de esta Norma. Si el elemento fue inyectado con resina epoxi de acuerdo con 9.3, se podrá suponer el menor valor de la resistencia recuperada señalada en la tabla 9.3.1.2

2) Se aceptará usar cualquiera de los criterios i) o ii)

- i) Calcular la resistencia nominal a cortante de la viga encamisada, $V_{Viga,enc}$, con la ec. 9.7.6.2.1.a, donde en la primera ecuación la resistencia está en N y en la segunda en kg:

$$V_{Viga,enc} = k_{n\ell} \left[\alpha_{Viga} \left(\frac{A_v f_{yt} d}{s} \right) + \lambda k_{conf} \left(\frac{0.5 \sqrt{f'_c}}{M_u/V_u d} \right) 0.8 A_g \right] \tag{9.7.6.2.1.a}$$

$$\left(V_{Viga,enc} = k_{n\ell} \left[\alpha_{Viga} \left(\frac{A_v f_{yt} d}{s} \right) + \lambda k_{conf} \left(\frac{1.6 \sqrt{f'_c}}{M_u/V_u d} \right) 0.8 A_g \right] \right)$$

donde el primer sumando se refiere a la contribución del refuerzo transversal existente; $k_{n\ell} = 1.0$ en regiones donde la demanda de ductilidad de desplazamiento es menor o igual que 2, 0.7 en regiones donde la demanda de ductilidad de desplazamiento es mayor o igual que 6, y varía linealmente para ductilidad de desplazamiento entre 2 y 6; $k_{conf} = (1.0 + (10/3)(l_a/h))$, en donde l_a es la longitud del ala de un ángulo; h es el peralte de la viga ambas en la dirección de la fuerza cortante y $0.06 \leq l_a/h \leq 0.20$; λ es 0.75 para concreto ligero y 1.0 para concreto de peso normal; $M_u/V_{UD}d$ es la relación más grande entre el momento

- y la fuerza cortante en el eje neutro de la viga bajo cargas de diseño considerando la combinación de cargas permanentes y accidentales por sismo, pero no se tomará mayor que 4 ni menor que 2; y $\alpha_{viga}=1.0$ para $s/d \leq 0.75$, 0 para $s/d \geq 1.0$ y varía linealmente para s/d entre 0.75 y 1.0. En vigas de edificios construidos antes de 1987, se aceptará suponer $k_{ne} = 1.0$
- ii) Calcular la contribución del encamisado de acero con la ec. 5.5.3.6.1.b de la NTC-Concreto, sustituyendo el área y separación de los estribos por los correspondientes de las soleras, multiplicando el valor obtenido por 0.40.
 - 3) La resistencia nominal se deberá multiplicar por el F_R correspondiente
 - 4) La separación centro a centro entre soleras no deberá exceder $0.5d$, donde d es el peralte efectivo de la viga por encamisar.
- c) Encamisado local para incrementar el confinamiento:
- 1) Si se coloca un encamisado local para incrementar el confinamiento en una zona con traslape de refuerzo escaso y/o donde se esperan deformaciones inelásticas, el encamisado se fabricará con placas de acero. No se aceptarán armaduras de ángulos y soleras en estos casos
 - 2) Las placas de acero cubrirán la mayor de i) y ii), donde L_b es la longitud de traslape disponible y L_v es el claro de cortante e igual a la distancia entre la sección de momento máximo y el punto de inflexión del diagrama de momentos:
 - i) $1.5L_b$, cuando el traslape es insuficiente
 - ii) $0.25L_v$, para incrementar la capacidad de deformación inelástica de la zona encamisada.
 - 3) Se deberá revisar la suficiencia de la resistencia de la columna existente que quede fuera del encamisado, suponiendo valores de límite inferior (o valores nominales) de las resistencias de los materiales.

9.7.6.3 Columnas

9.7.6.3.1 Se deberá considerar a) a e):

- a) Requisitos geométricos:
 - 1) La relación de aspecto de la sección transversal no deberá exceder 3
 - 2) El área de la sección transversal del acero del encamisado (placas o armaduras de ángulos y soleras) se calculará de acuerdo con 6.4.3.1 de la NTC-Concreto. El área transversal del encamisado no deberá ser menor que 0.01 veces el área de la sección de concreto
 - 3) Si se usan encamisados a base de armaduras de ángulos y soleras se deberá cumplir con i) a vi):
 - i) Se colocarán ángulos con dimensiones de sus alas en un intervalo entre 1/6 y 1/5 de la dimensión transversal en la dirección de análisis y con un espesor, t_a , mínimo de 6.4 mm (0.25 pulg). El ala del ángulo no será menor que 100 mm (4 pulg) (fig. 9.7.6.3.1.a)
 - ii) Las soleras sólo se colocarán en forma perpendicular al eje longitudinal del elemento
 - iii) Las soleras tendrán un peralte, h_{sol} , tal que la relación h_{sol}/h_a y h_{sol}/h_b se encuentren entre 0.75 y 1.0, donde h_a y h_b son la altura y el ancho de la sección transversal del ángulo, respectivamente (fig. 9.7.6.3.1.a)
 - iv) La separación entre soleras, s , se definirá en función del peralte de la solera, tal que la relación h_{sol}/s se encuentre entre 1/5 y 1/3. Además, $s \leq h/2$ (fig. 9.7.6.3.1.b)
 - v) El espesor de las soleras, t_s , será de al menos 9.5 mm (3/8 pulg) y será cuando mucho 3.2 mm (1/8 pulg) menor que el espesor del ángulo t_a
 - vi) La longitud, l_s , de la solera será igual al espacio libre entre los ángulos más la longitud del ala del ángulo. Por lo tanto, el cordón de soldadura (de filete, usualmente) en los extremos será igual al peralte de la solera más la longitud del ala (fig. 9.7.5.3.1.b).
 - 4) En los extremos superior e inferior de la columna, se aceptará colocar placas con un peralte entre $H/10$ y $H/8$, donde H es la longitud libre de la columna. Estas placas se podrán anclar al concreto por medio de dos conectores de al menos 15.9 mm (0.625 pulg) de diámetro. Estos conectores se anclarán dentro del núcleo de la columna, dentro del tercio medio de cada lado de la columna.

tensión que deberá resistir el traslape. Los conectores deberán ser de 6.4 mm (0.25 pulg) de diámetro o mayor.

c) Resistencia a fuerza cortante:

1) Se aceptará que la resistencia a fuerza cortante de un encamisado de acero sea igual a la suma de las contribuciones del elemento original más la del encamisado de acero. Se despreciará la contribución de la columna existente cuando se cumpla cualquiera de i) o ii):

- i) Tenga daño severo, según el Capítulo 3 de esta Norma
- ii) Si la estructura fue diseñada con un Reglamento anterior a la versión de 1987.

2) Se permitirá usar cualquiera de los criterios i) o ii)

- i) Calcular la resistencia nominal a cortante de la columna encamisada, $V_{Col,enc}$, con la ec. 9.7.6.3.1.a, donde en la primera ecuación la resistencia está en N y en la segunda en kg:

$$V_{Col,enc} = k_{nt} \left[\alpha_{col} \left(\frac{A_v f_{yt} d}{s} \right) + \lambda k_{conf} \left(\frac{0.5 \sqrt{f'_c}}{M_u/V_u d} \sqrt{1 + \frac{P_{UG}}{0.5 A_g \sqrt{f'_c}}} \right) 0.8 A_g \right] \tag{9.7.6.3.1.a}$$

$$\left(V_{Col,enc} = k_{nt} \left[\alpha_{col} \left(\frac{A_v f_{yt} d}{s} \right) + \lambda k_{conf} \left(\frac{1.6 \sqrt{f'_c}}{M_u/V_u d} \sqrt{1 + \frac{P_{UG}}{1.6 A_g \sqrt{f'_c}}} \right) 0.8 A_g \right] \right)$$

donde el primer sumando se refiere a la contribución del refuerzo transversal existente; $k_{nt} = 1.0$ en regiones donde la demanda de ductilidad de desplazamiento es menor o igual que 2, 0.7 en regiones donde la demanda de ductilidad de desplazamiento es mayor o igual que 6, y varía linealmente para ductilidad de desplazamiento entre 2 y 6; $k_{conf} = (1.0 + (10/3)(l_a/h))$, en donde l_a es la longitud del ala de un ángulo, h es el peralte de la columna ambas en la dirección de la fuerza cortante y $0.06 \leq l_a/h \leq 0.20$; λ es 0.75 para concreto ligero y 1.0 para concreto de peso normal; $M_u/V_{UD}d$ es la relación más grande entre el momento y la fuerza cortante en el eje neutro de la viga bajo cargas de diseño considerando la combinación de cargas permanentes y accidentales por sismo, pero no se tomará mayor que 4 ni menor que 2; y $\alpha_{viga} = 1.0$ para $s/d \leq 0.75$, 0 para $s/d \geq 1.0$ y varía linealmente para s/d entre 0.75 y 1.0. En columnas de edificios construidos antes de 1987, se aceptará suponer $k_{nt} = 1.0$

- ii) Calcular la contribución del encamisado de acero con la ec. 5.5.3.6.1.b de la NTC-Concreto, sustituyendo el área y separación de los estribos por los correspondientes de las soleras, multiplicando el valor obtenido por 0.40.

3) La resistencia nominal se deberá multiplicar por el F_R correspondiente

4) Se revisará que no se exceda el límite de fuerza cortante que pueda resistir el elemento de concreto existente

5) La separación centro a centro entre soleras no deberá exceder $0.5h$, donde h es la dimensión transversal de la columna en la dirección de análisis.

d) Confinamiento:

1) Si se encamisa la columna por medio de placas continuas para incrementar su confinamiento y, con ello, su capacidad de deformación lateral y de carga axial, se usarán las ecuaciones 9.7.6.3.1.a y 9.7.6.3.1.b para calcular la cuantía de refuerzo por confinamiento:

En caso de encamisado con placas continuas

$$p_c = \frac{2t_p}{b_2} \tag{9.7.6.3.1.a}$$

En caso de encamisado con ángulos y soleras

$$p_c = \frac{2th_{sol}}{b_2s} \tag{9.7.6.3.1.b}$$

- e) Encamisado local para incrementar el confinamiento:
- 1) Si se coloca un encamisado local para incrementar el confinamiento en una zona con traslape de refuerzo escaso y/o donde se esperan deformaciones inelásticas, el encamisado se fabricará con placas de acero. No se aceptarán encamisados locales hechos con ángulos y soleras
 - 2) Las placas de acero cubrirán:
 - i) $1.5L_b$, cuando el traslape es insuficiente
 - ii) $0.25L_v$, para incrementar la capacidad de deformación inelástica de la zona encamisada y si la carga axial en la columna es menor o igual que $0.3f_c'A_g$
 - iii) $0.375L_v$, para incrementar la capacidad de deformación inelástica de la zona encamisada y si la carga axial en la columna es mayor que $0.3f_c'A_g$.
 - 3) Se deberá revisar la suficiencia de la resistencia de la columna existente que quede fuera del encamisado, suponiendo valores de límite inferior (o valores nominales) de las resistencias de los materiales.

Comentario:

Los requisitos de diseño de vigas y columnas encamisadas con ángulos y soleras se basan en pruebas de laboratorio de columnas existentes con comportamiento controlado por cortante (Alcaraz-Vázquez et al., 2023). Los ensayos evidenciaron que la resistencia a fuerza cortante de los elementos encamisados depende del confinamiento que ejercen los ángulos en el concreto. Mientras mayor es la longitud del ala de los ángulos l_a , mayor la resistencia. Las soleras restringen la deformación del ángulo perpendicular a su eje. Los ángulos tienden a deformarse por flexión alrededor de su eje principal. De este modo, mientras menor sea la separación de las soleras, mayor será la rigidez del ángulo, y por tanto, mayor el efecto de confinamiento sobre el concreto. Se presentan dos opciones para calcular la resistencia. En el primer criterio se modifica la contribución del concreto a la resistencia a fuerza cortante de la ec. 7.4.3.2.1 por un factor, k_{conf} , que toma en cuenta el efecto de confinamiento del ángulo del encamisado. Para el cálculo de este factor se usa la longitud de una ala de ángulo en la dirección de la fuerza cortante. El segundo criterio, optativo, se derivó de estudiar las deformaciones unitarias medidas en las soleras al momento de alcanzarse la resistencia en los experimentos de Alcaraz-Vázquez et al. (2023). Se propone calcular la contribución de las soleras a la resistencia a fuerza cortante como si fueran estribos y afectarla por un factor igual a 0.40. El valor de 0.40 corresponde a una estimación conservadora de la deformación unitaria de las soleras a la resistencia. Para que el encamisado funcione adecuadamente es indispensable que el espacio entre él y el elemento existente quede relleno con mortero. Se recomienda el uso de mortero fluido sin contracción por su facilidad de colocación.

9.8 Encamisados de vigas, columnas, uniones y muros con compuestos de polímeros reforzados con fibras (CPRF)

9.8.1 Requisitos de análisis

9.8.1.1 Se considerarán a) a d):

- a) Factor de comportamiento sísmico. Se deberá cumplir con 9.1.2 de esta Norma
- b) Comportamiento monolítico. Para fines de análisis, se deberá suponer un comportamiento de sección compuesta de la estructura existente con el encamisado de CPRF. Ello implica que deberá haber contacto completo entre el CPRF y el concreto existente
- c) Carga axial. Se podrá incrementar la capacidad axial de los elementos existentes si se diseña en CPRF para aumentar su confinamiento
- d) Factor de rigidez efectiva para análisis lineal. Se usará un factor de rigidez efectiva para la sección encamisada según la tabla 7.3.1.2.2 de esta Norma. Se deberá ignorar la aportación de la rigidez del encamisado de CPRF. Si el elemento fue inyectado con resina epoxi de acuerdo con 9.3, se podrá suponer el menor valor de la resistencia recuperada señalada en la tabla 9.3.1.2.

9.8.2 Requisitos de diseño

9.8.2.1 Requisitos geométricos

- a) En el caso de elementos con sección transversal rectangular, se redondearán las esquinas con un diámetro al menos igual a 25.4 mm (1.0 pulg), pero no menor que el valor recomendado por el fabricante de las fibras en sus manuales impresos

- b) Si se requiere incrementar el confinamiento en elementos con sección transversal rectangular por medio de CPRF, se recomienda que la sección transversal tenga una relación lado largo a lado corto menor que 1.5, y que ninguna de sus dimensiones sea mayor que 900 mm. En caso de presentar dimensiones mayores que 900 mm, se podrá convertir la sección rectangular del elemento en una sección ovalada o circular mediante el relleno del espacio entre el elemento rectangular existente y la camisa ovalada o circular de CPRF
- c) En caso de secciones encamisadas con una relación lado largo a lado corto mayor que 1.5 o con dimensiones transversales mayores que 900 mm se podrá usar CPRF si se colocan conectores de CPRF diseñados para evitar el desprendimiento de las fibras en la parte central del lado largo.

Comentario:

En la fig. C9.8.2.1 se ilustra la modificación de una columna existente de sección transversal rectangular a una con sección transversal ovalada.

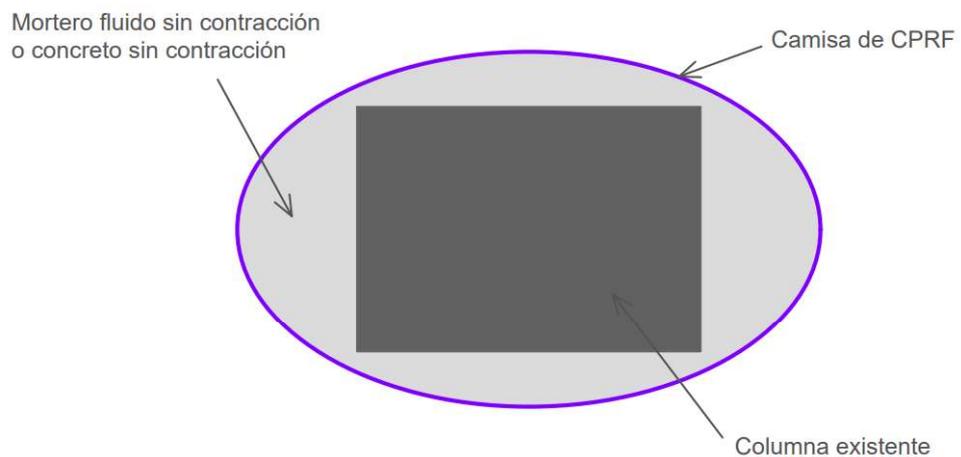


Figura C9.8.2.1 – Ejemplo de modificación de una columna con sección transversal rectangular a una con sección ovalada mediante un encamisado de CPRF

9.8.2.2 Resistencia a flexocompresión en columna

9.8.2.2.1 El diseño a flexocompresión de una columna deberá cumplir con ACI 440.2R-17.

9.8.2.3 Resistencia a flexión en vigas

9.8.2.3.1 El diseño a flexión vigas deberá satisfacer los requisitos de ACI 440.2R-17.

9.8.2.4 Refuerzo transversal para confinamiento

9.8.2.4.1 La cuantía de fibras para proveer confinamiento se calculará de conformidad con el Capítulo 13 de ACI 440.2R-17 y con lo indicado en a), b) o c):

- a) Para calcular el espesor del encamisado, se usarán las ecuaciones 9.8.2.4.1.a y 9.8.2.4.1.b (correspondientes a las ecuaciones 13.3.3a de ACI 440.2R):

Sección circular:

$$nt_f = 1\,000 \frac{D}{E_f} \quad (9.8.2.4.1.a)$$

$$\left(nt_f = 10\,000 \frac{D}{E_f} \right)$$

Sección rectangular:

$$nt_f = 1\,500 \frac{D}{E_f} \quad (9.8.2.4.1.b)$$

$$\left(nt_f = 15\,000 \frac{D}{E_f} \right)$$

- b) Para secciones circulares, la cuantía de CPRF se calculará con la 9.8.2.4.1.c o 9.8.2.4.1.d (a partir de las ecuaciones 13.3.4a, b y c de ACI 440.2R)

$$\rho_f = \frac{4nt_f w_f}{D s_f} \quad (9.8.2.4.1.c)$$

Para secciones rectangulares:

$$\rho_f = 2nt_f \left(\frac{b+h}{bh} \right) \frac{w_f}{s_f} \quad (9.8.2.4.1.d)$$

En cualquier caso, se deberá cumplir que

$$\rho_f \geq \frac{0.0052 \rho_l D f_y}{d_{bl} f_{fe}} \quad (9.8.2.4.1.e)$$

$$f_{fe} = \varepsilon_{fe} E_f \quad (9.8.2.4.1.f)$$

$$\varepsilon_{fe} = 0.004 \leq k_\varepsilon \varepsilon_{fu} \quad (9.8.2.4.1.g)$$

donde $k_\varepsilon = 0.58$.

- c) En los casos donde el encamisado no es continuo, la separación libre entre las bandas de CPRF no deberá ser mayor que 150 mm ni que la calculada con la ecuación 9.8.2.4.h:

$$s_f \leq \left[3 - 6 \left(\frac{f_u}{f_y} - 1 \right) \right] d_{bl} \leq 6d_{bl} \quad (9.8.2.4.1.h)$$

9.8.2.5 Requisitos para fuerza cortante

9.8.2.5.1 El diseño del encamisado para resistir la fuerza cortante se hará de acuerdo con el Capítulo 11 de ACI 440.2R-17.

9.8.2.5.2 La resistencia a fuerza cortante de un elemento encamisado con CPRF será igual a la suma de las contribuciones del concreto y del refuerzo transversal del elemento existente, y la de la camisa de CPRF. Si la estructura fue diseñada con un Reglamento anterior a la versión de 1987, se aceptará despreciar la contribución del refuerzo transversal del elemento existente a la resistencia a la fuerza cortante.

9.8.2.5.3 La contribución del CPRF a la resistencia a fuerza cortante será igual a $\Psi_f V_f$. El factor Ψ_f se considerará igual a 0.95 en el caso de un encamisado completo; en el caso de encamisados parciales (en los cuales se cubren tres o dos caras - opuestas- del elemento), el factor Ψ_f se considerará igual a 0.85.

9.8.2.5.4 La contribución a la resistencia a fuerza cortante del CPRF se calculará a partir de la ecuación 9.8.2.5.4 (fig. 9.8.2.5.4):

$$V_f = \frac{A_{fv} f_{fe} (\text{sen } \alpha + \text{cos } \alpha) d_{fv}}{s_f} \tag{9.8.2.5.4}$$

9.8.2.5.5 Para secciones rectangulares, A_{fv} se calcula como (ec. 9.8.2.5.5):

$$A_{fv} = 2nt_f w_f \tag{9.8.2.5.5}$$

9.8.2.5.6 Para secciones circulares, se calcula de la siguiente forma (ec. 9.8.2.5.6):

$$A_{fv} = \frac{\pi}{2} nt_f w_f \tag{9.8.2.5.6}$$

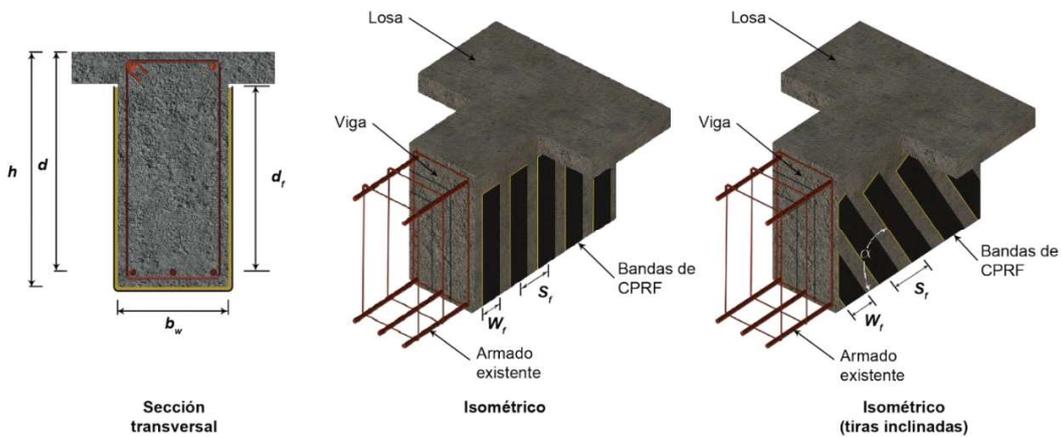


Figura 9.8.2.5.4 - Dimensiones de encamisados (adaptada de ACI 440.2R)

9.8.2.5.7 Límite del refuerzo cortante. El límite de la suma de las contribuciones a la resistencia a fuerza cortante aportada por el acero de refuerzo existente y el CPRF es el especificado en las ecs. 9.8.2.5.7.a y 9.8.2.5.7.b para elementos con sección rectangular o circular, respectivamente:

Sección rectangular:

$$V_s + V_f \leq 0.66 \sqrt{f'_c} bh \quad (V_s + V_f \leq 2.20 \sqrt{f'_c} bh) \tag{9.8.2.5.7.a}$$

Sección circular:

$$V_s + V_f \leq 0.66 \sqrt{f'_c} 0.8D^2 \quad (V_s + V_f \leq 2.20 \sqrt{f'_c} 0.8D^2) \tag{9.8.2.5.7.b}$$

9.8.2.6 Conectores de CPRF

Se aceptará el uso de conectores hechos de CPRF. Se distinguen tres tipos de conectores de CPRF a) a c):

- Conector recto, en el cual el plano del abanico es colineal al eje del ancla
- Conector a 90 grados con respecto al eje del ancla
- Conector a β grados, cuando el ángulo entre el plano del abanico y el eje del ancla es de β grados.

Los modos de comportamiento que deberán revisarse en un conector son a) a e):

- Falla del concreto mediante la formación de un cono
- Falla mixta del concreto con formación de un cono y de adherencia
- Falla por extracción del ancla
- Desprendimiento del abanico de la hoja de fibra
- Rotura de la fibra.

9.8.2.7 Metodología de diseño de conectores de CPRF

9.8.2.7.1 Para el diseño de conectores de CPRF se deberán seguir los pasos a) a g):

- Determinar si se requieren instalar conectores de CPRF para fijar el encamisado. Para ello, se calculará la resistencia del elemento rehabilitado con CPRF usando los requisitos de diseño de 9.8.2.5 de esta Norma. Si la resistencia requerida no se puede alcanzar con capas adicionales de CPRF o si el diseño no es eficiente, se deberá considerar el uso de conectores de CPRF
- Deformación unitaria efectiva del encamisado fijado con conectores. Se determinará la magnitud de la deformación unitaria efectiva de diseño en el CPRF requerida para satisfacer la demanda de diseño suponiendo un anclaje perfecto. Usualmente el valor de la deformación unitaria efectiva está disponible en los manuales impresos de los fabricantes
- Fuerza de tensión total del CPRF fijado con conectores. Se determinará la fuerza de tensión resultante en las capas de CPRF utilizando la deformación unitaria efectiva y el módulo de elasticidad del CPRF. Esta fuerza se transmitirá mediante los conectores al sustrato. Los conectores permitirán el desarrollo de la deformación unitaria efectiva supuesta en las hojas de fibra
- Número de conectores necesarios. Se calculará el número de conectores que se instalarán, teniendo en cuenta que éstos deberán estar distribuidos en todo el ancho de la fibra. Posteriormente, se deberá calcular la fuerza de tensión por conector
- Área transversal del conector de CPRF. Se calculará el diámetro del ancla del CPRF como:
 - Suponiendo que es la fuerza de tensión en el conector, calcular el área transversal mínima del ancla de CFRP usando la ecuación 9.8.2.7.1.a para conectores rectos, la ecuación 9.8.2.7.b para conectores a 90 grados, o la ecuación 9.8.2.7.1.c para conectores a β grados:

Para anclajes rectos:

$$N_{fr} = 0.59 w_f t_f f_{fu} \quad (9.8.2.7.1.a)$$

Para conectores a 90 grados:

$$N_{fr} = 2.2 E_f \varepsilon_{fu} 10^{-3} A_{ancla}^{0.62} \left(\frac{90 - \alpha}{90} \right) \quad (9.8.2.7.1.b)$$

Para anclajes con ángulo de inserción diferente:

$$k_{\beta} = 2.34 \left(\frac{\beta}{2\pi} \right) - 0.33 \quad (9.8.2.7.1.c)$$

- 2) Cuando se usen propiedades netas (en condiciones secas de la fibra), se deberá tener en cuenta que el área de la sección transversal real del conector de CPRF es mayor que el área de las fibras, ya que éstas deberán saturarse con resina epoxi. Aunque una relación de fibra a volumen total depende en gran medida del método de fabricación y la calidad de la mano de obra, se podrá suponer una relación de 0.3 a 0.5 para calcular el área real del ancla una vez que las fibras están saturadas con resina y colocadas en el agujero
- 3) Se ha recomendado que el volumen total de fibras en el ancla deberá ser al menos igual al volumen de fibras en la hoja por ser anclada.
- f) Dimensión del barreno en el elemento de concreto. Usando la fuerza a tensión requerida en el anclaje igual a N_{cc} y N_{cb} , en las ecuaciones 9.8.2.7.1.d a 9.8.2.7.1.e se calculará la profundidad de empotramiento efectiva requerida, h_{ef} , y el diámetro del agujero, d_0 . Se recomienda que h_{ef} sea, al menos, mayor que la suma del recubrimiento de concreto más 25 mm para mitigar el desprendimiento del CPRF. El diámetro del orificio perforado deberá ser ligeramente mayor (entre 3 y 4 mm) que el diámetro externo del conector

$$N_{cc} = 9.68 h_{ef}^{1.5} \sqrt{f_c'} \quad (9.8.2.7.1.d)$$

Falla del cono de concreto

$$N_{cb} = 4.62\pi d_0 h_{ef}, \text{ si } f_c' < 20 \text{ MPa} \quad (9.8.2.7.1.e)$$

$$N_{cb} = 9.07\pi d_0 h_{ef}, \text{ si } f_c' \geq 20 \text{ MPa} \quad (9.8.2.7.f)$$

- g) Dimensión del abanico. Usando la fuerza de tensión en el conector como N_{sd} en la ecuación 9.8.2.7.g, se calculará el área del abanico requerida para transmitir la fuerza de tensión desde la hoja de CPRF al conector. Para ello, se supone un ángulo para el abanico y se calcula la longitud y el ancho del abanico para lograr el área requerida.

$$N_{sd} = 0.35 v_{sb} A_{abanico} \quad (9.8.2.7.g)$$

Comentario:

El encamisado con CPRF consiste en el recubrimiento del elemento estructural con capas de fibras que se adhieren por medio de resina epoxi. Dichas fibras trabajan de forma unidireccional, razón por la cual, su orientación depende de la característica estructural (resistencia, confinamiento) que se busca mejorar.

El encamisado del elemento estructural puede ser total o parcial, dependiendo si se cubren todas las caras del elemento estructural. Es común encontrar este encamisado cubriendo de forma total a las columnas. En el caso de vigas, es usual que sólo se encamise el alma o el lecho inferior.

Se pueden usar precuradas (o preimpregnadas) o no. Antes de colocar las fibras, si es el caso, es necesario reparar el concreto del sustrato localmente para lograr una superficie tersa y uniforme que promoverá una adecuada adhesión con la resina empleada para pegar las fibras. Si la fibra se colocará alrededor del perímetro es crítico redondear las esquinas para evitar la fractura de las fibras al momento de su colocación.

El diseño de la rehabilitación depende del modo de comportamiento de la estructura que se identifique como resultado de su evaluación ante sismos. El encamisado de vigas, columnas, uniones y muros con CPRF se emplea para:

- Restaurar la capacidad original de un elemento estructural deteriorado*
- Incrementar la capacidad de carga de elementos*
- Incrementar la ductilidad y la capacidad a fuerza cortante de columnas y muros*
- Incrementar la ductilidad y la capacidad a flexión y fuerza cortante de vigas*
- Combinaciones de las anteriores.*

La metodología de diseño de conectores de CPRF se basa en la propuesta por Del Rey et al. (2017). Los conectores de fibra tienen dos funciones: a) restringir el desprendimiento de la fibra, especialmente de lados largos de un elemento, o en puntos de corte de la fibra donde se concentran esfuerzos (como en el extremo de una fibra horizontal colocada para incrementar la resistencia a fuerza cortante de un muro), y b) transmitir fuerza cortante entre la fibra y el sustrato de concreto. Es usual que los conectores se acompañen de soleras o ángulos metálicos (por ejemplo, en fibras en forma de U que se cortan justo debajo de la losa en las cuales se colocan conectores en las puntas de la U y se conectan a lo largo de la viga por un ángulo o solera). Es conveniente que el área de los conectores sea 1.2 veces el área de la fibra a la cual se conecta. Usualmente los conectores de fibra tienen una profundidad de empotramiento de $10d_b$. Es conveniente labrar el perímetro superficial del agujero de modo que, cuando se doble la fibra, no se rompa. Es recomendable que los abanicos de la fibra se cubran con un parche en sentido perpendicular a la fibra principal para reforzar la unión del abanico con la fibra principal.

Alternativamente, si la fibra principal está compuesta de más de una capa, se puede colocar el abanico entre dos capas.

9.9 Encamisado de muros de mampostería

9.9.1 Deficiencia por corregir

9.9.1.1 Esta técnica puede ser utilizada en muros con cualquier intensidad de daño, como reparación, o en muros sin daño previo, como reforzamiento.

9.9.1.2 Si los muros son de mampostería simple, mal confinada o mal reforzada, se aceptará añadir elementos confinantes de conformidad con 9.15.

Comentario:

Esta técnica consiste en el aumento de la sección transversal de un muro estructural de mampostería mediante la colocación de mallas de alambre soldado cubiertas con varios centímetros de mortero de cemento o de concreto, colocados de manera manual o mediante lanzado.

La técnica de encamisar muros tiene como objetivo mejorar el comportamiento de los muros ante cargas sísmicas a través de:

- a) Incrementar la resistencia a fuerza cortante*
- b) Aumentar la capacidad de deformación inelástica*
- c) Aumentar la rigidez*
- d) Incrementar la capacidad a flexocompresión del muro cuando se añaden castillos en los extremos para anclar la malla.*

El diseño de la rehabilitación dependerá del modo de comportamiento de la estructura existente, como resultado de la evaluación estructural de conformidad con el Capítulo 3 de esta Norma.

Los edificios que pueden ser rehabilitados para mejorar su desempeño sísmico mediante encamisado de muros de mampostería son (Ramírez, 2022):

- a) Edificios de marcos resistentes a momento, de concreto o de acero, con muros diafragma, con o sin daño, cuya falla puede afectar el desempeño sísmico de todo el edificio*
- b) Edificios a base de muros de carga de mampostería, con o sin daño.*

Existen diversas técnicas que también pueden emplearse para la rehabilitación de muros de mampostería, estas son:

- a) Encamisado con bandas y placas de acero*

La técnica consiste en la colocación de bandas diagonales, verticales u horizontales de acero, e incluso la colocación de placas completas o flejes por una o ambas caras de los muros de mampostería.

Para el encamisado con bandas de acero, al colocar las bandas diagonales, éstas se extienden desde cada esquina del muro buscando aumentar la resistencia a tensión diagonal y de aplastamiento por compresión debido a fuerzas de corte. Por su parte, las bandas verticales aportan al muro un comportamiento estable a flexión, y los ángulos y anclajes colocados para unir las bandas con las losas ayudan a evitar la falla por deslizamiento en muros. También, las bandas horizontales intervienen como refuerzo horizontal.

En el caso de la colocación de placas de acero, esta técnica consiste en la instalación de placas de acero (que pueden ser placas multiperforadas, o bien, placas lisas) en una o ambas caras de los muros, anclándolas a la mampostería y a los elementos del marco, si existen, mediante conectores.

- b) Encamisado con bandas de polipropileno*

La técnica consiste en colocar, sobre la superficie de la mampostería, una malla hecha a base de bandas de polipropileno y un recubrimiento de mortero de cemento o de concreto, buscando confinar la totalidad de los muros, incluyendo sus aberturas.

Esta técnica busca resolver las deficiencias estructurales asociadas a fuerza cortante y flexión debido a materiales de mala calidad.

- c) Encamisado con compuestos de polímeros reforzados con fibras (CPRF)*

La técnica consiste en adherir, mediante el empleo de resinas (comúnmente resina epoxi), bandas o láminas de CPRF a la superficie de la mampostería.

Esta técnica tiene el objetivo de restaurar la capacidad original de los elementos que hayan sufrido deterioro e incrementar la capacidad a flexión y fuerza cortante de los muros, logrando un incremento apreciable de ductilidad. Para llevar a cabo esta técnica se pueden emplear fibras de carbono, vidrio o aramida. El tipo de fibra a emplear dependerá de los alcances del proyecto de rehabilitación.

- d) Encamisado con textiles estructurales*

La técnica consiste en la aplicación de un mallado conformado por fibras, que se encuentra embebido en una matriz inorgánica que permite su adhesión a la mampostería. Se pueden emplear fibras de vidrio, carbono, basalto, aramida, polipropileno o acero. La matriz inorgánica más común empleada es a base de mortero de cemento.

e) *Encamisado con morteros reforzados con fibras*

Esta técnica consiste en el recubrimiento, mediante una capa de mortero o concreto, en una o ambas caras de los muros. La mezcla de mortero o concreto empleada para el revestimiento se encuentra reforzada mediante fibras de longitud corta (en general, más pequeña que el espesor de la capa de recubrimiento), distribuidas de manera aleatoria en la matriz de mortero o concreto.

9.9.2 Demandas de resistencia, rigidez y capacidad de deformación inelástica para diseño sísmico

9.9.2.1 Los muros se deberán rehabilitar de modo que no alteren significativamente el funcionamiento del edificio y que no induzcan excentricidades en planta o cambios bruscos de rigidez y resistencia en la altura de la estructura.

9.9.2.2 Se deberá cumplir con 9.1.2 de esta Norma.

9.9.3 Requisitos de análisis

9.9.3.1 Para la técnica de encamisado con malla de alambre soldado deberán considerarse los siguientes puntos:

- Factor de comportamiento sísmico. Se analizará la estructura suponiendo un factor de comportamiento sísmico consistente con el tipo de pieza del muro, ya sea sólida o hueca, según la definición de la NTC-Mampostería. Para el primer caso, se usará $Q=2$; para el segundo, $Q=1.5$ (considerando que las piezas macizas tienen un comportamiento carga-deformación más dúctil y estable ante cargas cíclicas, en comparación con las piezas huecas)
- Comportamiento monolítico. La malla deberá estar adecuadamente conectada al muro de mampostería, de acuerdo con 9.6 de esta Norma
- Carga axial. Si el muro es de carga, se supondrá que el muro existente resiste la carga axial. Si se requiere, se deberá reforzar el muro por medio de inserción de castillos o adosando un muro al existente para resistir un incremento de la carga axial. Si el muro es diafragma o de relleno, se deberá considerar que no contribuye a resistir cargas verticales
- Factor de rigidez efectiva para análisis lineal: Se usará un factor de rigidez efectiva para el muro encamisado igual a 0.5, como se señala en 3.1.1 de la NTC-Mampostería. En el cálculo de la rigidez lateral del muro, se aceptará incluir la aportación del mortero o concreto del encamisado. Si se prevé su agrietamiento, se deberá considerar en los cálculos
- Continuidad: El encamisado de los muros de mampostería se deberá extender a los muros transversales. Igualmente, el encamisado deberá rodear las aberturas en el muro.

Comentario:

En todas las técnicas de rehabilitación de muros de mampostería se ha de evitar generar una excentricidad o una distribución inadecuada que pueda conducir a generar torsión en los muros e incluso fallas fuera de plano.

La Norma requiere considerar el efecto del agrietamiento en la rigidez de los muros. Aún sin exhibir daños moderados o severos, es altamente probable que el muro haya experimentado agrietamientos ligeros que reducen sensiblemente la rigidez lateral de muros de mampostería. Una manera sencilla de considerar el agrietamiento es mediante la reducción del área resistente a cortante. Este criterio se basa en suponer que el muro tiene un comportamiento controlado por fuerza cortante.

Respecto a las demás técnicas mencionadas anteriormente, deberán tomarse en consideración los siguientes puntos como requisitos de análisis:

a) *Encamisado con bandas y placas de acero*

Al emplear bandas de acero, el ancho y espesor de éstas se seleccionarán en función de la resistencia contra el pandeo lateral; el ancho de las bandas está en función del aseguramiento de la fluencia de la sección bruta, antes de la fractura en la sección neta donde se ubiquen los conectores.

La técnica de encamisado con placas de acero sólo ha sido probada en muros diafragma. Dado lo anterior, para asegurar en el análisis la completa contribución de la placa de acero es necesario prevenir la falla por fuerza cortante en las columnas.

b) *Encamisado con bandas de polipropileno*

Es necesario considerar, tanto para el análisis como para el diseño, que las bandas de polipropileno poseen una resistencia relativamente baja, en comparación con la resistencia de un material como la mampostería. Debido a esto, se debe considerar que, al implementar esta técnica, el aumento de resistencia en los muros puede considerarse menor en comparación con otras técnicas.

c) *Encamisado con compuestos de polímeros reforzados con fibras (CPRF)*

Dado que el incremento de rigidez en la estructura al colocar CPRF es bajo, se recomienda para el análisis que sólo se considere el momento de inercia y el área de corte del muro sin rehabilitar.

d) *Encamisado con textiles estructurales*

En muros en los que se emplee esta técnica el modo de comportamiento deseable deberá considerar la falla de la mampostería en compresión o la falla de las fibras textiles en tensión.

Los mecanismos de falla que pueden formarse en la interacción de la mampostería con el encamisado textil son:

- 1) Deslizamiento entre la mampostería y el encamisado textil debido a una falla por corte en la mampostería
- 2) Deslizamiento entre la mampostería y el encamisado textil debido a una falla por corte en la matriz inorgánica
- 3) Deslizamiento de la fibra
- 4) Rotura de la fibra.

e) Encamisado con morteros reforzados con fibras

De estudios realizados por Flores et al. (2012), se ha propuesto estimar la resistencia de muros rehabilitados mediante encamisado con fibras de acero considerando la aportación de la mampostería a resistir fuerza cortante en conjunto con la contribución del recubrimiento de mortero con fibra. Flores et al. (2012) propone obtener la aportación del mortero con fibra a la resistencia mediante la siguiente ecuación:

$$V_{mor} = \sqrt{f_b'} t_{mor} L_m$$

Para la estimación de la rigidez, Flores et al. (2012) proponen considerar dentro del momento de inercia y el área de corte, una sección transformada de los castillos (en caso de que estos existan) y de la capa de mortero.

9.9.4 Requisitos de diseño

9.9.4.1 Para la técnica de encamisado de malla de alambre soldado deberán considerarse lo requerido en 9.9.4.2 a 9.9.4.5.

9.9.4.2 Materiales

9.9.4.2.1 Se deberá cumplir con a) a e):

- a) Las mallas de alambre soldado deberán cumplir con NMX-B-290-CANACERO-2013
- b) Si el encamisado es a base de mortero de cemento, éste deberá ser de tipo I según la NTC-Mampostería, con una resistencia mínima especificada a la compresión de 12.5 MPa (125 kg/cm²). Se aceptará el uso de fibras de vidrio para el repellado de mortero de acuerdo con la dosificación del fabricante
- c) Si se emplea concreto para el encamisado, se usará concreto Clase 1 con una resistencia mínima especificada a la compresión de 25 MPa (250 kg/cm²) (véase 2.2. de la NTC-Concreto)
- d) Si se emplean clavos para conectar la malla de alambre soldado a la mampostería, éstos deberán tener una longitud mínima de 50 mm
- e) Si se emplean conectores instalados mediante carga explosiva de potencia controlada, el tipo de carga (o de potencia) se determinará a partir de las recomendaciones impresas del fabricante y mediante ensayos en sitio para verificar que la potencia sea la adecuada.

9.9.4.3 Requisitos geométricos

9.9.4.3.1 Se cumplirá, según aplique, con a) o b):

- a) El espesor mínimo del mortero del encamisado será de 15 mm
- b) El espesor mínimo del concreto del encamisado será de 35 mm.

9.9.4.4 Resistencia a fuerza cortante

9.9.4.4.1 Se deberán considerar a) y b):

- a) Tipo de refuerzo y cuantías de acero. Para el diseño del refuerzo en la malla de alambre soldada, así como del mortero a emplear en el encamisado, se deberá contemplar lo siguiente:
 - 1) Las mallas que se utilizarán para el encamisado deberán tener en ambas direcciones, la misma área de refuerzo por unidad de longitud
 - 2) El esfuerzo de fluencia para diseño no deberá ser mayor que 500 MPa (5 000 kg/cm²)
 - 3) Las mallas se anclarán y detallarán como se señala en 4.2.6.3 y 4.2.7.7 de la NTC-Mampostería. No se permite el uso de separadores o silletas entre la malla y el muro de mampostería

- 4) Las mallas deberán ser continuas a lo largo del muro. No se permitirá traslapar las mallas en ninguna sección vertical del muro
 - 5) En caso de que se necesite traslapar los alambres verticales de la malla, el traslape entre los alambres transversales extremos no será menor que dos veces la separación entre alambres transversales más 50 mm, de acuerdo con 4.2.7.7 de la NTC-Mampostería
 - 6) Las cuantías mínimas y máximas del refuerzo deberán cumplir las establecidas en 6.5.4.2 de la NTC-Mampostería.
- b) Diseño de la malla de alambre soldado
- 1) El diseño de la malla para resistir fuerza cortante se hará de conformidad con 6.5.4.3 de la NTC-Mampostería
 - 2) Se considerará que la malla se colocará en contacto directo con la mampostería.

Comentario:

Para las técnicas mencionadas anteriormente, es recomendable tomar cuenta los siguientes requisitos de diseño:

a) Encamisado con bandas y placas de acero

La separación entre conectores colocados para anclar las bandas a la mampostería es función de que logre evitarse el pandeo de las bandas. Se recomienda separación mínima entre conectores de 150 mm y máxima de 200 mm.

b) Encamisado con bandas de polipropileno

Las diferencias en el comportamiento de los muros que sean rehabilitados con esta técnica pueden variar en función de los siguientes puntos:

- La presencia del recubrimiento ya sea de mortero de cemento o de concreto;

- La correcta adherencia entre el recubrimiento y la mampostería;

- La variabilidad de las propiedades de los muros y la rehabilitación en sí, debido al efecto de mano de obra;

- El empleo de conectores para unir las bandas de polipropileno a la mampostería.

c) Encamisado con compuestos de polímeros reforzados con fibras (CPRF)

El diseño y la disposición de las bandas o láminas de CPRF se sugiere considerar las zonas del muro donde existe la mayor concentración de esfuerzos, así como las posibles regiones donde se pueden aplastar y/o desprender las piezas debido a carga lateral.

Se sugiere tomar en cuenta que el agrietamiento por fuerza cortante en los muros estará controlado por la disposición de las bandas o láminas de CPRF adheridas a la superficie de la mampostería, ya que éstas trabajan de forma unidireccional, por lo que su orientación depende de la característica estructural que se busque mejorar. Es recomendable, de acuerdo con Zheng et al. (2018), modelar las bandas de CPRF como puntales sometidos a tensión uniaxial. Así mismo, el ancho de las bandas que sean colocadas puede asimilarse al ancho calculado de los puntales, de esta manera, los puntales pueden soportar grandes deformaciones antes de que fallen las bandas de CPRF.

En ACI 440.7R-10, se sugiere hacer un análisis previo de las condiciones de configuración estructural existentes para determinar si es práctico o no, implantar esta técnica en los muros de mampostería. Estas sugerencias se muestran en la tabla C9.9.4.4.1.

d) Encamisado con mortero reforzado con fibras

Para el diseño de la técnica de encamisado con morteros reforzados con fibras se recomienda aplicar lo indicado en ACI PRC-544.4-18.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

Tabla C9.9.4.4.1 – Limitaciones del uso de bandas de CPRF en la rehabilitación de muros de mampostería (ACI 440.7R-10).

Tipo de pieza	Características del muro	Condiciones del encamisado con CPRF
Piezas huecas	$t_{muro} \leq 200 \text{ mm}$ Celdas rellenas o parcialmente rellenas de mortero separadas entre sí a más de 1.20 m	Aceptable encamisar una cara del muro
	$t_{muro} \leq 200 \text{ mm}$ Celdas rellenas o parcialmente rellenas de mortero separadas entre a una distancia menor o igual que 1.20 m	Necesario encamisar ambas caras del muro
	$250 \text{ mm} \leq t_{muro} \leq 300 \text{ mm}$ Celdas rellenas o parcialmente rellenas de mortero separadas a más de 1.50 m	Necesario encamisar ambas caras del muro
	$250 \text{ mm} \leq t_{muro} \leq 300 \text{ mm}$ Celdas rellenas o parcialmente rellenas de mortero separadas a una distancia menor o igual que 1.50 m	Uso de CPRF no recomendable
Piezas macizas	$t_{muro} > 300 \text{ mm}$ Celdas huecas o parcialmente rellenas	Uso de CPRF no recomendable
	$t_{muro} \leq 100 \text{ mm}$ Muros con una sola hilada de piezas	Aceptable encamisar una cara del muro
	$t_{muro} \leq 200 \text{ mm}$ Muros con dos hiladas de piezas	Necesario encamisar ambas caras del muro
	$t_{muro} > 200 \text{ mm}$ Muros con varias hiladas de piezas	Uso de CPRF no recomendable

9.9.5 Parámetros de modelación y criterios numéricos de aceptación para procedimientos no lineales en muros de mampostería rehabilitados

9.9.5.1 Para la modelación y aceptación de muros de mampostería rehabilitados mediante malla de alambre soldado usando procedimientos no lineales de análisis en un enfoque de diseño por desempeño se permitirá usar los valores de la tabla 9.9.5.1.

Tabla 9.9.5.1 – Parámetros de modelación de muros de mampostería rehabilitados mediante encamisado con malla de alambre soldado, según el modo de comportamiento

Modo de comportamiento: cortante ^[1]									
Modalidad	Tipo de pieza	H/L	Daño previo	δ_{cr}	δ_{max}	δ_{ult}	V_{cr}	V_{max}	V_{ult}
M. Confinada	Hueca (arcilla)	≤ 1	Sí	0.001	0.003	0.006	0.75	1.13	0.94
Modo de comportamiento: tensión diagonal ^[2]									
Modalidad	Tipo de pieza	H/L	Daño previo	δ_{cr}	δ_{max}	δ_{ult}	V_{cr}	V_{max}	V_{ult}
M. Confinada	Maciza (arcilla)	≤ 1	Sí	0.001	0.006	0.010	0.33	0.69	0.51
		≤ 1	No	0.001	0.005	0.010	0.56	0.95	0.86
	Hueca (arcilla)	≤ 1	No	0.001	0.006	0.009	0.36	0.68	0.45
Modo de comportamiento: flexión									
Modalidad	Tipo de pieza	H/L	Daño previo	δ_{cr}	δ_{max}	δ_{ult}	V_{cr}	V_{max}	V_{ult}
M. Simple	Maciza (arcilla)	≤ 1	Sí	0.001	0.003	0.006	1.26	1.54	1.14
		> 1	Sí	0.001	0.007	0.009	0.80	1.37	1.36
Modo de comportamiento: aplastamiento									
Modalidad	Tipo de pieza	H/L	Daño previo	δ_{cr}	δ_{max}	δ_{ult}	V_{cr}	V_{max}	V_{ult}
M. Diafragma	Maciza (concreto)	≤ 1	No	0.001	0.004	0.008	0.88	1.30	1.06
Modo de comportamiento: deslizamiento									
Modalidad	Tipo de pieza	H/L	Daño previo	δ_{cr}	δ_{max}	δ_{ult}	V_{cr}	V_{max}	V_{ult}
M. Confinada	Maciza (arcilla)	≤ 1	No	0.002	0.007	0.015	0.72	1.14	0.97
		≤ 1	Sí	0.002	0.006	0.01	0.58	1.03	0.82
	Maciza (concreto)	≤ 1	Sí	0.001	0.005	0.010	0.84	1.15	1.07
M. Reforzada interiormente	Maciza (concreto)	≤ 1	No	0.001	0.005	0.006	0.60	0.69	0.58

^[1] El modo de comportamiento de cortante en un muro de mampostería se caracteriza por la formación de grietas siguiendo las juntas de mortero. Usualmente se señala a este agrietamiento que tiene forma de “escalera”

^[2] El modo de comportamiento controlado por tensión diagonal se expresa en forma de grietas inclinadas que atraviesan piezas y juntas de mortero.

Tabla 9.9.5.2 – Criterios de aceptación para el diseño por desempeño de muros de mampostería rehabilitados mediante encamisado con malla de alambre soldado, según el modo de comportamiento

Modo de comportamiento: cortante ^[1]						
Modalidad	Tipo de pieza	H/L	Daño previo	OI	SV	PC
M. Confinada	Hueca (arcilla)	≤1	Sí	0.0015	0.0045	0.006
Modo de comportamiento: tensión diagonal ^[2]						
Modalidad	Tipo de pieza	H/L	Daño previo	OI	SV	PC
M. Confinada	Maciza (arcilla)	≤1	Sí	0.003	0.0075	0.010
		≤1	No	0.0025	0.0075	0.010
	Hueca (arcilla)	≤1	No	0.003	0.0068	0.009
Modo de comportamiento: flexión						
Modalidad	Tipo de pieza	H/L	Daño previo	OI	SV	PC
M. Simple	Maciza (arcilla)	≤1	Sí	0.0015	0.0045	0.006
		>1	Sí	0.0035	0.0068	0.009
Modo de comportamiento: aplastamiento						
Modalidad	Tipo de pieza	H/L	Daño previo	OI	SV	PC
M. Diafragma	Maciza (concreto)	≤1	No	0.002	0.006	0.008
Modo de comportamiento: deslizamiento						
Modalidad	Tipo de pieza	H/L	Daño previo	OI	SV	PC
M. Confinada	Maciza (arcilla)	≤1	No	0.0035	0.0113	0.015
		≤1	Sí	0.003	0.0075	0.010
	Maciza (concreto)	≤1	Sí	0.0025	0.0075	0.010
M. Reforzada interiormente	Maciza (concreto)	≤1	No	0.0025	0.0045	0.006

^[1] El modo de comportamiento de cortante en un muro de mampostería se caracteriza por la formación de grietas siguiendo las juntas de mortero. Usualmente se señala a este agrietamiento que tiene forma de “escalera”.

^[2] El modo de comportamiento controlado por tensión diagonal se expresa en forma de grietas inclinadas que atraviesan piezas y juntas de mortero.

Comentario:

Los parámetros de modelación y los valores del criterio de aceptación se derivaron del estudio de resultados de ensayos de laboratorio de muros rehabilitados mediante mallas de alambre soldado (Ramírez, 2022). Para cada prueba se construyó su curva envolvente o esqueleto. Estas curvas se definieron por tres puntos: el primer agrietamiento inclinado en la mampostería (V_{agr}), la resistencia máxima a cortante ($V_{m\acute{a}x}$), y la resistencia última igual a 0.8 veces $V_{m\acute{a}x}$, o bien el asociado a la falla del muro (V_{ult}), cada uno asociado a su distorsión, como se muestra en la fig. C9.9.5.1 para mampostería confinada. Las curvas envolventes fueron promediadas; los valores promedio son los indicados en la tabla 9.9.5.1 en función de la modalidad de mampostería, tipo de pieza, relación de aspecto del muro y si tiene daño o no.

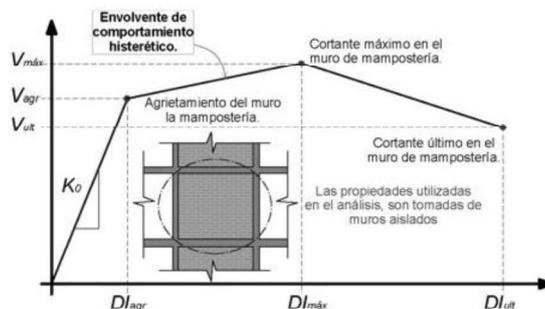


Figura C9.9.5.1 – Curva de comportamiento para mampostería confinada (Flores y Alcocer, 2001)

9.10 Adición de muros de concreto

9.10.1 Demandas de resistencia, rigidez y capacidad de deformación inelástica para diseño sísmico

9.10.1.1 Los muros se deberán instalar de modo que no alteren significativamente el funcionamiento del edificio y que no induzcan excentricidades en planta o cambios bruscos de rigidez y resistencia en la altura de la estructura.

9.10.1.2 Se deberá revisar que, ante la adición de muros, se requiera la rehabilitación de otros elementos estructurales, como es el caso de las columnas existentes a las cuales se conectará el nuevo muro, así como elementos de la cimentación.

9.10.2 Consideraciones generales

9.10.2.1 En el diseño de los nuevos muros para una estructura rehabilitada se deberá considerar la jerarquía de modos de comportamiento, de modo de promover la ocurrencia de modos de comportamiento dúctiles. Cuando ello no sea posible, como en el caso de muros robustos, se deberá revisar que la falla por corte de los muros no desencadene la inestabilidad local o total del edificio.

9.10.2.2 Se deberá diseñar y construir un mecanismo de transmisión de esfuerzos de cortante entre el nuevo muro y la estructura existente mediante anclas o conectores postinstalados, llaves de corte, o anclando el nuevo refuerzo en elementos existentes.

Comentario:

Esta técnica consiste en la colocación de muros de concreto para incrementar la rigidez y resistencia lateral de la estructura existente (Moctezuma 2022). Con ellos se logra obtener una capacidad de deformación adecuada. Es muy probable que la adición de muros obligue a incrementar la capacidad de la cimentación, tanto en el aspecto geotécnico como estructural. En todo caso, es crítica la unión del muro nuevo con la cimentación existente de modo que el muro pueda desarrollar su capacidad de diseño. Los nuevos muros de concreto se pueden clasificar en muros patín, muros completos, muros diafragma o incrementos de espesor (encamisados) de los muros existentes.

El diseño de la rehabilitación dependerá del modo de comportamiento de la estructura existente que se haya identificado como resultado de la evaluación estructural hecha de conformidad con el Capítulo 3 de esta Norma.

Los edificios que se pueden rehabilitar mediante la adición de muros de concreto son:

- a) Edificios que tengan una insuficiente rigidez y/o resistencia lateral*
- b) Los que tienen pisos suaves o flexibles*
- c) Edificios con muros de concreto que deberán ser reforzados*
- d) Edificios con asimetrías en la distribución de elementos resistentes y que pueden exhibir vibraciones de torsión.*

Con la adición de muros de concreto se puede:

- a) Incrementar la resistencia y la rigidez laterales*
- b) Reducir excentricidades, en especial en la planta del edificio*
- c) Mitigar cambios bruscos de distribución de rigidez y resistencia en la altura*
- d) Combinaciones de los anteriores.*

Los muros de concreto se pueden clasificar de la siguiente forma:

- a) Muros patín*

Los muros patín son segmentos cortos de muros unidos a las caras laterales de la columna diseñados para incrementar su resistencia lateral. Se utilizan para aumentar la resistencia a cortante de la columna, cambiando el modo de comportamiento controlado por las columnas a uno controlado por las vigas. La colocación del muro patín obliga a revisar las vigas (y tal vez rehabilitarlas) de modo que exhiban un comportamiento dúctil controlado por flexión. Se sugiere examinar la resistencia a cortante de la viga y, en su caso, incrementarla, puesto que el claro libre de las vigas se reduce por la longitud del muro patín. También se pueden usar en edificios a base de losas planas; en este caso, se recomienda revisar la resistencia a cortante en dos direcciones de la losa suponiendo que el perímetro crítico de cortante es el delimitado por el extremo de los nuevos segmentos de muro.

Los muros patín pueden ser colados en obra o prefabricados. Los muros patín son más apropiados donde las vigas son excéntricas a las columnas, ya que facilitan el paso del refuerzo longitudinal a través del sistema de piso o viga, según sea el caso. Se han de colocar los muros de manera simétrica en planta y deberán ser continuos en la altura para evitar una distribución no uniforme de la resistencia y rigidez de los marcos. Es recomendable que el eje del muro patín se encuentre alineado con el eje de la columna y se coloquen dos muros simétricos en cada lado de la columna. Para unir el segmento de muro con la columna es posible anclar el refuerzo horizontal del muro en la columna existente o en el encamisado de la columna (fig. C9.10.2.2).

El comportamiento de muros patín está determinado por la calidad en la colocación y compactación del concreto del nuevo muro. Por ello, en el diseño de la cimbra y mezcla se considera evitar aire atrapado, oquedades, segregación, entre otros, o bien que se use concreto autocompactante.

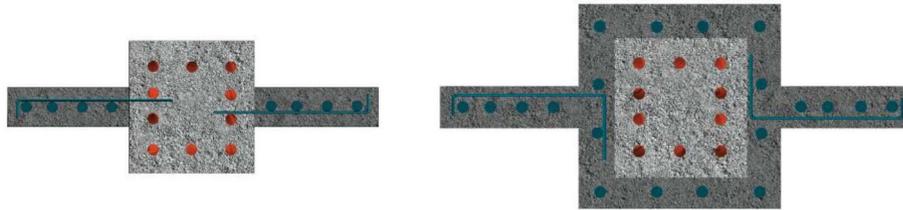


Figura C9.10.2.2 - Conexión de los segmentos de muro con la columna existente: a) anclaje del refuerzo horizontal en la columna; b) anclaje del refuerzo horizontal del muro en el encamisado de la columna. Fuente: INIFED (2021d) con base en Terán (2009)

b) Muros completos

Son muros que tienen una longitud igual a la de la crujía del marco. Los muros pueden ser construidos en el sitio con concreto convencional o concreto lanzado. Se pueden construir con paneles prefabricados de distintas dimensiones. Los muros pueden ser:

- 1) Concéntricos, cuando su eje longitudinal es colineal con el eje del marco y su refuerzo es continuo en la altura a través del sistema de piso (el comportamiento de muros concéntricos está determinado por la calidad en la colocación y compactación del concreto del nuevo muro)
- 2) Excéntricos, cuando se instalan por fuera de la estructura original y su refuerzo es continuo en la altura del edificio
- 3) Diafragma, son similares a los concéntricos pero su refuerzo vertical no es continuo en la altura del edificio.

c) Muros diafragma

La conexión es determinante para que se logre un trabajo monolítico entre ambos elementos. En caso de que ocurra un deslizamiento significativo en la unión entre el muro diafragma y la viga o la cimentación se podría provocar una falla prematura del espécimen.

9.10.2.1 Incremento de espesor de muros existentes

9.10.2.1.1 En caso de añadir un muro sobre un muro existente, se deberán conectar ambos con conectores o anclas diseñados para resistir el cortante rasante (véase 9.5 de esta Norma).

9.10.2.2 Cimentación

9.10.2.2.1 Se deberá revisar la capacidad estructural de la cimentación y la resistencia del suelo debido al incremento de peso del edificio por la adición de los muros, así como por el cambio en las demandas por sismo (carga axial y momento). Igualmente se deberá diseñar el anclaje del nuevo muro a la cimentación de modo que sea capaz de desarrollar el esfuerzo especificado de fluencia. Si se espera que ocurran deformaciones inelásticas en la base del muro, el anclaje del refuerzo vertical del nuevo muro deberá ser capaz de resistir $1.25f_y$.

9.10.3 Requisitos de análisis

9.10.3.1 Se deberán satisfacer a) a d):

- a) Carga axial. Para fines de diseño se considerará que la carga axial en el muro añadido es nula; se podrá considerar su peso propio. Ante nuevas demandas sísmicas, las fuerzas axiales en las columnas, convertidas ahora en elementos de borde del muro, aumentarán o disminuirán en función de la flexión que resista el nuevo muro conectado a ellas. Se deberán considerar estos cambios en las cargas axiales de las columnas existentes en el diseño.
- b) Comportamiento monolítico. Se deberán revisar las conexiones para asegurar un mecanismo de transferencia de carga
- c) Restricción a flexión. Se deberá revisar la posible restricción a la deformación global a flexión de los nuevos muros por parte de sistemas de piso o vigas de gran peralte, como las descritas en 6.3.8 de la NTC-Concreto
- d) Factor de rigidez relativa para análisis lineal. Se usará un factor de rigidez efectiva de conformidad con 7.3.1.2.2 de esta Norma.

9.10.4 Requisitos de diseño

9.10.4.1 Alcances y requisitos generales

9.10.4.1.1 Se aplicará lo requerido en 8.7 de la NTC-Concreto. Adicionalmente, se cumplirá con a) a i):

- a) El espesor mínimo de los muros no será menor que 150 mm ni que 0.06 veces la altura no restringida lateralmente. En muros diafragma, el ancho del muro no será mayor que el ancho de la viga del marco existente
- b) Separación entre barras de refuerzo. La separación libre entre barras paralelas deberá cumplir 14.2 de la NTC-Concreto
- c) Tamaño máximo de agregado. El tamaño nominal máximo del agregado, deberá satisfacer 14.2 de la NTC-Concreto
- d) Paquete de barras. No se permitirán paquetes de barras en el alma del muro. Se permitirá formar paquetes de dos barras en los elementos de borde de un muro
- e) Recubrimiento. El recubrimiento libre de toda barra de refuerzo cumplirá con 4.13 y 4.14 de la NTC-Concreto
- f) La resistencia del concreto no será menor que 25 MPa (250 kg/cm²), ni menor que la resistencia de la estructura existente. El concreto deberá ser Clase 1
- g) Si se emplean morteros o concretos con fibras de acero o plásticas, se deberán dosificar las fibras de modo que su contribución a resistir fuerza cortante sea equivalente a la contribución de barras de acero de refuerzo convencional. Si se emplean fibras de acero, el contenido de fibras deberá ser al menos igual a 0.4 kN/m³ (40 kg/m³) y la relación de aspecto de la fibra (longitud/ diámetro) mayor que 50 y menor que 100, a menos de que se justifique ante el Corresponsable un contenido y relaciones de aspecto distinto. Adicionalmente, las fibras deberán cumplir con los requerido en 2.3.4 de la NTC-Concreto
- h) Se deberá diseñar la cimbra y la mezcla de modo de evitar aire atrapado, oquedades, segregación, entre otros
- i) Si la construcción de un muro diafragma se realiza con concreto lanzado se deberá revisar que no queden huecos y fisuras, particularmente detrás del refuerzo y de las anclas. Las fisuras se pueden reparar con resina epoxi y los huecos con mortero fluido.

9.10.4.2 Momentos flexionantes de diseño

9.10.4.2.1 Se aplicará lo establecido en 8.7 de la NTC-Concreto.

9.10.4.3 Flexión y flexocompresión

9.10.4.3.1 Se aplicará lo establecido en 8.7.3 de la NTC-Concreto con excepción del límite inferior del espesor para edificios Clase C.

9.10.4.3.2 Se aceptará usar el método optativo de 6.5.5.1.2 de la NTC-Concreto para edificios Clase C. En ellos se concentrará el acero a tensión en una longitud igual a $0.20L_m$, donde L_m es la longitud del muro.

9.10.4.3.3 En los muros concéntricos y excéntricos, el refuerzo longitudinal deberá ser continuo en toda la altura del muro, pasando por la losa y las vigas, de preferencia sin traslapes. Este refuerzo se deberá anclar a la cimentación, de modo que sea capaz de desarrollar su esfuerzo especificado de fluencia. Se deberán diseñar elementos de refuerzo en los extremos de los muros. Estos elementos de refuerzo deberán contar con refuerzo transversal con la cuantía y separaciones necesarias para confinar el concreto sujeto a compresión y así evitar el aplastamiento del concreto, así como evitar o retrasar el pandeo del acero a compresión. Es frecuente que la adición de muros incluya el encamisado de las columnas extremas, en cuyo caso trabajarán como elementos de refuerzo del muro.

9.10.4.3.4 Si no se encamisan las columnas, el refuerzo horizontal del muro se deberá unir a las columnas existentes por medio de traslapes con anclas ahogadas en el marco. Optativamente, con objeto de confinar la zona del traslape entre el acero de refuerzo del nuevo muro y las anclas de unión, se deberá colocar refuerzo transversal en los extremos del muro (como parte de los elementos de refuerzo) o refuerzo helicoidal (adyacente a las caras de las columnas). El paso del refuerzo helicoidal será de 50 mm. La longitud de traslape será calculada con 14.5 de la NTC-Concreto, suponiendo un índice de refuerzo transversal, igual a cero, a menos que se coloque refuerzo helicoidal, en cuyo caso se deberá calcular el índice de refuerzo transversal.

Comentario:

Estudios experimentales han demostrado que este tipo de conexión es suficiente para lograr una adecuada transmisión de fuerzas entre el nuevo muro y la estructura existente (Moctezuma, 2022).

9.10.4.3.5 Se deberá incluir un elemento de borde en cada extremo del muro o del segmento de muro (se entiende por segmento de un muro a la porción de éste entre aberturas o entre una abertura y un borde vertical, como el caso de un muro patín) de acuerdo con 8.7.7 de la NTC-Concreto y con las siguientes características:

- El elemento de borde se extenderá en una distancia de $0.20L_m$ a partir de la fibra extrema en compresión. El elemento de borde podrá incluir parte o toda la columna existente o la columna existente y parte del alma del nuevo muro. Si se encamisan las columnas, el elemento de borde podrá incluir parte o toda la columna encamisada o la columna encamisada y parte del alma del nuevo muro
- Cuando el muro se conecte a una columna existente, se deberá revisar que la columna resista la fuerza de compresión y tensión producto de la flexión conjunta marco existente-nuevo muro debida al sismo, en adición a la carga axial que obra sobre la columna al momento de conectar el nuevo muro
- El refuerzo transversal en el elemento de borde deberá estar formado por estribos hechos por dos piezas, sencillos o sobrepuestos, de diámetro no menor que no.3 y con dobleces estándar como se requiere en 14.3 de la NTC-Concreto. Puede complementarse con grapas del mismo diámetro que los estribos, separadas igual que éstos a lo largo del miembro. Cada extremo de una grapa deberá abrazar a una barra longitudinal de la periferia con un doblez de, al menos, 135 grados seguido de un tramo recto de al menos seis diámetros de la grapa, pero no menor que 80 mm
- Si el elemento de borde del muro es una columna existente, se deberá revisar que se cumplen los incisos a) a c) inmediatos anteriores.

Comentario:

En la fig. C910.4.3.5 se muestra un ejemplo del refuerzo de un muro de concreto añadido a una estructura.

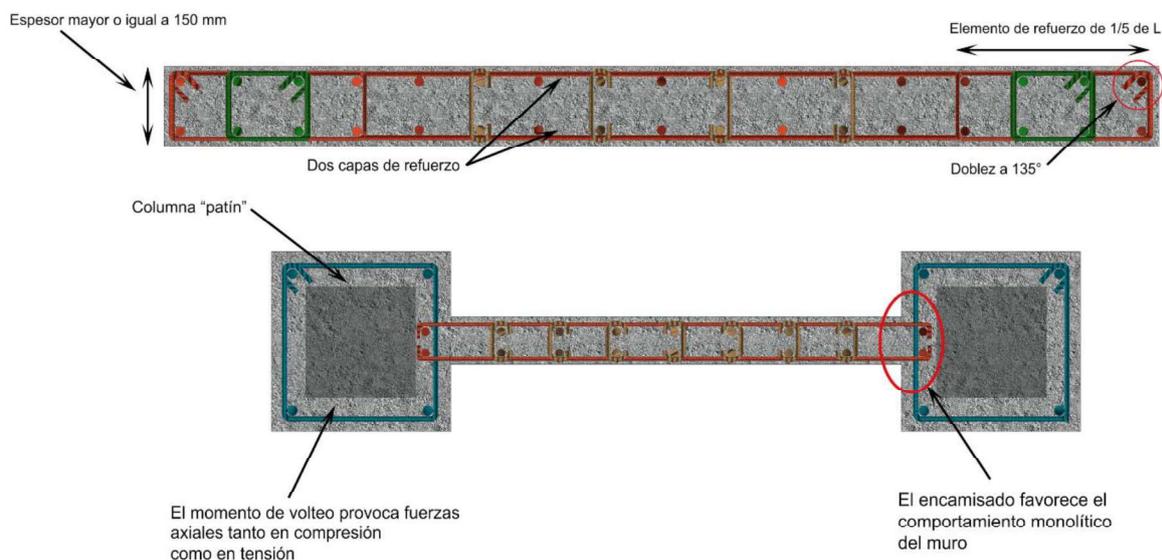


Figura C9.10.4.3.5 - Elemento de borde en cada extremo del muro o del segmento de muro. Fuente: INIFED (2021d) con base en Terán (2009)

9.10.4.3.6 Si el muro adicionado se espera que falle por flexocompresión y no se encamisan las columnas adyacentes, se afectará su resistencia a flexocompresión calculada con la NTC-Concreto por un factor de reducción de 0.8 (adicional al factor de resistencia F_R). Cuando se encamisan las columnas, no será necesario ajustar con un factor de reducción.

Comentario:

En 9.10.4.3.6 se pide reducir la resistencia calculada en 20 por ciento ya que se ha observado en ensayos de laboratorio que la resistencia de estructuras rehabilitadas con muros es 0.8 veces la resistencia calculada considerando un comportamiento monolítico del marco rehabilitado (Moctezuma, 2022).

9.10.4.4 Fuerza cortante

9.10.4.4.1 Se aplicará lo establecido en 8.7.5 de la NTC-Concreto.

9.10.4.4.2 Las cuantías de p_l y p_t no serán menores que 0.0025.

9.10.4.4.3 El refuerzo se colocará uniformemente distribuido con separación no mayor que 350 mm. Se pondrán dos capas, cada una próxima a la cara correspondiente del muro.

9.10.4.4.4 El refuerzo horizontal de muros deberá cumplir con a) o b):

- a) Anclar en las columnas extremas de manera que pueda alcanzar el esfuerzo especificado de fluencia
- b) Traslaparse con anclas o conectores instalados a posteriori en las columnas existentes. El traslape se diseñará de conformidad con 14.5 de la NTC-Concreto, suponiendo un índice de refuerzo transversal, K_{tr} , igual a cero. Se aceptará confinar la zona del traslape por medio de refuerzo helicoidal (zunchos) con paso máximo de 50 mm. En este caso, se aceptará calcular la longitud de traslape con K_{tr} que considere el refuerzo helicoidal (zuncho). A lo largo de la unión entre el nuevo muro y la columna, se tratará toda la superficie de la columna hasta lograr una rugosidad de 6 mm (0.25 pulg).

9.10.4.4.5 El refuerzo vertical de muros deberá cumplir con a) y b):

- a) Anclarse en la cimentación de la estructura de manera que pueda desarrollar el esfuerzo especificado de fluencia
- b) Colocarse continuo en la altura del edificio o bien unirse, mediante traslapes, con anclas o conectores postinstalados en las vigas existentes. El traslape se diseñará de conformidad con 14.5 de la NTC-Concreto, suponiendo un índice de refuerzo transversal, K_{tr} , igual a cero. Se aceptará confinar la zona del traslape por medio de refuerzo helicoidal con paso máximo de 50 mm. En este caso, se aceptará calcular la longitud de traslape con K_{tr} que considere el refuerzo helicoidal (zuncho). A lo largo de la unión entre el nuevo muro y la viga, se preparará toda la superficie de la viga hasta lograr una rugosidad de 6 mm (0.25 pulg).

9.10.4.4.6 En ningún caso se aceptará soldar el refuerzo del nuevo muro al refuerzo existente, ni a las anclas o conectores postinstalados.

9.10.4.4.7 Se deberá revisar que la resistencia a cortante del muro sea menor que la resistencia a cortante rasante del muro con el marco existente.

9.10.4.4.8 Se deberá revisar la resistencia a cortante por fricción en el desplante del muro, de modo que sea superior a la requerida. Se deberá cumplir con 5.7 de la NTC-Concreto.

9.10.4.4.9 Se aceptará considerar la contribución de la resistencia a cortante de las columnas existentes a la resistencia a cortante del muro, si éstas no tienen daño moderado o severo y si la estructura fue diseñada con la versión de las Normas de 1987 o con una versión más reciente.

9.10.4.4.10 Las anclas y conectores postinstalados se diseñarán acuerdo con 9.5 de esta Norma.

9.10.4.4.11 No se permite unir las barras de acero horizontal del muro a lo largo del alma. Sólo se podrá traslapar las barras de acero vertical del muro, ya sea en el alma o en el elemento de refuerzo, a partir del tercer piso.

9.10.4.4.12 Se aceptará el uso de concreto con fibras metálicas para sustituir el acero horizontal y vertical del alma del muro, únicamente si las cuantías p_l y p_t son, al menos, iguales a las mínimas permitidas, es decir, 0.0025. En este caso, el contenido de fibras de acero será de 0.4 kN/m³ (40 kg/m³) y la relación de aspecto de la fibra (longitud/diámetro) mayor que 50 y menor que 100. Las fibras deberán contar con certificados expedidos por un organismo acreditado.

9.10.4.4.13 En el caso de marcos anteriores a 2017 o bien diseñados como estructuras de ductilidad baja, se deberá estudiar el encamisado de las columnas. En el diseño del encamisado se deberá considerar la resistencia a la compresión diagonal del muro diafragma por adicionar. En marcos posteriores a 2017, diseñados como de ductilidad media o alta, se deberá revisar que las columnas puedan resistir la componente horizontal de la resistencia a compresión diagonal del muro.

Comentario:

La rugosidad de 6 mm (0.25 pulg) de amplitud es equivalente a un perfil de la superficie de concreto CSP10, de acuerdo con ICRI 310.2R.

En el inciso 9.10.4.4.13 se requiere el encamisado de columnas de marcos con detallado deficiente (baja cuantía y/o alta separación de estribos, traslapes de barras longitudinales de longitud insuficiente, deficiente calidad del concreto y/o de su colocación, entre otros). Se ha observado en experimentos de laboratorio que la resistencia de marcos sin encamisar rehabilitados con muros diafragma es del orden de 30 por ciento menor que la de marcos encamisados y reforzados con muros diafragma (Moctezuma, 2022).

9.10.4.5 Muros con aberturas

9.10.4.5.1 Si el muro posee aberturas, se deberá considerar su influencia en la capacidad a flexión y cortante. Se deberá verificar que alrededor de las aberturas se pueda desarrollar un flujo de fuerzas tal que no exceda la resistencia de los materiales y que esté en equilibrio con el sistema de acciones o fuerzas internas de diseño (momentos flexionantes, cargas axiales, fuerzas cortantes). Se podrá utilizar el método de puntales y tensores del Capítulo 10 de la NTC-Concreto para diseño y detallado.

9.10.4.5.2 Para el diseño por fuerza cortante se deberán observar las siguientes consideraciones a) y b):

- a) En muros con aberturas, para evaluar la fuerza cortante que toma el concreto en los segmentos verticales entre aberturas o entre una abertura y un borde, se tomará la mayor relación altura a longitud, entre la del muro completo y la del segmento considerado. Se deberá cumplir con 6.5.7.4 y 8.7.9 de la NTC-Concreto
- b) Las aberturas deberán tomarse en cuenta al calcular las rigideces y resistencias.

9.10.4.6 Unión con el sistema de piso

9.10.4.6.1 En el caso de muros diafragma, se deberá desarrollar el refuerzo vertical del muro en los sistemas de piso inferior y superior como se explica en 9.13 de esta Norma.

9.10.4.6.2 Cuando el acero de refuerzo vertical de los muros sea continuo en la altura, se permitirá ejecutar una ranura en la losa o bien demoler parte de la viga con un ancho igual al espesor del muro. Se deberán tomar las precauciones para no dañar el acero de refuerzo original. Si es necesario, se deberá apuntalar y/o arriostrar la estructura.

9.10.4.6.3 Los muros excéntricos se pueden conectar a la estructura original por medio de encamisados de columnas y/o vigas, así como por medio de anclas con doblez a 90 grados, colocadas en la estructura original mediante resina epoxi.

9.10.4.7 Juntas de colado

9.10.4.7.1 Todas las juntas de colado cumplirán con 16.7.8 de la NTC-Concreto.

9.11 Adición de contraventeos de acero*Comentario:*

Esta técnica consiste en la colocación de elementos de acero laminados en caliente para incrementar la rigidez y la resistencia laterales de la estructura existente. Se pueden adicionar en el plano de acción de la estructura existente o externos a él.

No se recomienda combinar esta técnica de rehabilitación con otras que aumenten la rigidez considerablemente, como la adición de muros de concreto o marcos con muros diafragma de mampostería, por ejemplo. Esto porque para que un contraventeo contribuya a la resistencia y rigidez laterales, se requiere que la estructura existente se desplace lateralmente. Si esta restricción es muy alta, como en el caso de una estructura a base de muros de concreto, el contraventeo no será deformado y, por tanto, no contribuirá a la capacidad lateral.

Los edificios que pueden ser rehabilitados para mejorar su desempeño sísmico mediante la adición de contraventeos de acero son:

- a) *Edificios con columnas cuyo comportamiento está controlado por fuerza cortante y cuya falla puede afectar el desempeño sísmico de todo el edificio*
- b) *Edificios a base de marcos resistentes a momento con insuficiente resistencia y/o rigidez lateral*
- c) *Edificios con pisos débiles, usualmente en la planta baja.*

La adición de contraventeos de acero permitirá:

- a) *Incrementar la resistencia global de la estructura ante cargas laterales como las inducidas por sismo*

- b) *Aumentar la rigidez lateral global de la estructura y, consecuentemente, disminuir las demandas de desplazamiento lateral*
- c) *Colocar dispositivos de protección sísmica (disipadores de energía). Ver 9.16 de esta Norma*
- d) *Combinaciones de las anteriores.*

9.11.1 Disposición de contraventeos

9.11.1.1 Si el marco es de concreto y sus elementos tienen daño severo, se deberá rehabilitar previamente a fin de mejorar su capacidad resistente y de deformación.

9.11.1.2 No se permitirá usar contraventeos en forma de K en un entrepiso para rehabilitar el edificio.

9.11.1.3 En el caso de contraventeos en el plano, se aceptarán dos tipos de conexiones del contraventeo:

- a) Conexión directa del contraventeo a la estructura de concreto mediante placas y conectores (químicos, mecánicos, entre otros)
- b) Conexión indirecta del contraventeo a la estructura de concreto por medio de un marco metálico que se conecta por la cara interior del marco.

9.11.1.3.1 Si se conecta el contraventeo mediante una conexión directa, se deberá considerar el nivel de agrietamiento y daño del elemento o conexión, y se deberá revisar que éstos resistan las componentes vertical y horizontal de la resistencia probable (o esperada) del contraventeo.

9.11.1.3.2 Si se conecta el contraventeo mediante una conexión indirecta, se colocarán conectores soldados al marco de acero y conectores o anclas ahogadas en resina epoxi en el marco existente. Estos conectores y anclas quedarán traslapados dentro de la franja de concreto que se colará entre ambos marcos.

9.11.1.4 Se aceptará conectar el contraventeo al exterior del edificio existente si se dimensiona y detalla la conexión para comportarse de modo rígido para una fuerza igual a resistencia esperada del contraventeo.

9.11.1.5 La conexión deberá tener la capacidad de soportar la resistencia esperada del contraventeo; es decir, las fuerzas máximas que pueden desarrollar los elementos diagonales suponiendo el valor esperado del esfuerzo de fluencia.

9.11.1.6 Si la fuerza resultante esperada del contraventeo a compresión o a tensión es mayor que la resistencia del nudo o que la resistencia a fuerza cortante de la viga, losa, ábaco o columna, será necesario reforzar los elementos.

9.11.1.7 Se podrán colocar contraventeos para instalar dispositivos disipadores de energía para rehabilitación sísmica. Los contraventeos se analizarán y diseñarán de conformidad con 9.11.2 y 9.11.3 de esta Norma, respectivamente. Su construcción y supervisión satisfarán los Capítulos 11 y 12 de esta Norma.

Comentario:

En 9.11.1.1 no se permite el uso de contraventeos en forma de K en un entrepiso para evitar la concentración de daño a la mitad de la altura de la columna en la conexión del contraventeo y la columna (fig. C9.11.a). Las fuerzas de compresión y tensión que se desarrollan en los contraventeos ocasionan una elevada concentración de esfuerzos en la mitad de la columna que produciría daños por cortante severos y el acortamiento de la columna.

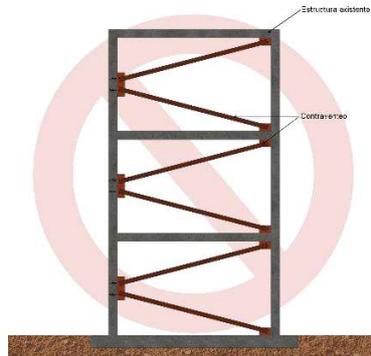
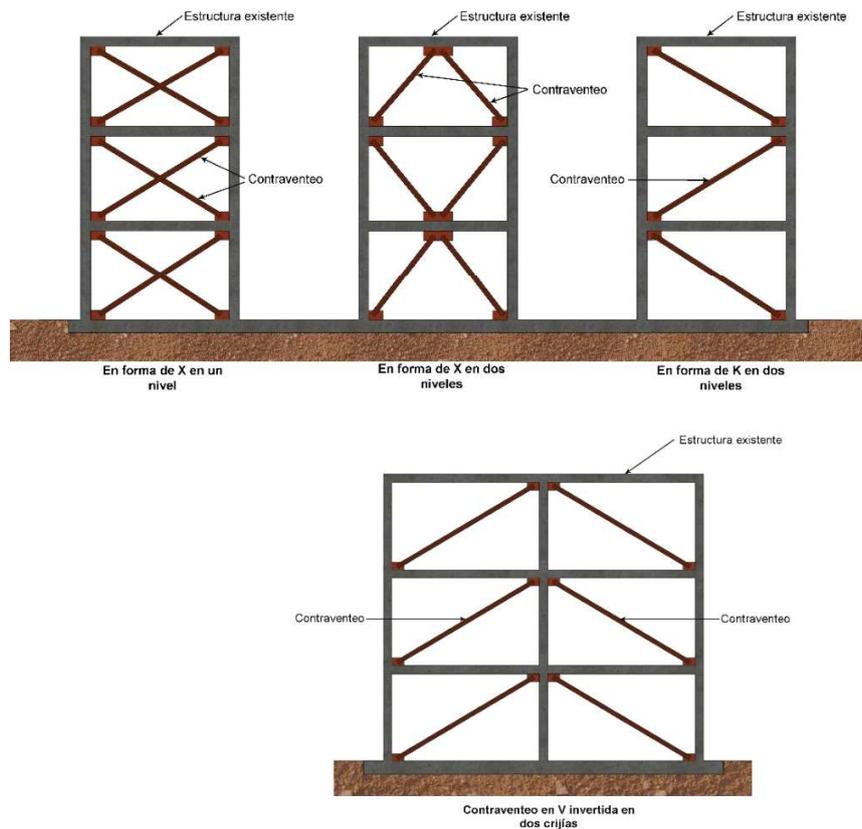


Figura C9.11.a - Contraventeo tipo K en un nivel no permitido en la rehabilitación de edificios existentes (INIFED, 2021d)

Los contraventeos metálicos pueden clasificarse según distintos criterios, como se indica en a) a c):

a) Contraventeos según su geometría

En la fig. C9.11.b se muestran los diferentes tipos de contraventeos metálicos de acuerdo con su geometría. Si la estructura tiene grandes claros, es conveniente emplear el tipo V o V invertida, debido a que se reduce la longitud no arriostrada de contraventeos y se requiere una sección de acero más pequeña. Esta solución es continua en la altura del edificio.



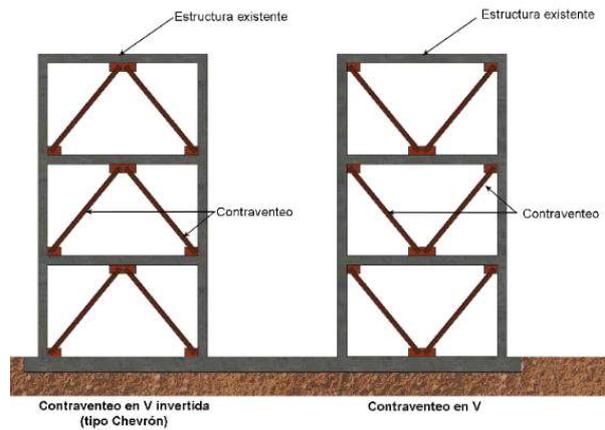


Figura C9.11.b – Contraventeos en X, K y V permitidos para la rehabilitación de estructuras (INIFED, 2021d)

b) Contraventeos según su disposición en el edificio

Los contraventeos se pueden colocar dentro del plano de la estructura existente o fuera de él (fig. C9.11.c). En el caso de contraventeos en el plano, la conexión con el marco existente se puede realizar partiendo de placas y anclas o mediante un marco de acero. Cuando por facilidad constructiva convenga, se pueden colocar los contraventeos fuera del plano de la estructura existente, la conexión ha de diseñarse para que el contraventeo adicional y la estructura existente trabajen juntos.

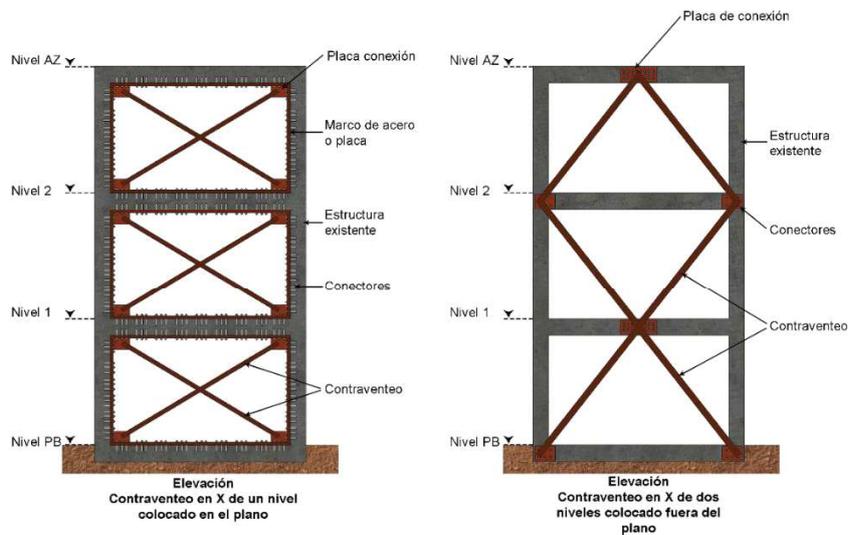


Figura C9.11.c – Elevación de contraventeos concéntricos y excéntricos (INIFED, 2021d)

Conectar los contraventeos a la estructura existente a partir de un marco de acero (fig. C9.11.d) tiene la ventaja de que el marco de acero con contraventeo puede ser fabricado en taller, con condiciones idóneas para una buena calidad de la soldadura. El marco de acero se fija al marco existente con conectores. Además, usualmente, esta técnica no requiere el reforzamiento de la estructura original.

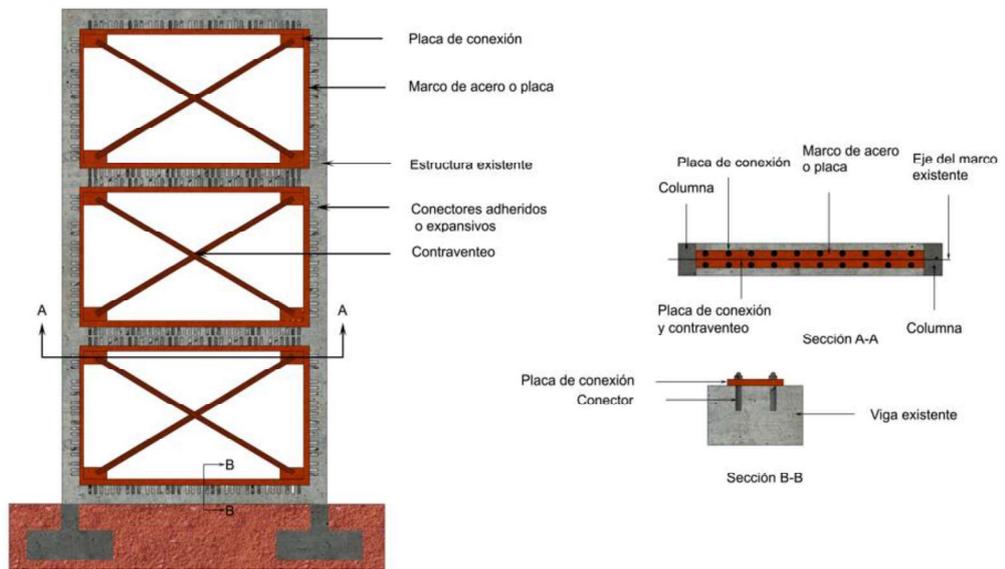


Figura C9.11.1.6.d – Contraventeo concéntrico en X conectado al marco existente por medio de un marco perimetral metálico (INIFED, 2021d)

Una variante del caso anterior consiste en conectar el marco de acero perimetral con la estructura existente de concreto mediante un marco de concreto que se construye con concreto de baja contracción (fig. C9.11.e). Esta solución tiene la ventaja de poderse fabricar en taller, eliminando la soldadura de campo. El mecanismo de transmisión de cortante entre el marco de concreto de conexión y la estructura existente consta de conectores soldados al marco metálico y de anclas ahogadas en el marco existente.

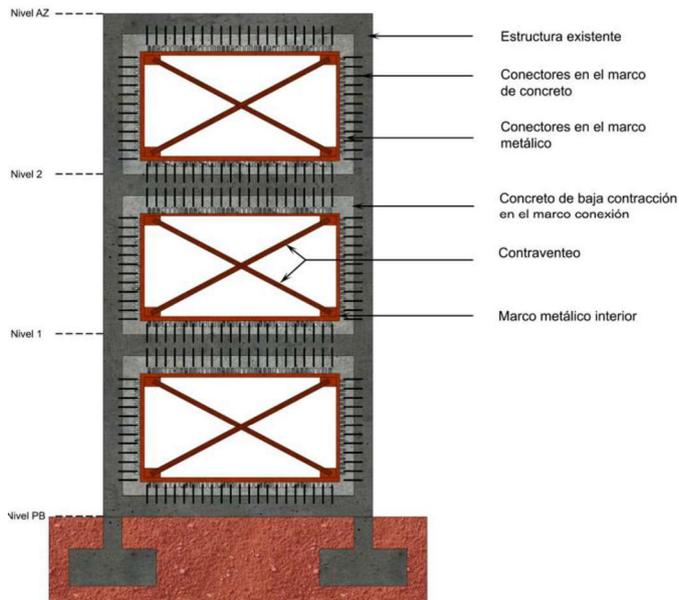


Figura C9.11.e – Contraventeo concéntrico en X dentro de la cruja de un marco de concreto (INIFED, 2021d)

c) *Contraventeos para instalar dispositivos disipadores de energía sísmica*
Usualmente, se emplean sistemas de contraventeo para instalar dispositivos disipadores de energía sísmica.

9.11.2 Requisitos de análisis

- Distorsiones máximas permitidas. Las distorsiones laterales permitidas serán las establecidas para el sistema dual formado por marcos de concreto o de acero y contraventeos de acero de ductilidad baja de 4.3 de la NTC-Sismo. Si la estructura existente es a base de losas planas, se tomarán las distorsiones laterales permitidas de un sistema dual formado por losas planas y muros de ductilidad baja indicados en 4.3.6 de la NTC-Sismo
- Método de análisis sísmico. Se analizará la estructura de acuerdo con el Capítulo 7 de esta Norma, la NTC-Sismo y la NTC-Acero. Se tendrán en cuenta las secciones agrietadas de la estructura de concreto existente según 7.3.1.2.2 de esta Norma
- Contribución de la estructura existente a resistir cargas laterales. Si la estructura fue diseñada con un reglamento anterior a la versión de 1987, se aceptará desprestigiar su contribución a la resistencia y rigidez lateral. Si se diseñó con la versión 1987 o posterior, se podrá incluir su contribución a la resistencia y rigidez lateral. En todo caso, se deberá revisar que la estructura tenga la capacidad resistente y de deformación que demanden los contraventeos. Si los elementos estructurales existentes tienen daños moderados o severos, será necesaria su rehabilitación previa
- Localización de los contraventeos nuevos en la estructura. Los nuevos contraventeos deberán minimizar los efectos torsionales globales mediante su colocación simétrica en ambos sentidos de análisis de la estructura a rehabilitar.

9.11.3 Requisitos de diseño

9.11.3.1 Materiales

9.11.3.1.1 Se deberá cumplir con a) a e):

- Contraventeos. Se deberán emplear los aceros estructurales señalados en la tabla 1.4.1.1 de la NTC-Acero.
- Anclajes y/o conectores. Se deberán emplear los que cumplan las especificaciones de tornillos de alta resistencia y tuercas según 1.4.3 de la NTC-Acero, específicamente
 - Resistencia de tornillos de alta resistencia del Grupo A; como por ejemplo los especificados por ASTM A325 y ASTM A490
 - Resistencia de tuercas y roldanas que cumplan con ASTM A563
- Mortero fluido sin contracción (*grout*). Deberá cumplir la norma ASTM C1107, con una resistencia a compresión mínima de 35 MPa (350 kg/cm²) y máxima de 55 MPa (550 kg/cm²) y un módulo de elasticidad 20 a 35 GPa (200 000 a 350 000 kg/cm²)
- Concreto de baja contracción. Cuando se emplee concreto de baja contracción para el marco de conexión en contraventeos dentro de la crujía, se usará concreto Clase 1 con aditivos para reducir su contracción
- Soldaduras. Deberán satisfacer las especificaciones de la NTC-Acero, o bien, de la American Welding Society (AWS).

9.11.3.2 Contraventeos en el plano con conexión directa a estructura existente mediante placas

9.11.3.2.1 Se deberá cumplir con a) y b):

- Contraventeo:
 - Sección transversal. Se deberán emplear contraventeos que tengan secciones con altos radios de giro, similares en ambas direcciones. Las secciones comúnmente utilizadas son tubular cuadrada o circular, y bien secciones H
 - Relación de esbeltez. El elemento de contraventeo deberá tener una relación de esbeltez que cumpla con la condición de la ec. 9.11.3.2.1

$$\frac{KL}{r} \leq 4 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} \quad (9.11.3.2.1)$$

Esta relación de esbeltez resulta de 96 para acero A572 Gr50 con F_y de 352 MPa (3 520 kg/cm²)

- Fuerza axial máxima que aplican los contraventeos a columnas y vigas. Se deberán revisar las columnas y vigas existentes para las máximas fuerzas a tensión y a compresión que puedan desarrollar los contraventeos. A tensión, será la resistencia a tensión; a compresión será igual a la resistencia residual
- En caso de rehabilitar el inmueble con contraventeos en forma de “V” y “V” invertida, se deberán satisfacer los requisitos siguientes i) a iv):

- i) Si la estructura existente es de concreto, se deberá revisar la necesidad de colocar vigas metálicas en las crujeas, las cuales deberán estar conectadas a las vigas o a la losa de concreto (en caso de losas planas). Se deberá revisar que las vigas (o losa) de concreto existentes y las vigas metálicas añadidas, en conjunto tengan la capacidad de resistir las acciones generadas por los contraventeos
- ii) La viga metálica deberá resistir la componente vertical de la carga de las diagonales
- iii) Las columnas deberán resistir las acciones generadas por los contraventeos. Si las columnas existentes no tienen capacidad para resistir las nuevas acciones, se podrá considerar la adición de una columna metálica que se conecte al marco existente
- iv) Resistencia de los contraventeos. La resistencia esperada a tensión R_t será $R_y F_y A_t$. La resistencia esperada en compresión R_c será igual a la menor de las cantidades $R_y F_y A_t$ y $1.14 F_n A_t$, donde F_n se calcula como se indica en el Capítulo 5 de la NTC-Acero, sustituyendo en las ecuaciones pertinentes F_y por $R_y F_y$. La resistencia posterior al pandeo, o resistencia residual, es, como máximo, igual a 0.3 veces la resistencia esperada del contraventeo comprimido.

Comentario:

Este límite de la ec. 9.11.3.2.1 pretende evitar el pandeo elástico de los contraventeos ante demandas cíclicas y la consecuente diferencia entre las fuerzas a tensión y a compresión. En general, los contraventeos esbeltos acumulan deformaciones inelásticas en pocos ciclos de carga, lo que genera ineficiencia del sistema.

b) Conexiones metálicas:

- 1) Placas de unión. Se deberán minimizar las excentricidades. Si llegan a existir, se deberán considerar en el análisis
- 2) Resistencia requerida. Las conexiones de los contraventeos tendrán una resistencia no menor que la más pequeña de i) y ii):
 - i) La resistencia esperada en tensión del elemento de contraventeo igual a $R_y F_y A_t$
 - ii) La fuerza máxima obtenida en el análisis, que puede ser transmitida al contraventeo
- 3) Resistencia a tensión. La resistencia de diseño a tensión de las conexiones de los elementos de contraventeo, basada en los estados límite de fractura en la sección neta (5.3 de la NTC-Acero) y de ruptura en bloque por cortante y tensión (11.4.3.3 de la NTC-Acero), será igual o mayor que la resistencia requerida determinada en 16.3.3.4 de la NTC-Acero
- 4) Resistencia a compresión. La resistencia de diseño a compresión de las conexiones de los elementos de contraventeo, basada en el estado límite de pandeo, será igual o mayor que la resistencia requerida a compresión definida en 16.3.3.4 de la NTC-Acero, tomando en cuenta en el cálculo de F_n , el esfuerzo de fluencia esperado $R_y F_y$
- 5) Resistencia a flexión. La resistencia de diseño a flexión de la conexión en la dirección en que pandeará el contraventeo será igual o mayor que la resistencia requerida del contraventeo flexionado alrededor del eje de pandeo, multiplicada por 1.1, es decir, $1.1 R_y M_p$
- 6) En el diseño de las placas de conexión deberán considerarse sus posibles formas de pandeo
- 7) Su geometría deberá cumplir el requisito indicado en la fig. 9.11.3.2.1 tomada de la NTC-Acero. Esta geometría tiene como objetivo generar la plastificación de la placa en la dirección perpendicular y así disminuir la contribución de los contraventeos en dicha dirección.

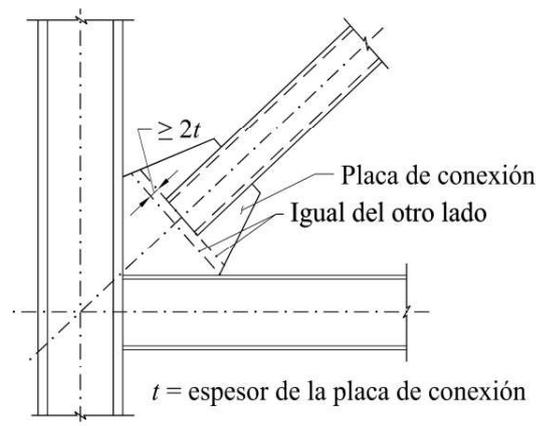


Figura 9.11.3.2.1 - Geometría requerida de la placa de conexión (NTC-Acero, 2023)

- 8) No deberá utilizarse una combinación de tornillos y soldaduras para resistir las fuerzas en la conexión. En caso de utilizar una conexión atornillada se deberá cumplir lo establecido en la NTC-Acero
- 9) Zonas protegidas y soldaduras de demanda crítica. Son zonas protegidas las siguientes:
 - i) El cuarto central de los contraventeos
 - ii) Una zona de los contraventeos adyacente a cada conexión, de longitud igual a un peralte del contraventeo en esa zona
 - iii) Los elementos que unen los contraventeos con vigas y columnas.
- 10) En el caso de contraventeos como técnica de rehabilitación se considerarán a las soldaduras en conexiones como críticas y deberán satisfacer los requisitos de 16.1.6.3 de la NTC-Acero
- 11) Placas de conexión con estructura existente. Su dimensionamiento y tipo de acero deberán cumplir con la NTC-Acero
- 12) La unión de los contraventeos, vigas y columnas metálicas, así como, placas de conexión con la estructura existente se deberán hacer garantizando la continuidad. Para la unión de los elementos de acero a la estructura de concreto se pueden aplicar algunas de las técnicas indicadas en i) y ii):
 - i) Placas y anclas que atraviesen el elemento de concreto (previa perforación) o bien, colocados por la parte exterior del elemento de concreto.
 - ii) Anclajes de expansión o químicos diseñados e instalados de acuerdo con 9.5 de esta Norma
- 13) En la NTC-Acero se definen todos los estados límite de resistencia que se deberán verificar, así como especificaciones en cuanto a separaciones mínimas entre anclajes, así como al borde
- 14) Si se instalan marcos de acero contraventeados dentro de crujías de marcos resistentes a momento, el concreto del marco de conexión deberá ser de Clase 1 de baja contracción con una resistencia mínima a la compresión de 25 MPa (250 kg/cm²). El espesor del marco de conexión no deberá ser mayor que 1.5 veces el peralte del perfil del marco perimetral de acero. El marco de acero se dimensionará de acuerdo con el Capítulo 7 de la NTC-Acero. Se pueden emplear perfiles de alma llena o tubulares. Se deberán diseñar a fuerza cortante conectores tipo Nelson según 10.3.7.2 de la NTC-Acero.

9.11.3.3 Contraventeos externos o fuera del plano del marco existente

9.11.3.3.1 Geometría. Se podrán colocar contraventeos externos o fuera del plano, en X, en diagonal o en V o V invertida.

9.11.3.3.2 Contraventeos. Se dimensionarán según 9.11.3.2 de esta Norma. Se recomienda que los contraventeos externos tengan una relación de esbeltez de KL/r menor o igual que 80.

9.11.3.3.3 Conexión metálica. Deberá cumplirse con a) a d):

- a) Placas de conexión. Las placas de conexión se dimensionarán de acuerdo con esta sección
- b) Conectores de cortante. Se instalarán para resistir el elemento horizontal de los contraventeos

- c) Soldaduras. Para las conexiones mostradas anteriormente, se deberán emplear soldaduras de demanda crítica (16.1.6.2 de la NTC-Acero)
- d) Anclaje. Los anclajes postinstalados deberán cumplir con 7.3.6.4 y 9.5 de esta Norma.

9.12 Adición de contraventeos de acero a base de cables postensados

Comentario:

El contraventeo con cables postensados consiste en suministrar suficiente tensión a los cables para incrementar la rigidez y la resistencia lateral del edificio. Idóneamente, se aplica una magnitud de postensado que no requiera la rehabilitación de los elementos estructurales existentes, con excepción de una modificación local de la cimentación para anclar los cables y para resistir las acciones generadas por los cables. Esta técnica ofrece la ventaja de aprovechar la capacidad estructural existente, sin adicionar masa (o peso) significativamente. Usualmente esta técnica se aplica en edificios de hasta cuatro niveles.

Los edificios que pueden ser rehabilitados para mejorar su desempeño sísmico mediante la adición de contraventeos a base de cables postensados son:

- a) *Edificios con columnas cuyo modo de comportamiento está controlado por fuerza cortante y cuya falla puede afectar el desempeño sísmico de todo el edificio*
- b) *Edificios a base de marcos resistentes a momento con insuficiente resistencia y/o rigidez lateral.*

La adición de contraventeos a base de cables postensados permite:

- a) *Incrementar la resistencia global de la estructura ante cargas laterales como las inducidas por sismo*
- b) *Aumentar la rigidez lateral global de la estructura y, consecuentemente, disminuir las demandas de desplazamiento lateral.*

9.12.1 Requisitos de análisis

9.12.1.1 Deberá cumplirse con a) a c):

- a) Factor de comportamiento sísmico. Se deberá cumplir con 9.1.2 de esta Norma
- b) Las dimensiones de los cables de postensado se determinarán de tal manera que la rigidez del sistema de refuerzo sea compatible con la de la estructura original para que ambos trabajen conjuntamente
- c) Las conexiones se diseñarán un comportamiento monolítico y de acuerdo con la geometría de las uniones de la estructura. Consiste en anclajes de cables de presfuerzo unidos a la estructura, mediante dispositivos especiales que pueden ser de acero o de concreto construidos en el sitio. Las conexiones se construyen en la azotea y en la cimentación del edificio. Si el edificio tiene más de tres niveles, se podrá colocar otro anclaje en el piso intermedio.

9.12.2 Requisitos de diseño

9.12.2.1 Deberá considerarse a) a e):

- a) Se deberán diseñar los apoyos de los cables postensados para que puedan transmitir las fuerzas a la estructura existente
- b) Los apoyos (o atraques) se detallarán con refuerzo transversal (perpendicular al eje del cable) para confinar el concreto de acuerdo con 14.9 de la NTC-Concreto
- c) Se aceptará el uso del método de puntales y tensores para el diseño de estas zonas (Capítulo 10 de la NTC-Concreto)
- d) Se revisará la resistencia a flexocompresión de las columnas para soportar las reacciones verticales del presfuerzo con las cargas totales del análisis
- e) Se revisará la capacidad a fuerza cortante de la estructura original, en especial de columnas ante los desplazamientos laterales de diseño inducidos por sismo.

9.12.3 Requisitos de mantenimiento

9.12.3.1 Para sistemas y/o elementos postensados que formen parte de la estructura rehabilitada, el Proyectista deberá establecer la periodicidad de revisión de la tensión de los tendones, la cual no deberá exceder cinco años y deberá quedar expresada en el Programa de Mantenimiento del Edificio. El Programa de Mantenimiento del Edificio incluirá el procedimiento que se habría de seguir en caso de re-tensar los tendones.

9.13 Sustitución o adición de muros diafragma de mampostería

9.13.1 Los muros diafragma de mampostería deberán ser de mampostería confinada (con o sin refuerzo horizontal, o con o sin malla de alambre soldado). En los casos en que se usen mallas de alambre soldado, se deberá cumplir con lo establecido en 9.9 de esta Norma. En ningún caso se aceptará colocar muros diafragma de mampostería simple (sin castillos ni dalas) o reforzada interiormente.

9.13.2 Los castillos y dalas externos deberán estar anclados al marco existente por medio de anclas o conectores ahogados en resina (en caso de marcos de concreto) o soldados (si el marco es de acero), En ocasiones, será necesario construir nuevas zapatas corridas o bien agrandar las existentes, así como encamisar contratraveses existentes, para resistir las nuevas cargas verticales, por el peso de los muros, y el cortante que se transmite a la cimentación.

9.13.3 En caso de que el marco sea de acero, se deberá prestar atención a la unión con los elementos de confinamiento del muro diafragma. Se deberá verificar que el mecanismo de transferencia de cortante entre el marco de acero y los elementos de confinamiento sea suficiente para mantener en contacto las esquinas del muro diafragma con las columnas y vigas del marco.

Comentario:

Esta técnica consiste en la sustitución de muros de mampostería de relleno dañados o débiles y/o en la adición de muros diafragma, construidos en contacto en toda la altura de las columnas laterales y en toda la longitud de la viga superior.

Los edificios que se pueden rehabilitar mediante la sustitución y/o adición de muros diafragma de mampostería son:

- a) Edificios a base de marcos resistentes a momento, de concreto o acero, con rigidez y/o resistencia lateral insuficientes*
- b) Edificios a base de marcos resistentes a momento, de concreto o de acero, cuya falla está controlada por fuerza cortante en las columnas*
- c) Edificios a base de marcos resistentes a momento con excentricidades en la distribución de rigideces en planta*

Con la sustitución y/o adición de muros diafragma de mampostería se logra:

- a) Incrementar la rigidez lateral del marco de concreto o de acero*
- b) Aumentar la resistencia lateral global de la estructura*
- c) Evitar la falla por cortante de columnas existentes con dimensiones y cuantías de refuerzo insuficientes*
- d) Reducir daños estructurales y no estructurales al limitarse las distorsiones laterales*
- e) Combinaciones de los anteriores.*

9.13.4 Demandas de resistencia, rigidez y capacidad de deformación inelástica para diseño sísmico

9.13.4.1 Será necesario revisar la capacidad de la cimentación y del suelo, en especial si los muros diafragma son nuevos en la estructura.

9.13.5 Requisitos de análisis

9.13.5.1 Deberá cumplirse con a) a d):

- a) Factor de comportamiento sísmico. Se cumplirá con 9.1.2 de esta Norma. Se analizará la estructura con un factor de comportamiento sísmico $Q=2.0$ si se emplean piezas macizas. Si se usan piezas huecas se usará $Q=1.5$. Si se usan piezas huecas con al menos la cuantía mínima de refuerzo horizontal según la NTC-Mampostería se aceptará usar $Q=2.0$
- b) Carga axial. Se considerará que la carga axial en el muro diafragma es nula; se podrá considerar su peso propio. Se supondrá que la carga vertical del edificio es resistida por las columnas de la estructura existente
- c) Comportamiento monolítico. Se supondrá que existe un adecuado mecanismo de transmisión de esfuerzos entre el muro diafragma y la estructura existente, de modo que el comportamiento sea monolítico
- d) Factor de rigidez relativa para análisis lineal. Se usará un factor de rigidez efectiva para la estructura original si es de concreto, según la tabla 7.3.1.2.2 de esta Norma. Para el muro diafragma, se usará un factor de rigidez efectiva de 0.5 para ser aplicado al área transversal del muro.

9.13.6 Requisitos de diseño

9.13.6.1 Alcances y requisitos generales

- a) Se cumplirán los requisitos de la NTC-Mampostería, con las precisiones o excepciones 1) a 7):
 - 1) Se satisfarán los requisitos del Capítulo 5 de la NTC-Mampostería
 - 2) Sólo se aceptarán muros diafragma con elementos de confinamiento, detallados y construidos según el Capítulo 6 de la NTC-Mampostería
 - 3) Detallado y anclaje. Se deberán cumplir los requisitos de la 4.2 de la NTC-Mampostería sobre el detallado y anclaje del refuerzo longitudinal y transversal de castillos y dalas
 - 4) Dimensiones y cuantías mínimas de refuerzo de elementos confinantes. Las dimensiones y cuantías mínimas de refuerzos longitudinal y transversal de castillos y dalas satisfarán 6.2 de la NTC-Mampostería
 - 5) Resistencia del concreto. La resistencia del concreto de los castillos y dalas no será menor que 25 MPa (250 kg/cm²), ni menor que la resistencia de la estructura existente
 - 6) Tamaño máximo de agregado. El tamaño nominal máximo de los agregados no deberá ser mayor que un quinto de la menor distancia horizontal entre caras de los moldes, ni dos tercios de la separación horizontal libre mínima entre barras
 - 7) Mortero. Se usará mortero tipo I para pegar las piezas de mampostería.
- b) Se diseñará un mecanismo de transferencia de cortante entre el muro diafragma y el marco existente:
 - 1) Si el marco es de concreto, se aceptará que el cortante de diseño del muro diafragma (5.2 de la NTC-Mampostería), sea resistido por barras corrugadas de acero ahogadas en resina epoxi (anclas). Las anclas deberán rematarse con ganchos a 90 grados dentro del castillo o dala. Las anclas se diseñarán según 9.5
 - 2) Si el marco es de acero, se aceptará que el cortante de diseño del muro diafragma (5.2 de la NTC-Mampostería), sea resistido por medio de conectores tipo Nelson o barras con tuercas soldados a la columna y vigas. Estos conectores se diseñarán de acuerdo 10.3.7.2 de la NTC-Acero. Si se opta por usar barras soldadas al marco con tuercas, el diámetro de éstas será dos veces el de aquéllas.

9.14 Separación y recorte de pretilas en marcos de concreto o acero

9.14.1 Esta técnica se podrá usar sola o combinará con otras en caso de que la estructura existente no cuente con la resistencia y/o rigidez lateral requeridas tras la evaluación. Se podrán usar las siguientes, solas o combinadas:

- a) Encamisado de columnas con concreto (véase 9.6)
- b) Encamisado de columnas con acero (véase 9.7)
- c) Encamisado de columnas con CPRF (véase 9.8)
- d) Encamisado de muros de mampostería (véase 9.9)
- e) Adición de muros de concreto (véase 9.10)
- f) Adición de contraventeos (véase 9.11)
- g) Adición de contraventeos a base de cables postensados (véase 9.12).

9.14.2 Si el muro es de concreto se demolerán los extremos para alojar refuerzo vertical y transversal, en forma de un castillo ahogado.

9.14.3 Si el muro es de mampostería, éste será recortado vertical y horizontalmente para poder construir castillos y dalas en sus extremos laterales y en la parte superior. Se permitirá recortar la altura del muro si la construcción de la dala afecta el funcionamiento del edificio, en especial, su iluminación y su ventilación.

9.14.4 El refuerzo longitudinal de los castillos se deberá anclar en la cimentación o losa.

Comentario:

Esta técnica consiste en la separación de muros cortos bajo la ventana (pretilas) que están en contacto con las columnas de un marco, de concreto o de acero, o bien que están separados de ellas menos de la distancia requerida según los cálculos y requisitos de la NTC-Sismo.

Los edificios que se pueden rehabilitar mediante la separación y recorte de pretilas o muros bajo ventana son aquellos a base de marcos resistentes a momento de concreto o de acero.

Con el recorte y separación de los pretilas se:

- 1) *Permite el desplazamiento lateral de las columnas, de concreto o acero, del marco*
- 2) *Evita el modo de comportamiento como columna corta de columnas de concreto, caracterizado por agrietamiento por cortante, pérdida de la capacidad lateral e, incluso, de la capacidad para resistir cargas verticales*
- 3) *Evita el modo de comportamiento como columna corta de columnas de acero, caracterizado por pandeo del alma y ruptura de soldaduras que conduce a la pérdida de la capacidad lateral e, incluso, de la capacidad para resistir cargas verticales.*

9.14.5 Requisitos de análisis

9.14.5.1 No será necesario analizar los pretils para acciones fuera de plano si se cumplen los requisitos de diseño de 9.14.6.

9.14.6 Requisitos de diseño

9.14.6.1 Será necesario separar y recortar un pretil en contacto con o separado de la columna menos de la distancia calculada según los requisitos de la NTC-Sismo y/o si la altura del pretil es superior a la cuarta parte de la altura de la columna.

9.14.6.2 Adicionalmente se deberá cumplir con a) a d):

- a) Separación libre. La separación libre del pretil recortado, incluyendo los nuevos castillos y refuerzo en sus extremos laterales, con respecto a la columna del marco, será mayor o igual que la distancia calculada según los requisitos de la NTC-Sismo. La separación calculada se indicará en el Proyecto Ejecutivo, en especial en los planos de construcción
- b) Acero de refuerzo de elementos confinantes del pretil. Para el diseño y detallado del refuerzo longitudinal y transversal de castillos y dalas en pretils de mampostería recortados, se aplicará lo requerido en la NTC-Mampostería. En particular, se deberán cumplir los requisitos de:
 - 1) 4.2 de la NTC-Mampostería sobre el detallado del refuerzo
 - 2) 6.2 de la NTC-Mampostería sobre las dimensiones y cuantías mínimas de refuerzos longitudinal y transversal de castillos y dalas, suponiendo que el pretil es una estructura tipo I, según la definición de 1.5 de la NTC-Mampostería.
- c) Para el refuerzo vertical y horizontal de pretils de concreto, se tratará el muro como si fuera de mampostería y se aplicará lo requerido en el inciso anterior
- d) Resistencia del concreto. La resistencia del concreto de los castillos y dalas no será menor que 25 MPa (250 kg/cm²), ni menor que la resistencia de la estructura existente.

9.15 Adición de elementos de confinamiento, castillos y dalas, a muros de mampostería

9.15.1 Esta técnica se podrá usar sola o se combinará con otras en caso de que la estructura existente no cuente con la resistencia y/o rigidez lateral requeridas tras la evaluación. Se podrán usar las siguientes, solas o combinadas:

- a) Encamisado de columnas con concreto (véase 9.6)
- b) Encamisado de columnas con acero (véase 9.7)
- c) Encamisado de columnas con CPRF (véase 9.8)
- d) Encamisado de muros de mampostería (véase 9.9)
- e) Adición de muros de concreto (véase 9.10)
- f) Adición de contraventeos (véase 9.11)
- g) Adición de contraventeos a base de cables postensados (véase 9.12).

9.15.2 Se recortará el muro de mampostería vertical y horizontalmente para poder construir castillos y dalas en sus extremos laterales y en la parte superior. Se permitirá recortar la altura del muro si la construcción de la dala afecta el funcionamiento del edificio, en especial, su iluminación y su ventilación.

9.15.3 El refuerzo longitudinal de los castillos se deberá anclar en la cimentación o losa y el refuerzo longitudinal de la dala se anclará en los castillos.

Comentario:

Los edificios que se pueden rehabilitar mediante la adición de elementos de confinamiento son aquellos con muros de carga de mampostería simple, mal confinada o mal reforzada.

Con la adición de elementos de confinamiento (usualmente castillos), se:

- a) *Suministra a la estructura de refuerzo por integridad para evitar colapsos progresivos*
- b) *Dota a la estructura de una mayor capacidad de deformación lateral*
- c) *Evita la falla fuera de plano de muros*
- d) *Incrementa la resistencia a fuerza cortante en el plano de los muros.*

9.15.4 Requisitos de análisis

9.15.4.1 No será necesario analizar los pretiles para acciones fuera de plano si se cumplen los requisitos de diseño de 9.15.5.

9.15.5 Requisitos de diseño

9.15.5.1 Se deberá cumplir con a) a c):

- a) Cortar los extremos de los muros. El corte vertical de los muros se deberá especificar para provocar una superficie rugosa que incremente la resistencia a fuerza rasante entre el muro y el castillo por adicionarse. En el caso de dalas, se revisará que la losa tenga la capacidad de resistir la fuerza cortante por efecto de diafragma.
- b) Acero de refuerzo de elementos confinantes del pretil. Para el diseño y detallado del refuerzo longitudinal y transversal de castillos y dalas, se aplicará lo requerido en la NTC-Mampostería. En particular, se deberán cumplir los requisitos de:
 - 1) 4.2 de la NTC-Mampostería sobre el detallado del refuerzo
 - 2) 6.2 de la NTC-Mampostería sobre las dimensiones y cuantías mínimas de refuerzos longitudinal y transversal de castillos y dalas, suponiendo que el pretil es una estructura tipo I, según la definición de 1.5 de la NTC-Mampostería del concreto. La resistencia del concreto de los castillos y dalas no será menor que 25 MPa (250 kg/cm²), ni menor que la resistencia de la estructura existente.

9.16 Sistemas de protección pasiva

9.16.1 Será necesario revisar la capacidad de la cimentación y del suelo, tanto en términos de resistencia como de deformabilidad.

Comentario:

Esta técnica consiste en la colocación de disipadores de energía sísmica, como sistema secundario, con objeto de reducir la respuesta sísmica del edificio. En la mayoría de los casos, los disipadores de energía sísmica están conectados a contraventeos de acero. Dichos elementos deberán permanecer dentro de su intervalo de comportamiento elástico ante fuerzas asociadas al estado límite de seguridad contra colapso.

Los edificios que se pueden rehabilitar mediante la colocación de disipadores de energía sísmica son:

- a) *Edificios a base de marcos resistentes a momento, de concreto o acero, con rigidez y/o resistencia lateral insuficientes*
- b) *Edificios a base de marcos resistentes a momento, de concreto o de acero, cuya falla está controlada por fuerza cortante en las columnas*
- c) *Edificios a base de marcos resistentes a momento con excentricidades en la distribución de rigideces en planta.*

Con la adición de disipadores de energía sísmica se logra:

- a) *Elevar el amortiguamiento de la estructura, lo que reduce su respuesta sísmica*
- b) *Dotar a la estructura de suficiente rigidez y resistencia para satisfacer las demandas normativas*
- c) *Evitar la falla por cortante de columnas existentes con dimensiones y cuantías de refuerzo insuficientes frecuentemente acompañando al uso de disipadores de energía sísmica con el encamisado de las columnas existentes para mejorar su capacidad de desplazamiento lateral y/o su resistencia a fuerza cortante*
- d) *Reducir daños estructurales y no estructurales ya que se limitan las distorsiones laterales*
- e) *Combinaciones de los anteriores.*

Los disipadores de energía sísmica se clasifican como sigue:

- a) *Elementos en los que la disipación de energía depende principalmente del desplazamiento relativo entre sus extremos. A este tipo de dispositivos se les llama aquí disipadores histeréticos. Incluyen tanto disipadores de fricción como los constituidos por materiales que desarrollan deformación plástica*
- b) *Elementos en los que la disipación de energía depende principalmente de la demanda de velocidad del edificio (aunque pueden depender, en menor medida, del desplazamiento relativo entre sus extremos; por ejemplo, los disipadores viscoelásticos).*

9.16.2 Requisitos de análisis

9.16.2.1 Los edificios rehabilitados mediante la adición de contraventeos de acero y disipadores de energía sísmica (dependientes del desplazamiento, la velocidad o ambos) se analizarán de conformidad con el Capítulo 3 de esta Norma y el Capítulo 12 de la NTC-Sismo.

9.16.2.2 La respuesta de los elementos estructurales del sistema primario existente (rehabilitado o no) se limitará de tal manera que satisfaga el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata como se indica en la tabla 12.1.1 de la NTC-Sismo.

9.16.2.3 Las acciones mínimas de diseño y las distorsiones límite para sistemas estructurales con disipadores de energía deberán cumplir con las tablas 4.3.1, 4.3.2 y 12.1.2 de la NTC-Sismo, según aplique. Si la estructura original es un marco de concreto o acero que no tiene daño o exhibe daño ligero o moderado se aceptará que el límite de distorsión γ_{01} sea igual a 0.010, sin que afecte lo dispuesto en 12.1.3.3.3 de la NTC-Sismo.

9.16.3 Requisitos de diseño

9.16.3.1 Se cumplirán los requisitos de la NTC-Sismo para el diseño del sistema secundario.

9.16.3.2 Se deberán satisfacer los requisitos para diseño de contraventeos de acero de 9.11 de esta Norma.

9.16.3.3 Si la estructura existente por ser rehabilitada exhibe daño severo en la zona de las conexiones de los disipadores, la resistencia de diseño de las conexiones y los elementos de soporte será la calculada mediante 12.1.3.4 de la NTC-Sismo, incrementada en 20 por ciento.

9.16.3.4 Si las zonas de conexión de los contraventeos adicionales con la estructura existente exhiben daño moderado o severo, se deberán reparar y/o reforzar localmente.

9.16.4 Requisitos de mantenimiento

9.16.4.1 Se incluirán los requisitos de mantenimiento de los dispositivos en el Programa de Mantenimiento del Edificio de conformidad con lo indicado en la NTC-Sismo al respecto.

9.17 Aislamiento de base

9.17.1 Requisitos de análisis

9.17.1.1 Los edificios rehabilitados mediante la colocación de aisladores de base se analizarán de conformidad con el Capítulo 13 de la NTC-Sismo.

9.17.2 Requisitos de diseño

9.17.2.1 Se deberán satisfacer los requisitos para diseño de aisladores de base de conformidad con el Capítulo 13 de la NTC-Sismo.

9.17.3 Requisitos de mantenimiento

9.17.3.1 Se incluirán los requisitos de mantenimiento de los aisladores de base en el Programa de Mantenimiento del Edificio de conformidad con lo indicado en la NTC-Sismo al respecto.

Comentario:

El aislamiento de base es una técnica idónea para edificios rígidos y masivos en suelo firme o roca, usualmente no se aplica en suelos blandos.

Para la rehabilitación mediante estos sistemas, se deberá tomar en cuenta la inclusión de elementos disipadores de energía mediante fricción, comportamiento hysterético o viscoelástico. Estos elementos son idóneos para edificios relativamente flexibles y que posean capacidad de deformación inelástica. Tales sistemas están frecuentemente acoplados a contraventeos. Si bien, en varios casos, los desplazamientos se reducen, las fuerzas transmitidas a la estructura aumentan.

10. DURABILIDAD DE LA REHABILITACIÓN

10.1 Requisitos generales

10.1.1 En el diseño de la rehabilitación se deberá considerar que los materiales empleados en la rehabilitación, los elementos rehabilitados y la estructura en su conjunto resistan el medio ambiente en donde se encuentran.

10.1.2 Se deberá considerar también la compatibilidad química, electroquímica y física entre los materiales de rehabilitación, la estructura existente y el medio ambiente que los rodea.

10.1.3 La durabilidad de la estructura por rehabilitar deberá revisarse para alcanzar una vida útil de 50 años. Se deberán tomar en cuenta los factores que afectan la vida útil de una estructura tales como a) a h):

- a) Desempeño estructural inaceptable
- b) Frecuencia y actividades de mantenimiento esporádicos e inaceptables
- c) Agrietamiento excesivo o de alto espesor debido a corrosión o fuerzas internas
- d) Niveles de cloruros superiores a los límites establecidos en la NTC-Concreto, especialmente en la interfaz del acero de refuerzo existente en la zona por reparar
- e) Profundidad de la carbonatación que conduce a corrosión del refuerzo
- f) Pérdida excesiva de la sección del acero de refuerzo debido a la corrosión
- g) Deterioro excesivo del concreto a causa de mecanismos como corrosión, ataque químico (ataque de sulfatos y ácidos, carbonatación, entre otros), factores físicos (como elevados gradientes de temperatura o cristalización de sales)
- h) Pérdida de hermeticidad o goteo excesivo.

10.1.4 Los materiales de reparación y rehabilitación, y sus métodos de aplicación se seleccionarán de modo que sean compatibles con la estructura original y con el medio ambiente al que estarán sujetos.

Comentario:

En los documentos de San Juan y Castro (2001), Castro (2001) y Mena (2005), se pueden consultar los principios de acción de los agentes químicos y físicos que afectan la durabilidad de estructuras de concreto. En ellos, se incluyen provisiones y recomendaciones para lograr estructuras durables en México.

10.2 Recubrimiento

10.2.1 El recubrimiento de los elementos rehabilitados o nuevos deberán cumplir con los requisitos de la NTC-Concreto y la NTC-Mampostería, en especial los de 4.13 y 4.14 de la NTC-Concreto. El recubrimiento deberá ser suficiente para proteger el refuerzo de la corrosión, contra fuego (véase el Capítulo 4 de la NTC-Proyecto Arquitectónico), así como para mejorar el anclaje de las barras, sea mediante dobleces o longitud de desarrollo.

10.2.2 La vida útil de la estructura deberá considerar las condiciones actuales y el deterioro potencial de las zonas reparadas y/o reforzadas, y de las áreas adyacentes.

10.2.3 Se deberán incluir en el Proyecto Ejecutivo y en el Programa de Mantenimiento del Edificio, las consideraciones, acciones, sistemas y métodos para lograr alcanzar la vida útil de las reparaciones y reforzamientos.

10.3 Grietas

10.3.1 Se deberá evaluar la(s) causa(s) de las grietas para diseñar su reparación y la rehabilitación de la estructura. Se considerará el movimiento a través de la grieta, su longitud, orientación, espesor y patrón.

10.3.2 No todas las grietas deberán ser reparadas (véase 9.3). Serán reparadas aquellas ocasionadas por sismo, de conformidad con el Capítulo 9 de esta Norma. Serán reparadas cualesquiera otras que tengan suficiente tamaño para el ingreso de agentes corrosivos, como, cloruros y que puedan causar corrosión del acero de refuerzo.

10.3.3 No se aceptará inyectar grietas que se originen por corrosión del acero de refuerzo o reacción álcali-agregado. En caso de daño por corrosión, se deberá proceder como se indica en 10.4 de esta Norma.

10.4 Corrosión y deterioro de elementos de acero embebidos

10.4.1 Reparación de la corrosión en estructuras de concreto y mampostería

10.4.1.1 Requisitos generales

10.4.1.1.1 Para seleccionar el material a usar en la reparación por corrosión, se deberán definir los objetivos de la rehabilitación (**ODR**), que busca el propietario o usuario de la estructura. Para ello, se deberá definir si la reparación será visible u oculta, su textura, las condiciones de uso del edificio durante la reparación, la vida útil de la reparación, tipo de falla aceptable y sus consecuencias. Se deberán identificar las condiciones ambientales y de servicio a las que estará expuesta la estructura.

10.4.1.1.2 Si las barras de refuerzo han perdido más de un 25 por ciento del área de su sección transversal, será necesario reemplazarlas o bien colocar barras adicionales unidas con el refuerzo existente mediante traslapes con la longitud que deberá especificarse en el Proyecto Ejecutivo.

10.4.1.1.3 Si hay corrosión acelerada de barras de refuerzo se deberá monitorear su desarrollo a fin de determinar las acciones correctivas correspondientes.

10.4.1.1.4 El método y materiales para la reparación deberán especificarse en el Proyecto Ejecutivo.

10.4.1.2 Materiales para la reparación

10.4.1.2.1 Con objeto de controlar el agrietamiento por contracción, el material que se use deberá tener un alto contenido de agregados, los cuales deberán estar limpios y ser lo más grandes posible.

10.4.1.2.2 Se deberá eliminar cualquier diseño de mezcla que exija altos contenidos de agua.

10.4.1.2.3 Se deberán procurar los más bajos consumos de cemento asociados a las resistencias esperadas.

10.4.1.2.4 Se deberá curar adecuadamente, para lo cual se deberá evaluar la interacción entre las relaciones agua/cementante y cementante/agregado en la contracción por fraguado (tabla 10.4.1.2.4). El curado deberá cumplir con 16.7.7 de la NTC-Concreto.

Tabla 10.4.1.2.4 - Interacción entre las relaciones agua/cementante y cementante/agregado en la contracción por fraguado de materiales de reparación

		Relación agua/cementante				Contracción
		0.4	0.5	0.6	0.7	
Relación cementante/agregado	3	0.08	0.12	-	-	Alta
	4	0.055	0.085	0.105	-	
	5	0.04	0.06	0.075	0.085	Moderada
	6	0.03	0.04	0.055	0.065	
	7	0.02	0.03	0.04	0.05	Baja

10.4.1.2.5 Se deberá considerar la corrosión y el deterioro del refuerzo en el diseño de la rehabilitación. En ella no se deberán usar materiales que sean corrosivos para el acero de refuerzo.

10.4.1.2.6 En la evaluación de la estructura y en el diseño de la rehabilitación se tomará en cuenta la posible ocurrencia de la corrosión galvánica entre materiales con distinto potencial electroquímico.

10.4.1.2.6.1 En caso de que ocurra o se pueda presentar corrosión galvánica, se deberá optar por aislar el refuerzo existente del refuerzo o conectores usados en la zona reparada, o por proteger el refuerzo existente y el refuerzo en la zona reparada de modo de minimizar la corrosión galvánica.

10.4.1.2.7 En estructuras presforzadas y postensadas con tendones adheridos y no adheridos, se diseñarán sistemas de protección contra la corrosión. En el diseño se considerarán la condición del acero de presfuerzo y del estado de la corrosión de las anclas de los cables, así como, de los sistemas de anclaje.

10.4.1.2.8 Si se emplean sistemas electroquímicos para proteger el acero de refuerzo en el área reparada y la estructura, se considerará su interacción con el elemento reparado, la estructura y el medio ambiente.

10.4.1.2.9 No se permitirá usar encamisados de compuestos de polímeros reforzados con fibras como una técnica para reparar elementos con corrosión, a menos que el concreto dañado sea reparado y la corrosión sea mitigada.

Comentario:

En caso de elementos dañados por corrosión que serán rehabilitados con CPRF, se recomienda revisar el documento ACI 440.2R.

10.5 Protección del acero de refuerzo contra la corrosión

10.5.1 Requisitos generales

10.5.1.1 Cuando se juzgue necesario proteger al refuerzo de la corrosión, se evaluarán las siguientes cuatro categorías de soluciones a) a d):

- a) Encapsulado. Las barras se cubren herméticamente con resinas epoxi, las cuales se aplican sobre las barras en forma líquida con brocha o mediante atomizador
- b) Protección catódica con ánodo de sacrificio. Se usa un metal de sacrificio como alternativa de protección; generalmente, se aplica zinc a la barra, una vez que todas las superficies han sido reparadas. Las barras cubiertas con zinc son conectadas eléctricamente con el resto del armado
- c) Protección catódica mediante una corriente inducida. Su principio se basa en invertir el flujo de corriente eléctrica que causa la corrosión. Se instalan ánodos sobre la superficie de concreto o cerca de ella y se conectan eléctricamente con el armado
- d) Películas alcalinas. Las barras se impregnan con materiales alcalinos de modo de crear una barrera de protección contra la corrosión.

10.5.2 Estrategias para inhibir el proceso de corrosión

10.5.2.1 Adicionalmente a las opciones anteriores, se evaluarán las estrategias disponibles para inhibir el proceso de corrosión, como son a) a d):

- a) Aplicar a la superficie del elemento una película selladora que reduzca la permeabilidad; con esta película se crea una barrera a los cloruros
- b) Colocar un material hidrófobo que penetre en el concreto; esta es una doble protección, ya que la barrera a los cloruros no sólo existe en la superficie
- c) Reemplazar el concreto afectado por uno con aditivos especiales que reduzcan la permeabilidad y con mejores propiedades mecánicas
- d) Combinar los procedimientos anteriores.

10.6 Tratamiento de la superficie y revestimientos

10.6.1 Con objeto de mejorar la durabilidad de la estructura se considerará la transmisión de la humedad y la influencia de un posible tratamiento de la superficie a base de revestimientos, películas selladoras o membranas.

10.6.2 En el Programa de Mantenimiento del Edificio se especificará la periodicidad con que el revestimiento, sellador o membrana se deberá inspeccionar, reemplazar y las acciones para su reparación.

10.7 Reparación de daños por corrosión en elementos estructurales de acero

10.7.1 Todo el acero con evidencia de corrosión se deberá limpiar, y enseguida aplicar alguna protección anticorrosiva activa o pasiva. Se deberá reemplazar el elemento o componente de acero corroído en el que se ha perdido más de un 25 por ciento de la sección transversal.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

11. CONSTRUCCIÓN DE LA REHABILITACION

11.1 Requisitos generales

11.1.1 Los trabajos de rehabilitación deberán satisfacer las disposiciones en materia de construcción de las Normas correspondientes al material o materiales estructurales de que se trate. El Corresponsable, en su caso, el Director, el Proyectista y el Constructor deberán acordar las especificaciones, procedimientos, métodos, estrategias y materiales para lograr que el Proyecto Ejecutivo de la rehabilitación se construya adecuadamente. Entre ellos se encuentra la participación de empresas especializadas en técnicas de reparación y reforzamiento.

11.1.2 El Proyecto Ejecutivo (memoria de cálculo, normas, especificaciones y planos de construcción) señalará explícitamente, al menos, a) a e):

- a) Que el Constructor es Proyectista de construir y ejecutar el proyecto de la rehabilitación de conformidad con el Proyecto Ejecutivo aprobado por el Proyectista, el Corresponsable y el Director, así como con el Reglamento, sus Normas y esta Norma
- b) Que el Constructor tendrá la obligación de facilitar y proveer los recursos y acceso para la supervisión, las pruebas de materiales, las pruebas de carga, y el aseguramiento de la calidad
- c) Los requisitos específicos de apuntalamiento y arriostramiento diseñados de conformidad con 11.2 de esta Norma
- d) Los requisitos especiales de aplicación de fuerzas por medio de gatos hidráulicos, en su caso
- e) Los requisitos específicos de supervisión, ensayo, construcción y aseguramiento de la calidad señalados en el Capítulo 12 de esta Norma y los requeridos en el Capítulo 9 para cada técnica de rehabilitación en particular.

11.1.3 Cuando se requieran pruebas de carga, estas deberán realizarse según el Reglamento.

11.2 Apuntalamiento y arriostramiento temporales

11.2.1 Sobre el apuntalamiento y arriostramiento temporales, el Proyecto Ejecutivo incluirá a) a c):

- a) Las partes de la obra que requieran de apuntalamiento y/o arriostramiento temporal, antes, durante y después de la rehabilitación
- b) Las cargas de diseño y límites de desplazamiento para el apuntalamiento y/o arriostramiento temporal
- c) Las responsabilidades del Constructor para la instalación, aseguramiento de la calidad y mantenimiento del apuntalamiento y/o arriostramiento temporal.

11.2.2 En el diseño del apuntalamiento y/o arriostramiento temporal, se considerarán los conceptos a) a g) siguientes:

- a) Condiciones actuales y cambios durante la construcción, en especial de:
 - 1) Mecanismos de transmisión de carga
 - 2) Cargas de construcción
 - 3) Longitudes no arriostradas
 - 4) Redistribución de cargas y acciones internas que resulten del retiro de elementos estructurales adyacentes o del cambio en la aplicación de cargas sobre los elementos estructurales
- b) Efectos de desplazamiento laterales y verticales medidos, inclinaciones, efectos secundarios y de cargas
- c) Impacto del apuntalamiento y/o arriostramiento temporal en la estructura
- d) Efectos de la compatibilidad de deformaciones del sistema de apuntalamiento y/o arriostramiento con el sistema y elementos soportados y de soporte
- e) La estabilidad estructural de elementos, elementos, sistemas y de todo el edificio
- f) Efectos del daño o deterioro de los elementos o sistemas existentes
- g) Otras acciones que se puedan anticipar, como granizo, viento, sismo.

11.2.3 El diseño del apuntalamiento y/o arriostramiento lo deberá efectuar un Proyectista especializado en el tema o bien el Proyectista de la rehabilitación, en consulta con el Constructor. El Corresponsable, en su caso, y el Director revisarán la idoneidad del diseño. Se aceptará usar las siguientes guías de diseño:

- a) *Steel Design Guide Series 10*, del Instituto Americano de Construcción en Acero
- b) SP-4, del Instituto Americano del Concreto
- c) Guía de Operaciones de Apuntalamiento, del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los EE. UU.

11.2.4 El apuntalamiento y el arriostramiento deberán diseñarse para mantener la estabilidad global de la estructura antes y durante las fases de la rehabilitación. Se revisará la capacidad estructural de elementos existentes, en especial de aquellos que puedan fallar frágilmente.

11.2.5 Las cargas laterales para el diseño del apuntalamiento y/o arriostramiento temporal serán las prescritas en 2.9 de la NTC-Sismo.

11.2.6 La rigidez vertical y lateral del apuntalamiento y del arriostramiento será suficiente para que los desplazamientos verticales y laterales no excedan los valores establecidos por el Proyectista. El valor mínimo de la carga lateral será igual a 2 por ciento de la carga axial máxima del elemento por ser arriostrado.

11.2.7 Se deberá revisar que los elementos estructurales, sin daño o con daño, antes de ser rehabilitados, tengan la capacidad estructural para resistir y transmitir las cargas del edificio y las cargas temporales de construcción y apuntalamiento. Si es necesario, se deberán apuntalar y/o arriostrar los elementos estructurales durante la obra o hasta que sean rehabilitados.

11.3 Condiciones temporales

11.3.1 Para la evaluación estructural y diseño de las medidas temporales se usarán las cargas y factores de carga establecidos en la NTC-Criterios.

11.4 Protección ambiental

11.4.1 El Proyecto Ejecutivo establecerá la responsabilidad del constructor de implantar medidas de remediación, de información y de control de los residuos de la construcción.

11.5 Requisitos complementarios para cada técnica de rehabilitación

11.5.1 Reparación local de elementos estructurales

11.5.1.1 Reparación de elementos de concreto

11.5.1.1.1 Para la reparación de elementos de concreto con desprendimiento de recubrimiento o desconchamiento se deberá llevar a cabo el siguiente procedimiento:

- a) Retirar, por medios manuales, las partes flojas o mal adheridas, cuidando de no dañar el acero de refuerzo
- b) Picar la superficie de concreto endurecido y preparar una “caja” con ángulos rectos, limpiando el concreto y barras dentro de la caja
- c) Limpiar la superficie que deberá quedar perfectamente libre de polvo, grasa, óxido o cualquier otro elemento que pueda afectar la unión entre el concreto endurecido y el nuevo concreto. El acero de refuerzo deberá limpiarse con cepillo de cerdas metálicas; si la oxidación produce desprendimiento de la corrugación, éste deberá sustituirse
- d) Si la barra está fracturada o pandeada, unir la barra existente y la nueva con soldadura o mediante traslape (recomendado)
- e) Limpiar y humedecer la superficie del concreto endurecido cada 6 h, un día antes de aplicar un concreto nuevo o mortero tipo I, con llana o cuña hasta dejar un acabado parejo. Para oquedades mayores que 30 mm de profundidad, agregar gravilla limpia y seca, cuya cantidad máxima será de 25 por ciento de la mezcla cemento-arena
- f) Curado. Transcurridas tres horas posteriores al resane, se deberá iniciar el curado, humedeciendo con agua limpia la superficie reparada, lo cual deberá hacerse cada hora durante un periodo de tres días, como mínimo y a una temperatura mínima de 283 K (10° C).

11.5.1.2 Reparación de daños ligeros en muros de mampostería

11.5.1.2.1 Para el reemplazo de piezas aplastadas y/o desconchadas se deberá seguir el siguiente procedimiento:

- Retirar el material aplastado, suelto, mal adherido; lavar toda la superficie de contacto con un chorro abundante y presión suficiente de agua
- Colocar la nueva pieza con mortero tipo I. La nueva pieza será del mismo material y con resistencia similar al de la pieza dañada
- Una vez concluido el proceso de sustitución de la pieza dañada, se reparará el mortero de las juntas adyacentes.

11.5.1.2.2 La reparación local de agrietamiento en muros de tabique con aplanado se realizará de acuerdo con el siguiente procedimiento:

- Retirar parcialmente el aplanado a lo largo de la grieta, en un ancho de 200 mm a cada lado
- Retirar el material suelto, mal adherido; lavar toda la superficie de la grieta con un chorro abundante y presión suficiente de agua
- Colocar mortero tipo I sobre la grieta, cuyo espesor y profundidad deberán ser ligeramente menores que el de las rajuelas por colocar, si es que las grietas facilitan la colocación de rajuelas. En caso contrario, rellenar la grieta con lechada de cemento
- Las zonas de grietas u oquedades mayores que 50 mm o con piezas desprendidas se deberán rellenar con el mortero anteriormente especificado y pedacería de tabique
- Colocar material desplegado o malla de gallinero
- Si se opta por colocar metal desplegado, será de calibre 20, rombo 6 x 25 mm, siguiendo la trayectoria de la grieta, fijándola al muro con grapas galvanizadas en tresbolillo. Restituir el aplanado con mortero tipo I, previniendo humedecer la superficie del muro para evitar contracciones importantes entre el aplanado existente y el nuevo
- Si se usa malla de gallinero (hexagonal), primero se coloca una capa de mortero de 10 mm; luego, se fija la malla con grapas y, finalmente, se recubre la malla con otros 10 mm de mortero
- Curar el mortero manteniendo un ambiente húmedo durante tres días, por lo menos, y a una temperatura mínima de 283 K (10° C).

11.5.1.2.3 La reparación de muros con problemas de salitre tomará en cuenta el siguiente procedimiento:

- Demoler, a cada lado del muro, una franja de 300 mm de firme y piso
- Excavar el terreno bajo las zonas de piso demolidas hasta encontrar la base del enrase del cimiento
- Retirar el aplanado de muro hasta una altura mínima de 500 mm con respecto al piso terminando o hasta la altura correspondiente a la zona salitrosa
- Limpia la superficie del muro dejándola libre de polvo y de materiales sueltos o mal adheridos
- Lavar las superficies descubiertas con hipoclorito de sodio diluido en agua al 25 o 30 por ciento aplicado con escobilla plástica, y enjuagar con abundante agua
- Secar la superficie del muro por medio de ventilación y calor
- En caso de existir fisuras u oquedades por falta de material del junteo, repararlas con mortero cemento-arena y piedra laja
- Una vez que esté seca la reparación de grietas, se deberá preparar la superficie hasta lograr una amplitud de rugosidades de 6 mm (0.25 pulg) (entre valle y cresta)
- Finalmente, se repondrá el aplanado y se aplicará el acabado final de muros.

Comentario:

La rugosidad de 6 mm (0.25 pulg) de amplitud es equivalente a un perfil de la superficie de concreto CSP10, de acuerdo con ICRI 310.2R.

11.5.1.3 Reparación de daños ligeros en losas

11.5.1.3.1 La reparación de sistemas de losacero en azoteas intermedias de entrepiso y/o azotea seguirá el siguiente procedimiento:

- a) Previo a cualquier demolición, apuntalar las azoteas afectadas de forma adecuada para garantizar que no se inducirá daño al resto del edificio
- b) Demoler con cincel y martillo, cuidando de no dañar el material suave
- c) Preparar las superficies de concreto endurecido que reciban concreto fresco, con rugosidades de 6 mm (0.25 pulg); saturar con agua previo al colado
- d) Realizar los engargolados, traslapes o fijaciones de láminas según las especificaciones del proveedor
- e) Colocar un armado adicional y colocar el concreto con aditivo estabilizador de volumen (de conformidad con las especificaciones del proveedor), con el mismo espesor del existente.

Comentario:

La rugosidad de 6 mm (0.25 pulg) de amplitud es equivalente a un perfil de la superficie de concreto CSP10, de acuerdo con ICRI 310.2R.

11.5.1.3.2 Para la restitución del aplanado en losa, se tomará en cuenta el siguiente procedimiento:

- a) Examinar el aplanado por medio de golpeteo directo, mediante un cincel
- b) Retirar el aplanado mal adherido o que presente algún deterioro con medios mecánicos
- c) Picar con cincel y martillo la superficie de la losa descubierta, dejando una rugosidad mínima de 6 mm (0.25 pulg)
- d) Limpiar la superficie de la losa, dejándola libre de polvo, grasa, pintura y/o de materiales sueltos o mal adheridos
- e) Colocar metal desplegado, fijando por medio de clavos para concreto
- f) Preparar la superficie con una rugosidad de 6 mm (0.25 pulg) de amplitud
- g) Aplicar una capa de aplanado, máximo de 10 mm y esperar a que reviente para aplicar la capa final
- h) Curar las fisuras de la última capa de aplanado, por medio de arena cernida y cemento (mortero tipo I)
- i) Aplicar el acabado firme una vez que esté bien seco el aplanado.

Comentario:

La rugosidad de 6 mm (0.25 pulg) de amplitud es equivalente a un perfil de la superficie de concreto CSP10, de acuerdo con ICRI 310.2R.

11.5.1.4 Reparación de daños ligeros y moderados en losas planas

11.5.1.4.1 Si se requiere reparar la conexión de la losa plana con la columna mediante la construcción de una zona maciza deberá llevarse a cabo el siguiente procedimiento:

- a) Previo a cualquier demolición, apuntalar las azoteas afectadas de forma adecuada para garantizar que no se inducirá daño al resto del edificio
- b) Demoler con cincel y martillo o rotomartillo hasta definir el área de la nueva zona maciza
- c) Preparar las superficies de concreto endurecido que reciban concreto fresco, con rugosidades de 6 mm (0.25 pulg); saturar con agua previo al colado
- d) Habilitar la cimbra
- e) Colocar el acero de refuerzo longitudinal y transversal de la zona maciza. Detallar el acero longitudinal en el eje del “marco” en la columna para que desarrolle f_y
- f) Colocar el concreto con aditivo estabilizador de volumen (de acuerdo con las especificaciones impresas del proveedor).

11.5.1.4.2 Si se opta por utilizar un método de reparación distinto del señalado en 11.5.1.4.1 se deberá cumplir con los requisitos de construcción establecidos en el Proyecto Ejecutivo.

Comentario:

La rugosidad de 6 mm (0.25 pulg) de amplitud es equivalente a un perfil de la superficie de concreto CSP10, de acuerdo con ICRI 310.2R.

11.5.2 Reparación de corrosión y deterioro del refuerzo de elementos de acero embebidos

11.5.2.1 Ejecución de la reparación

11.5.2.1.1 Para reparar una zona dañada por corrosión del acero de refuerzo se deberá practicar una caja, con cortes a 90 grados, que expongan el acero corroído. Los primeros 20 mm de profundidad sobre el perímetro de la caja se cortarán usando disco. El concreto se puede retirar mediante cincel y maceta, un martillo neumático o eléctrico, o chorro de agua a presión entre 140 y 280 MPa (1 400 y 2 800 kg/cm²).

11.5.2.1.2 Si al descubrir el acero, se observan barras corroídas en contacto con sanas, se deberán descubrir completamente dejando, cuando menos, 20 mm libres debajo de ellas.

11.5.2.1.3 Posteriormente, se limpiarán las superficies del acero y del concreto. Las barras de acero se podrán limpiar usando un escarificador de agujas, agua a alta presión entre 21 y 70 MPa (210 y 700 kg/cm²), chorro abrasivo de arena (*sandblasteado*), o carda de metal. En cualquier caso, se deberá asegurar la limpieza del perímetro completo de la barra.

11.5.2.1.4 Se deberá prestar atención a limpiar la superficie de concreto de la caja de modo de retirar polvo, pedazos sueltos y cualquier otro material que reduzca la adherencia entre el concreto y el material de reparación.

11.5.3 Reparación de grietas mediante fluidos

11.5.3.1 Acciones previas a la inyección

- a) Retirar todos los acabados en una distancia no menor que 300 mm de la localización de la grieta
- b) Limpiar la grieta de polvo, ya sea por medios mecánicos (compresoras, bombas de aire o aspiradoras de tipo industrial) o manuales (brochas de cerdas finas, cepillos). Evitar el uso de compresores de aire operados por motores de combustión interna ya que pueden emitir partículas de aceite en el proceso. Se deberá comprobar que los compresores de aire no emitan dichas partículas de aceite en el proceso. Se preferirá el uso de aspiradoras industriales para retirar el polvo y partículas de concreto o mampostería dentro de la grieta
- c) En caso de existencia de humedad y si el material de reparación es resina epoxi, secar la grieta por medio de aire caliente y asegurarse que la fuente de la humedad sea eliminada. Alternativamente, formular la resina epoxi para que catalice y endurezca en condiciones de humedad.
- d) Si el material de reparación es una lechada a base de cemento, limpiar la grieta con agua limpia
- e) Ejecutar una pequeña perforación con un taladro en los lugares donde se colocarán las boquillas. Una vez concluidas las perforaciones, se deberán retirar y limpiar todas las impurezas
- f) Colocar las boquillas, simultáneamente con la aplicación del material sellador de la grieta que sirve para fijar las boquillas. Usualmente las boquillas son de 10 mm a 13 mm de diámetro, con una profundidad de 60 mm y deberán estar separadas a una distancia máxima de 500 mm entre sí. Se recomiendan boquillas especializadas para la inyección de resinas epoxi ya que cuentan con una válvula que evita la salida de la resina una vez inyectada. Dejar secar el sellador durante 24 h para que alcance su resistencia
- g) No se aceptará la inyección de resinas por medio del método de vacío
- h) En caso de que la superficie permanezca húmeda y no se pueda secar, es necesario contemplarlo al momento de solicitar al fabricante la formulación de la resina epoxi.

11.5.3.2 Proceso de inyección

11.5.3.2.1 Una vez que ha endurecido el sellador de la grieta, se prepara la resina. Esta deberá tener una viscosidad baja, así como una velocidad y temperatura de endurecimiento adecuadas para el elemento a inyectar.

11.5.3.2.2 Durante el proceso, la inyección se realizará introduciendo a presión la formulación epoxi de baja viscosidad (del orden de 500 cP) mediante jeringas a baja presión, pistolas, gatos hidráulicos, bombas mecánicas o bombas de vacío. Cuando se trate de la inyección de grietas verticales o inclinadas, se inyectará la resina por la boquilla más baja y se continúa hasta que ésta se comienza a salir por la boquilla inmediata superior. Una vez que la resina comienza a salir por la boquilla siguiente, se retira la bomba de la boquilla de inyección, se sella la boquilla y se conecta la bomba a la boquilla inmediata superior. Este proceso se repetirá a lo largo de toda la grieta.

11.5.3.2.3 Una vez terminada la inyección, se deja que la resina alcance su resistencia, la cual dependerá de la formulación del fabricante.

11.5.3.2.4 Se deberá cumplir con a) a i):

- a) Las grietas podrán ser inyectadas con resinas epoxi a partir de 0.05 mm hasta 5 mm. Para grietas de mayor espesor que 5 mm se evaluará el caso de lechadas o morteros a base de cemento hidráulico o cementantes epoxi, los cuales tendrán una formulación específica. Se preferirán los morteros hidráulicos de alta resistencia sin contracción
- b) La limpieza de la grieta deberá realizarse con extremo cuidado debido a que el polvo en la grieta evitará la adherencia de la resina a la superficie de la grieta
- c) La formulación de la resina deberá tener una baja viscosidad (aproximadamente de 500 cP)
- d) El sellado de grietas de 0.02 mm se realizará con la misma resina, mientras que si la grieta es mayor se recomienda la utilización de un mortero epoxi. El tiempo de endurecimiento del sellador es de 24 h
- e) Las boquillas a utilizar podrán ser metálicas. Se podrán utilizar boquillas plásticas si el Director y el Corresponsable, en su caso, lo aprueban. Las boquillas se colocarán dependiendo el espesor de la grieta, a una separación máxima de 500 mm entre ellas. La separación se reducirá mientras la grieta sea más profunda
- f) Si es necesario realizar un pequeño orificio que sirva como soporte de la boquilla, se deberá limpiar de todo residuo de concreto o mampostería
- g) La inyección se realizará principalmente con bombas a presiones de entre 0.5 MPa hasta 2 MPa (5 kg/cm² hasta 20 kg/cm²), dependiendo de la viscosidad
- h) No se aceptará la inyección de resinas por medio del método de vacío
- i) En caso de que la superficie permanezca húmeda y no se pueda secar, es necesario contemplarlo al momento de solicitar al fabricante la formulación de la resina epoxi.

11.5.3.3 Acciones posteriores a la inyección

11.5.3.3.1 Una vez que cumplió el tiempo mínimo de endurecimiento de la resina, se retirará la capa de sellado de la grieta en caso de que así se requiera. Se puede dejar el sello si fue considerado para quedarse después de la inyección. El retiro del sellador se hará por medios mecánicos (desbastando con herramientas eléctricas). No se deberá utilizar calor para retirar el sello.

11.5.3.3.2 Para asegurar que la inyección de la resina haya resultado exitosa, se deberá realizar una prueba no destructiva de ultrasonido sobre el concreto.

11.5.3.3.3 Con la aprobación del Director y, en su caso, del Corresponsable, se aplicará la prueba de ultrasonido, impacto eco o análisis espectral de ondas superficiales en al menos el 10 por ciento de los elementos estructurales inyectados con resina, lechada o mortero en cada entrepiso. Se medirán los tiempos de recepción antes y después de la inyección. Se aceptará el elemento inyectado si la diferencia entre los tiempos es, cuando mucho, de 20 por ciento. Alternativamente, se medirá el tiempo de recepción después de la inyección, y se comparará con el tiempo de recepción de referencia que se obtenga en concreto sano en el mismo elemento estructural que se está evaluando. Para este caso, la diferencia entre estos tiempos no deberá ser mayor que 20 por ciento.

11.5.3.3.4 Los transductores se colocarán equidistantemente a ambos lados de la grieta, entre 100 y 150 mm.

Comentario:

En ICRI 210.1R se pueden consultar los criterios para ejecutar una prueba de ultrasonido.

11.5.4 Reemplazo de elementos estructurales dañados

11.5.4.1 Losas en volado con problemas de flecha y/o agrietamiento excesivo

11.5.4.1.1 El procedimiento constructivo para el reemplazo de losas en volado con problemas de flecha y/o agrietamiento excesivo considera los puntos a) a h):

- a) Acordonar el área de trabajo; se recomienda utilizar señalamientos para evitar la circulación de los usuarios en dicha obra

- b) Apuntalar la zona antes de iniciar los trabajos de demolición
- c) Demoler por medios manuales con cincel y martillo, cuidando de no dañar el acero de refuerzo ni el concreto sano
- d) Limpiar la zona demolida para que quede libre de polvo, óxido, grasa o de cualquier elemento que pueda afectar la liga entre concreto fresco y concreto endurecido. Usar aire a presión, sólo si el compresor de aire cuenta con filtro de aceite y se verifica que no hay partículas de aceite en la línea de aire comprimido
- e) Limpiar el acero de refuerzo con cepillo de cerdas metálicas. Si la oxidación es tal que, al efectuar la limpieza, se desprende la corrugación de la barra, se deberá sustituir el tramo de barra dañada. La unión entre la barra existente y la nueva se hará mediante un traslape
- f) Limpiar la superficie que reciba el concreto nuevo con chorro de agua y lograr una superficie rugosa de 6 mm (0.25 pulg) de amplitud
- g) Habilitar la cimbra y colocar el concreto nuevo de la losa
- h) Curar el concreto de la losa mediante un ambiente húmedo, al menos durante tres días después de su colocación.

Comentario:

La rugosidad de 6 mm (0.25 pulg) de amplitud es equivalente a un perfil de la superficie de concreto CSP10, de acuerdo con ICRI 310.2R.

11.5.4.2 Colocación de largueros adicionales o sustitución de largueros dañados

11.5.4.2.1 A continuación, se presenta el procedimiento de colocación de largueros adicionales o sustitución de largueros dañados como parte del proceso de reemplazo de elementos estructurales dañados:

- a) Trazar en obra la ubicación de los largueros (si son adicionales), procurando que la separación entre ellos no exceda la recomendada en el manual del fabricante del sistema de cubierta o 2 m
- b) Quitar de la cubierta cualquier elemento que interfiera con la colocación de los largueros adicionales
- c) Preparar las superficies que recibirán la placa de unión de larguero adicional
- d) Soldar las placas de soporte de largueros adicionales a la estructura existente. Esta acción deberá ser ejecutada por un soldador calificado y supervisada por el residente de obra y el Director
- e) Montar los largueros adicionales, procurando que éstos se coloquen a presión por medio de puntales, rastras y cuñas que permitan corregir lentamente la deformación. Es recomendable que sean cuando menos tres puntales por cada larguero, uno en cada extremo y otro al centro
- f) Fijar la lámina de la cubierta a los largueros adicionales por medio de pijas
- g) Terminados los pasos anteriores, aplicar la soldadura entre las placas de soporte y los largueros
- h) Una vez aplicada la soldadura, retirar el apuntalamiento de los largueros, procurando iniciar desde el centro
- i) Dar el acabado final a los largueros y a sus placas de unión y corregir los detalles de la estructura existente, tanto los originados por el proceso como los ajenos a éste.

11.5.5 Conexión entre elementos existentes y materiales o elementos nuevos

11.5.5.1 Deberán considerarse los puntos a) a f):

- a) Se seguirán las recomendaciones de instalación de los fabricantes de resina epoxi y conectores. Se usarán productos certificados por un organismo acreditado
- b) Antes de realizar la perforación, se identificará la colocación del acero de refuerzo del elemento de concreto existente y se preparará la superficie del concreto que estará en contacto con el nuevo concreto, preparando la superficie hasta alcanzar una rugosidad de 6 mm (0.25 pulg)
- c) Se hará el agujero usando un taladro de impacto para promover la rugosidad en la cara lateral del agujero. Una vez hecho el agujero, con la profundidad y diámetro de diseño, se limpiará por medio de un cepillo para biberones o mediante aspiradora industrial
- d) Se rellenará el agujero con resina epoxi hasta dos terceras partes de la profundidad del agujero. Posteriormente se inserta la barra corrugada o el conector, girando sobre su eje conforme avanza lentamente su colocación
- e) Se retirará el exceso de resina
- f) Se acepta colocar anclas con barrenos inclinados a 45 grados con respecto a la superficie de concreto, con la misma profundidad que los barrenos perpendiculares a la superficie. En este caso, se dejarán pasar 24 h para doblar en frío la barra para que quede ortogonal a la cara de concreto.

Comentario:

La rugosidad de 6 mm (0.25 pulg) de amplitud es equivalente a un perfil de la superficie de concreto CSP10, de acuerdo con ICRI 310.2R.

11.5.6 Encamisado de vigas, columnas o uniones con concreto reforzado

11.5.6.1 Se considerarán a) a e):

- a) Se preparará la superficie de concreto del elemento por encamisar hasta obtener una rugosidad de al menos 6 mm (0.25 pulg) entre valle y cresta. La cara preparada deberá estar libre de cualquier sustancia que impida la adhesión del concreto nuevo
- b) Dos horas antes del colado, se deberá saturar la superficie del concreto existente con agua limpia
- c) No será necesario usar adhesivo entre concretos nuevo y existente ni cualquier otro aditivo para el efecto
- d) El revenimiento y el tamaño máximo del agregado se seleccionarán de acuerdo con la separación mínima y el recubrimiento del refuerzo
- e) Si se emplean concreto con fibras de acero, se deberá satisfacer 16.4.1, 16.5.2 y 16.8.9 de la NTC-Concreto.

Comentario:

La rugosidad de 6 mm (0.25 pulg) de amplitud es equivalente a un perfil de la superficie de concreto CSP10, de acuerdo con ICRI 310.2R.

11.5.7 Encamisado de vigas, columnas o uniones con acero

11.5.7.1 Encamisado con placas

11.5.7.1.1 Se considerará lo indicado de a) a d):

- a) Se preparará la superficie de concreto del elemento por encamisar hasta obtener una rugosidad de al menos 6 mm (0.25 pulg) entre valle y cresta. La cara preparada deberá estar libre de cualquier sustancia que impida el correcto funcionamiento de la sustancia adhesiva
- b) Si se usan conectores adhesivos (químicos) con resina epoxi en vigas y columnas, el Proyecto Ejecutivo deberá establecer la profundidad de anclaje
- c) Si se usan conectores, su distribución será al tresbolillo con una separación máxima de 200 mm en forma paralela al eje longitudinal y se localizarán dentro del tercio medio de la dimensión transversal del elemento
- d) En todo encamisado, el espacio entre el concreto y la placa será de al menos 20 mm y deberá ser rellenado con mortero fluido sin contracción con resistencia a compresión al menos igual a la del elemento por encamisar o de 35 MPa (350 kg/cm²), la que resulte mayor.

Comentario:

La rugosidad de 6 mm (0.25 pulg) de amplitud es equivalente a un perfil de la superficie de concreto CSP10, de acuerdo con ICRI 310.2R.

11.5.7.2 Ángulos y soleras

11.5.7.2.1 Se tomarán en consideración a) a c):

- a) Se preparará la superficie de concreto del elemento por encamisar correspondiente con el área de contacto de los ángulos y soleras hasta obtener una rugosidad de al menos 6 mm (0.25 pulg) entre valle y cresta. La cara tratada deberá estar libre de cualquier sustancia que impida la correcta adhesión del mortero al concreto original
- b) Durante la colocación de los ángulos, se utilizará un anillo de acero o equivalente, con objeto de mantener en posición a los ángulos durante el soldado de las soleras. Los ángulos deberán estar separados, al menos, 12.7 mm (0.5 pulg) del concreto
- c) El espacio entre el concreto y la solera deberá rellenarse con mortero fluido sin contracción con una resistencia a compresión mínima de 35 MPa (350 kg/cm²).

Comentario:

La rugosidad de 6 mm (0.25 pulg) de amplitud es equivalente a un perfil de la superficie de concreto CSP10, de acuerdo con ICRI 310.2R.

11.5.8 Encamisado de vigas, columnas o uniones con compuestos de polímeros reforzados con fibras (CPRF)

- a) Se deberán cumplir con los requisitos establecidos en el Capítulo 6 del 440.2R-17
- b) Antes de encamisar un elemento con CPRF, se deberá reparar localmente, especialmente si exhibe deterioro por corrosión
- c) Se deberán usar productos certificados por un organismo acreditado
- d) Cuando la aplicación dependa de la adherencia de las fibras al concreto existente (como en el caso de encamisados para incrementar la resistencia a la flexión), se deberá preparar la superficie de concreto para garantizar la adherencia del CPRF. Se deberán seguir las instrucciones de los fabricantes de CPRF
- e) Cuando la aplicación dependa del contacto entre las fibras y el concreto existente (como en el caso de encamisados para incrementar el confinamiento de una zona), la superficie deberá estar seca y limpia, libre de cualquier sustancia o defecto que pueda afectar el contacto entre el concreto existente y el CPRF. Se deberá limpiar con un cepillo con cerdas rígidas
- f) Las esquinas se deberán redondear hasta alcanzar un diámetro de 25.4 mm (1.0 pulg)
- g) No se aplicarán encamisados de CPRF en elementos que presenten corrosión en el acero de refuerzo, a menos que se reparen previamente
- h) La colocación de las fibras y resina, así como el curado de la resina se harán siguiendo las indicaciones impresas del fabricante
- i) Se recomienda proteger el encamisado con cubiertas de plástico hasta que la resina termine su proceso de curado.

11.5.9 Encamisado de muros de mampostería

11.5.9.1 Preparación del muro y reparación de grietas

- a) Se deberá tratar la superficie del muro antes de colocar el refuerzo y aplicar el mortero o el concreto para lograr un comportamiento monolítico de la mampostería con el encamisado. Se deberán retirar los acabados y revestimientos del muro. Se deberá preparar la superficie de mampostería mediante un martelinado suave, con el fin de lograr una rugosidad de 3 mm (0.125 pulg). Las superficies de los castillos y dalas se deberán preparar hasta una rugosidad de 6 mm (0.25 pulg). Previamente a la colocación del refuerzo del encamisado, la superficie de la mampostería deberá estar limpia
- b) Si los muros presentan daños, se deberán retirar los fragmentos y piezas sueltas de la superficie de la mampostería y se limpiará el polvo y las partículas en el interior de las grietas mediante un chorro de agua limpia
- c) Si el muro presenta agrietamiento moderado o severo, según la clasificación del Capítulo 4 de esta Norma, se deberán reparar las grietas. Para la reparación de grietas se podrán emplear dos técnicas:
- d) Inyección. Las grietas se rellenarán con resinas epoxi, morteros epoxi o morteros fluidos de cemento sin contracción (con consistencia de lechada). Esta técnica se aplicará para los casos de muros de piezas sólidas con bajo número de grietas, las cuales deberán estar bien definidas. No se permiten inyecciones por el método de vacío. Los fluidos que sean inyectados deberán de fluir correctamente a través de las grietas y vacíos, pero sin aumentar la segregación, sangrado y contracción plástica
- e) Rajueleo. Se colocarán pedazos de piezas en las grietas que tienen espesores superiores a 5 mm. Las rajuelas deberán acuñarse y pegarse con mortero tipo I; es necesario limpiar y humedecer las superficies que estarán en contacto con el mortero antes de colocarlo. Se permitirá utilizar fibra de vidrio o algún aditivo estabilizador de volumen en el mortero de pega, para controlar los cambios volumétricos y la contracción por fraguado que pueda sufrir.
- f) Si la mampostería está aplastada, se sustituirán las piezas por otras con características mecánicas y dimensiones similares. Análogamente, si los extremos del castillo, en el caso de mampostería confinada, están dañados por el agrietamiento inclinado del muro, se demolerá el concreto dañado y se reconstruirá la zona. Este concreto deberá tener, al menos, la misma resistencia que el original. Se dejará una separación de 10 mm, al menos, entre el concreto nuevo y el existente para ser rellenada después con mortero seco con estabilizador de volumen.
- g) Si la estructura es de mampostería simple, o bien, de mampostería mal confinada, y se opta por añadir nuevos castillos y/o dalas, se deberá proceder como sigue:
 - 1) Para nuevos castillos: se deberá colocar el concreto del castillo por capas. Se recomienda construir el castillo por mitades para asegurar una buena compactación del concreto y, así, evitar oquedades. Si no se construye una dala,

se deberá anclar el refuerzo longitudinal del castillo en la losa, ya sea atravesándola para darle continuidad en la altura, o mediante un doblado a 90 grados.

- 2) Para nuevas dalas: apuntalar el sistema de piso. Retirar el número de hiladas para lograr un peralte de la dala de 140 mm. Preparar la cara inferior de la losa que estará en contacto con el nuevo concreto de la dala. Colocar el acero de refuerzo longitudinal de la dala que se anclará en la unión con el castillo. Colocar el concreto a través de ranuras en la losa, usando una cimbra con resbaladilla.

Comentario:

La rugosidad de 6 mm (0.25 pulg) de amplitud es equivalente a un perfil de la superficie de concreto CSP10, de acuerdo con ICRI 310.2R.

11.5.9.2 Encamisado con malla de alambre soldado

Para la colocación de refuerzo del encamisado deberán seguirse los puntos a) a j):

- a) Se podrá encamisar el muro por una o dos caras
- b) Las mallas de alambres soldado deberán ser fijadas a los castillos -extremos e intermedios- y a las dalas (en caso de que estos elementos existan o se inserten) mediante anclajes. Se podrán usar clavos, anclas, grapas, estribos abiertos o cualquier otro conector que permita fijar la malla y transmitir la fuerza cortante. Si se usan conectores expansivos o adhesivos (anclas), se deberán satisfacer los requisitos de 9.5 de esta Norma. Se acepta que las anclas tengan forma de L. Si se usan grapas o estribos abiertos, sus dobleces a 135 grados deberán abrazar las barras longitudinales del castillo existente. La separación máxima entre conectores, a lo largo de castillos y dalas, será de 450 mm.
- c) Se usará una densidad mínima de 9 anclajes/m². Las mallas de calibre pequeño (8 y 10) pueden fijarse con clavos de 50 mm de longitud, colocados manualmente con martillo
- d) La separación máxima de conectores, en sentidos horizontal y vertical, será de 450 mm. Si se considera que las piezas son de mala calidad, la separación se puede reducir a 250 mm cuando se esté utilizando malla de calibre pequeño (8 o 10); cuando se utilice un mayor calibre (calibre 4 o diámetros de 6.4 mm) se deberán considerar clavos de 51 mm de longitud con arandela, instalados mediante cargas explosivas de potencia controlada
- e) La malla deberá rodear ambos bordes verticales del muro (o castillos, en caso de que estos elementos existan), así como los bordes de las ventanas o aberturas que éste tenga
- f) Si la malla sólo se coloca en una cara del muro, la malla deberá rodear los extremos del muro, así como extenderse al menos dos veces la separación entre alambres transversales y anclarse a la mampostería
- g) En caso de que la malla no pueda ser doblada y anclada alrededor de los bordes laterales del muro, de las aberturas o las ventanas, se deberá colocar un refuerzo en forma de U hecho con malla de calibre no inferior a 10 (3.43 mm de diámetro) que sea traslapado con la malla principal en una zona donde los esfuerzos en los alambres de la malla sean bajos. El Proyecto Ejecutivo, en especial los planos, incluirán los detalles de traslapes
- h) Si se encamisa el muro por ambas caras, se deberá considerar la instalación de conectores, en forma de grapas o estribos de alambón que atraviesen el espesor del muro para poder fijar las mallas en ambos lados. Para esto, es necesario perforar el muro, colocar el elemento de acero y rellenar el espacio libre del agujero con mortero epoxi o hidráulico de alta resistencia. Alternativamente se aceptará el uso de clavos o fijadores colocados en cada cara de manera independiente
- i) El refuerzo del encamisado del muro se deberá continuar en los muros ortogonales, al menos una distancia igual a cuatro veces la separación entre alambres verticales. Si no se puede doblar la malla, se deberá colocar un refuerzo en forma de L hecho con malla de calibre no inferior a 10 (3.43 mm de diámetro) que sea traslapado con la malla principal
- j) Cuando en el proyecto de rehabilitación se contemple la necesidad de extender el refuerzo hasta la cimentación, se deberán ranurar las zapatas. Las dimensiones de las ranuras serán suficientes para poder colocar el armado del encamisado y el mortero o concreto. Las ranuras se deberán limpiar de cualquier material que impida la adhesión del mortero o concreto de la camisa con el cimiento. Se recomienda que la ranura tenga distintas profundidades a lo largo del muro, de modo de formar una llave de corte para incrementar la resistencia a cortante por deslizamiento. Finalmente, se deberá impermeabilizar el encamisado.

Comentario:

En las figs. C11.5.9.2.1.a y 11.5.9.2.1.b se muestran ejemplos de uso de anclas y de estribos abiertos para conectar el refuerzo del encamisado con elementos de confinamiento, respectivamente. En la fig. C11.5.9.2.1.c se ilustra la aplicación de conectores de carga explosiva con potencia controlada.

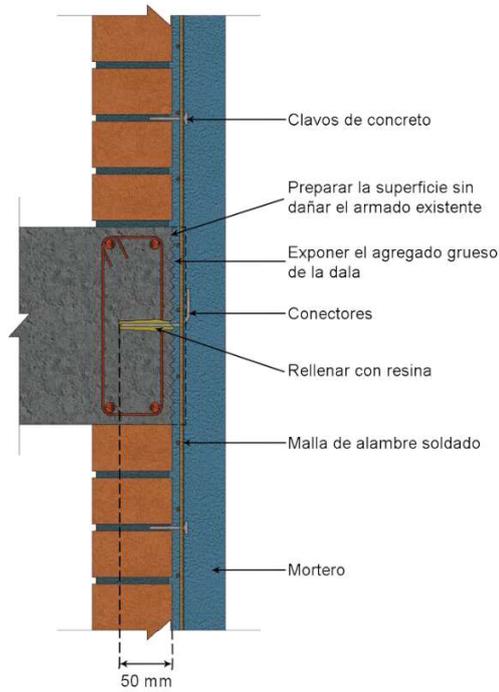


Figura C11.5.9.2.1.a – Detalle de la conexión del refuerzo del encamisado a dalas usando anclas a 90 grados (INIFED, 2021d)

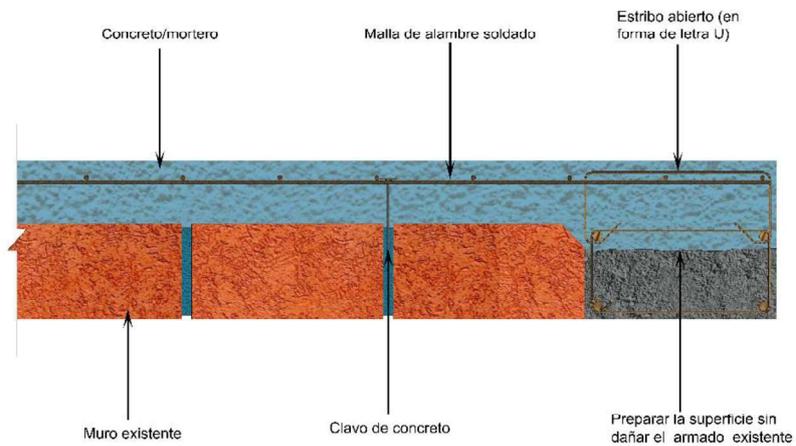


Figura C11.5.9.2.1.b – Detalle de la conexión del refuerzo del encamisado a castillos mediante estribos abiertos con dobleces a 135 grados (INIFED, 2021d)

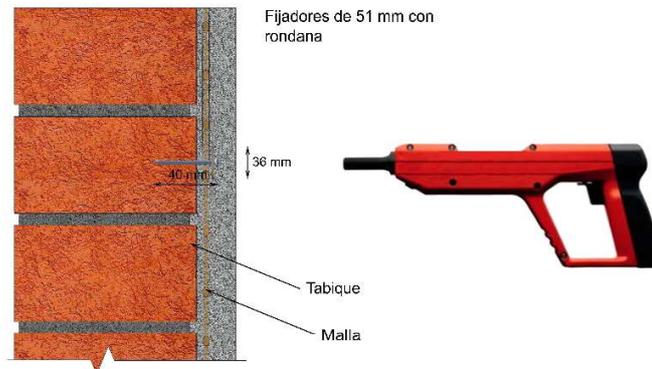


Figura C11.5.9.2.1.c – Anclaje de malla con conectores instalados mediante cargas explosivas de potencia controlada (INIFED, 2021d)

La densidad de anclajes requerida en 11.5.9.2.1.c tiene la intención de distribuir el agrietamiento en forma uniforme y obtener un comportamiento estable y con amplia disipación de energía.

En la fig. C11.5.9.2.1.d se ilustra la colocación de la malla de alambre soldado en dos caras de un muro.

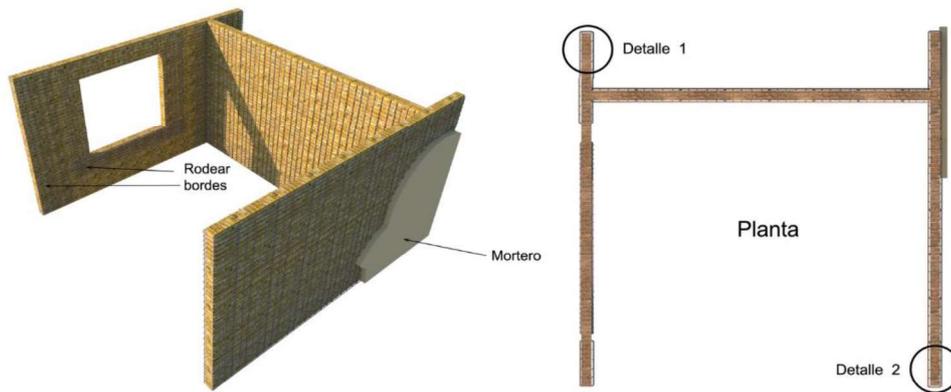


Figura C11.5.9.2.1.d – Colocación de malla de alambre soldado en la superficie de los muros de mampostería (INIFED, 2021d)

En la fig. C11.5.9.2.1.e de presentan detalles de colocación de mallas de alambre soldado en muros de mampostería.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

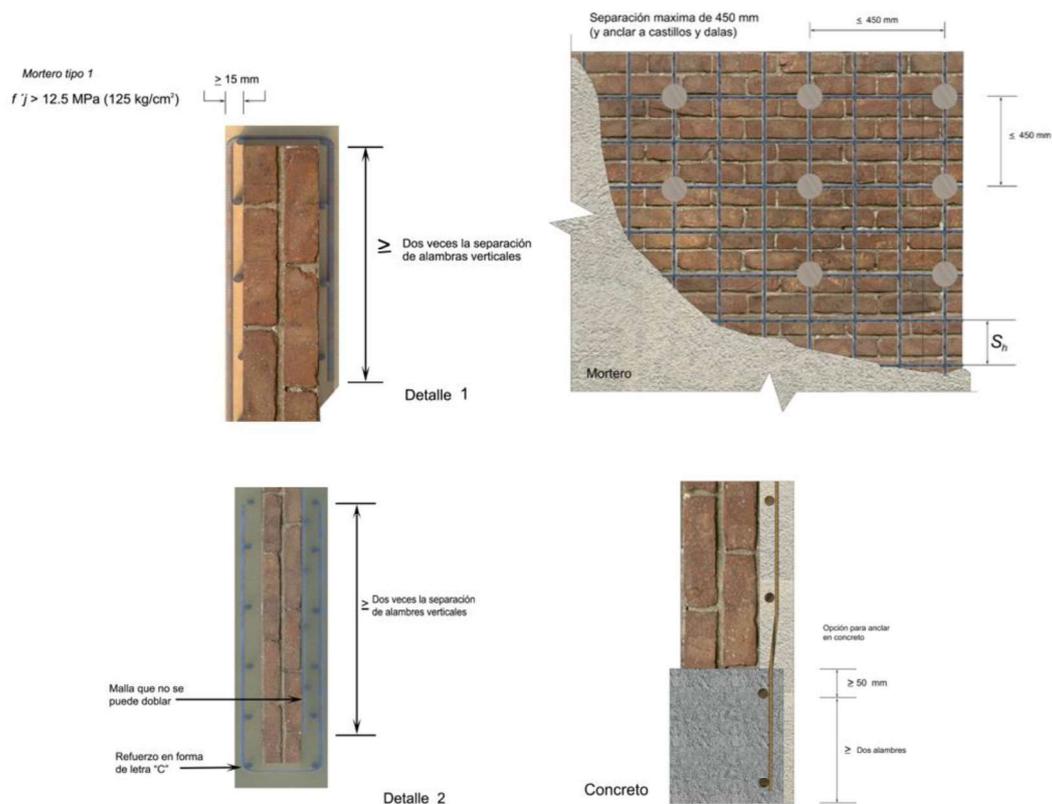


Figura C11.9.5.2.1.e – Detalles para la colocación de malla de alambre soldado sobre muros de mampostería

El proceso de colocación del recubrimiento de mortero o de concreto deberá considerar el siguiente procedimiento:

- Antes de colocar el mortero sobre la malla o el concreto del encamisado, se deberá saturar la superficie del muro con agua
- El mortero se podrá colocar con medios manuales o con dispositivos neumáticos (lanzado). En caso de utilizar la técnica de lanzado, se deberá tomar en cuenta la posibilidad de formación de huecos debido al rebote de la mezcla en la superficie de la estructura
- El concreto se podrá colocar por gravedad, preparando la cimbra para facilitar la salida del aire atrapado en el concreto. Se acepta el uso de concreto lanzado
- En la fabricación del mortero se usará arena bien graduada de conformidad con la norma NMX-C-111-ONNCCE-2018
- El mortero y concreto se curarán de acuerdo con los requisitos de 16.7.7 de la NTC-Concreto
- Para evitar agrietamiento por contracción en mortero o concreto lanzado, se deberán emplear aditivos como humo de sílice. También se pueden emplear fibras de polipropileno. Se aceptará colocar una capa adicional de malla de gallinero y así también poder controlar el agrietamiento prematuro
- El espesor del recubrimiento de mortero deberá ser al menos de 15 mm en cada lado del muro.
- El mortero será tipo I. Se deberán revisar las relaciones volumétricas recomendadas para morteros tipo I en 2.5 de la NTC-Mampostería. El Proyecto Ejecutivo y los planos incluirán la relación volumétrica recomendada
- Si el encamisado es de concreto normal, el espesor mínimo será de 35 mm.

Comentario:

El empleo de humo de sílice permite incrementar el espesor de la capa a aplicar, aumentar la densidad de la mezcla, incrementar la resistencia a los agentes químicos, a factores térmicos, a la adherencia, a flexión y compresión, y disminuyen el rebote del material lanzado.

Por su parte, al emplear fibras de polipropileno se reduce el agrietamiento por contracción plástica.

Los requisitos de construcción de las técnicas adicionales para la rehabilitación de muros de mampostería presentadas en esta Norma son:

a) Encamisado con bandas y placas de acero

Para encamisar muros mediante bandas de acero o con placas de acero completas, es necesario, inicialmente, reparar las grietas existentes, así como, en caso de ser necesario, reparar y/o añadir elementos de confinamiento a los muros. Si el encamisado se hace mediante bandas de acero, se recomienda tomar en consideración los siguientes puntos:

- 1) Las bandas se disponen sobre la diagonal principal de la mampostería. Es conveniente colocar bandas verticales a los costados del muro
- 2) Las bandas son fijadas mediante conectores adhesivos (ahogados en resina epoxi) Este proceso se lleva a cabo de manera de no dañar la mampostería existente o las reparaciones hechas al muro
- 3) Una vez que las bandas hayan sido fijadas a la mampostería, los puntos en que ambas bandas se intersecan al centro y extremos del muro son soldados
- 4) Para conectar las bandas de acero entre sí, y con el sistema de piso (losas) se colocan ángulos de acero anclados a las losas mediante pernos que eviten la fluencia del acero de los ángulos ante la incidencia de fuerzas laterales constantes. Se sugiere que la unión entre los ángulos y las bandas de acero sea soldada.

Para realizar el encamisado con placas de acero cubriendo la totalidad de la mampostería (ya sean multiperforadas, o completamente lisas) se consideran los puntos 1) a 6):

- 1) Una vez que la superficie de la mampostería se encuentre limpia y reparada se coloca un recubrimiento de mortero tipo I. El espesor del recubrimiento no excede 15 mm
- 2) Posteriormente se perforan los agujeros para la colocación de conectores. El tamaño y la densidad de los agujeros, así como el tipo de conectores instalados, están en función de los requisitos de cada proyecto de rehabilitación. Se propone el empleo de pernos, ajustados con tuercas y arandelas. Es recomendable, ajustar las tuercas (en caso de que se opte por los pernos) mediante la aplicación de un torque máximo de 3.5 Nm (0.35 kg-m)
- 3) Una vez que se realizaron las perforaciones en el muro se coloca la placa. Es recomendable el empleo de placas con espesores de entre 1 a 1.5 mm de espesor. Se ha observado, mediante experimentación, que un espesor mayor resulta innecesario, pues el incremento de resistencia y rigidez es insignificante, dado que falla la mampostería
- 4) En caso de que las placas de acero adquiridas no alcancen a cubrir en su totalidad a la mampostería, se sugiere realizar un traslape de placas. La distancia mínima de traslape entre placas es de 125 mm
- 5) Con la finalidad de evitar el aplastamiento de la mampostería en las esquinas se sugiere aumentar la cantidad de conectores instalados en los extremos del muro, la separación mínima entre éstos es de 100 mm
- 6) En caso de ser necesario, y si el proyecto de rehabilitación así lo contempla, pueden encamisarse las columnas adyacentes mediante ángulos, soleras o placas. Esto con la finalidad de proteger a estos elementos y evitar que fallen por fuerza cortante.

b) Encamisado con bandas de polipropileno

El proceso constructivo de esta técnica consiste en los puntos 1) a 4):

- 1) Se repara el muro sobre el cual se coloca la malla de polipropileno, en caso de ser necesario. Además del muro, los elementos de confinamiento también son reparados. La superficie del muro está libre de polvo y partículas.
- 2) Las bandas de polipropileno se disponen de manera que se forme una malla. Para unir las bandas entre sí y formar las intersecciones de la malla se sugiere emplear un soldador de plástico
- 3) Los muros son cubiertos en su totalidad por las mallas, esto incluye las aberturas de puertas y/o ventanas
- 4) Para conectar la malla a la mampostería se realizan perforaciones sobre el muro, donde puedan ser colocados los conectores. Se sugiere la colocación de separadores (piezas de plástico, o cualquier otro elemento rígido) entre las bandas y los conectores, con la finalidad de evitar la rasgadura de las bandas. Es recomendable aumentar la densidad de los conectores cerca de las intersecciones entre muros y/o las esquinas de estos. La distancia máxima de separación entre conectores se sugiere que sea equivalente a cuatro veces la dimensión de la cuadrícula de la malla conformada por las bandas
- 5) Después de anclar la malla a la mampostería, se cubre la superficie del muro con un recubrimiento, el cual puede ser a base de mortero o concreto.

La efectividad de la técnica depende, en gran medida, de qué tan ajustadas se encuentren las bandas a la mampostería. Cuanto más ajustada se encuentre la malla, mejor será el comportamiento de la estructura.

Es necesario colocar un recubrimiento sobre la superficie del muro con la malla, para rellenar los espacios que existan entre la malla y la mampostería, y así asegurar el buen desempeño de la rehabilitación, a su vez que el recubrimiento brinda protección ultravioleta a las bandas y permite brindar un mejor acabado a los muros.

La disposición de las bandas para la conformación de la malla ha sido estudiada con la finalidad de encontrar la orientación que brinde una mayor eficiencia para la rehabilitación (Mayorca y Meguro, 2003). Se han estudiado dos distintas maneras de orientar las bandas: a) en forma paralela a las juntas de mortero y b) a 50° respecto a las juntas de mortero. De los estudios se observó que, al disponerlo de manera paralela a las juntas de mampostería,

el comportamiento del muro fue mejor, en comparación con la disposición a 50°, además, la primera forma de disponer las bandas resulta ser más sencilla de instalar.

c) Encamisado con polímeros reforzados con fibras (CPRF)

Preparación de la superficie del muro previa a la adhesión de CPRF:

- 1) La superficie del muro queda limpia, libre de polvo, partículas o restos del recubrimiento*
- 2) Es necesario que la superficie de los muros se encuentre a temperatura ambiente (aprox. 293K o 20°C); no deberá encontrarse fría, húmeda o mojada a menos que el fabricante lo indique. Se busca que a temperatura se mantenga durante el curado (al menos 24 h)*
- 3) En caso de ser necesario, las grietas presentes en la mampostería se reparan. Es óptimo contar con una superficie lisa.*

Aplicación del encamisado con CPRF

- 1) Se coloca la imprimación o masilla de manera uniforme sobre la superficie del muro donde son colocadas las fibras. Es necesario evitar la contaminación por polvo, partículas, humedad u otros contaminantes en la imprimación aplicada, antes de la colocación de CPRF*
- 2) Una vez que se haya completado el proceso de curado de la imprimación o masilla se coloca la resina sobre la superficie previamente preparada.*
- 3) Las fibras son colocadas sobre la superficie, donde se haya colocado la resina. Se recomienda que las fibras se impregnen previamente por separado, antes de ser colocadas. La configuración de las fibras está en función de las indicaciones del fabricante, así como de los requisitos del proyecto. Una vez colocadas sobre la superficie, hay que asegurar la correcta adhesión mediante presión suave y uniforme*
- 4) Las fibras se cubren con resina saturante una vez colocadas. Es necesario eliminar el aire atrapado entre las capas de resina, antes de que ésta se endurezca. En caso de añadir capas adicionales de fibras, éstas se colocan antes de que la capa de resina anterior se cure, para evitar desprendimientos*
- 5) Es recomendable curar la resina de acuerdo con lo indicado por el fabricante. Mientras que las resinas se encuentren en fase de curado, hay que tener cuidado de la exposición a temperaturas adversas, contacto con agua, polvo o suciedad, luz solar excesiva y alta humedad. Es aconsejable proteger de manera temporal el encamisado, mediante algún elemento como plástico o carpas.*

Podrán emplearse conectores hechos de CPRF para evitar el desprendimiento de las fibras de la superficie de la mampostería. Para la elaboración y colocación de conectores de CPRF se llevará a cabo el siguiente procedimiento:

- 1) Para la elaboración de los conectores, la tela u hoja de fibras se corta de forma perpendicular a la dirección de las fibras. Las dimensiones de corte están definidas conforme a los requisitos de diseño. La pieza recortada se enrolla en forma de cilindro con diámetro previamente definido. Uno de los extremos del cilindro tiene que amarrarse, para posteriormente insertarse en la perforación realizada en el muro. El otro extremo se corta de manera longitudinal en varias tiras, buscando obtener la forma de una escobeta o abanico.*
- 2) Se perforan los agujeros para los conectores. Se sugiere que la perforación se realice con un diámetro 3 o 4 mm mayor que el diámetro del ancla, para permitir la colocación de resina. Los agujeros se limpian para que queden libres de polvo o material suelto*
- 3) Dentro de la perforación y sobre la superficie de colocación del ancla se aplica una imprimación de resina, se deja curar y se continúa con el proceso*
- 4) Una vez que la imprimación de resina ha completado su proceso de curado, se aplica resina saturante sobre la superficie de colocación y dentro del agujero*
- 5) El conector se introduce de manera cuidadosa a través de los agujeros. Las fibras que queden expuestas deberán acomodarse para alcanzar la forma de abanico*
- 6) Una segunda capa de resina se aplica, para saturar a la fibra y el conector. Una vez colocada, nuevamente se realice el proceso de curado de acuerdo con lo indicado por el fabricante en sus especificaciones impresas.*

d) Encamisado con textiles estructurales

- 1) Antes de la colocación del textil estructural, la superficie del muro está limpia, libre polvo o partículas. Es recomendable aplicar un martelinado suave logrando una rugosidad de 3 mm (0.125 pulg)*
- 2) Una vez que la superficie del muro se encuentra limpia y preparada, se aplica una capa de mortero directamente en la superficie de la mampostería, alcanzando un espesor de 5 mm*
- 3) Una vez colocada la primera capa de mortero, se coloca la malla de fibra (carbono, vidrio, acero, entre otras). La malla de fibra se puede colocar en distintas configuraciones; es posible encamisar por completo la superficie de la mampostería, o también colocar la malla en forma de bandas horizontales, verticales o diagonales*
- 4) Una vez colocada la malla de fibra, se coloca otra capa de matriz inorgánica (mortero), cuyo espesor puede ser el mismo que el colocado en la primera capa*
- 5) El curado de los muros rehabilitados se lleva a cabo durante al menos siete días posteriores a la colocación de la última capa de mortero. El curado consiste en humedecer, con agua limpia, la superficie del muro durante cada hora con el fin de retener el agua del mortero.*

e) *Encamisado con morteros reforzados con fibras*

Esta técnica se caracteriza por el ahorro de tiempo y trabajo en su ejecución, en comparación con otras técnicas, su procedimiento constructivo considera los siguientes puntos:

- 1) *Antes de la colocación del mortero con fibras, la superficie del muro se encuentra limpia, libre polvo o partículas. Es recomendable aplicar un martelinado suave logrando una rugosidad de 3 mm (0.125 pulg)*
- 2) *Las fibras a emplear se utilizan como agregado adicional en la mezcla de mortero y su dosificación depende del proyecto de rehabilitación. Se sugiere emplear una cuantía de fibras (cuando se empleen fibras de acero) de 40 kg/m³ (0.4 kN/m³), así como fibras con relación de aspecto (longitud/diámetro) mayor que 50. Se ha de cumplir con 16.4.1, 16.5.2 y 16.8.9 de la NTC-Concreto*
- 3) *La aplicación de mortero con fibras sobre la superficie de la mampostería puede realizarse manualmente o mediante lanzado. Se busca evitar la generación de "grumos" en la mezcla o paquetes de fibras pegadas*
- 4) *Las fibras se distribuyen en la mezcla de mortero*
- 5) *Una vez que se haya colocado el recubrimiento de mortero con fibras se realiza el curado del muro. Se sugiere seguir las indicaciones del fabricante, según el tipo de fibra seleccionado para el encamisado.*

11.5.10 Adición de muros de concreto

Durante la construcción de nuevos muros se deberá observar que:

- a) En muros diafragma, se coloquen anclas elaboradas con barras de acero de refuerzo adheridas a los elementos del marco mediante resina epoxi. En muros continuos se deberá dar continuidad al acero vertical del muro. La demolición del concreto se deberá realizar con una herramienta (martillo) de impacto. Se deberá evaluar la necesidad de apuntalar y arriostrar
- b) Colocación de concreto de muro. En muros diafragma se sugiere:
 - 1) Emplear concreto autocompactante
 - 2) Usar cimbras especiales con resbaladilla, y de ventanas en la losa
 - 3) En caso de usar concreto normal:
 - i) Colocar el concreto del muro en varias capas
 - ii) La última capa deberá ser de mortero o concreto fluido sin contracción con resistencia al menos igual a la del concreto del muro
- c) Si se usa concreto con fibras, se deberán satisfacer los requisitos de 16.4.1, 16.5.2 y 16.8.9 de la NTC-Concreto.

11.5.11 Adición de contraventeos de acero

11.5.11.1 Se deberán seguir los requisitos a) a b):

- a) Colocación de pernos adheridos o de expansión para fijar placas de conexión entre la estructura original y el contraventeo. Se deberá cumplir con los requisitos de 11.5.5 de esta Norma
- b) Si se emplea la opción de contraventeo dentro de la crujía:
 - 1) Las dimensiones exteriores del marco de acero serán al menos 150 mm menores que las dimensiones libres de la crujía donde se instalará el marco de conexión de concreto
 - 2) Preparar la superficie de los elementos de concreto existentes que estarán en contacto con el concreto del marco de conexión con una profundidad de 6 mm (0.25 pulg)
 - 3) Colocar anclas de acero elaboradas con barras corrugadas en el perímetro interno de la crujía de acuerdo con 11.5.5.

Comentario:

La rugosidad de 6 mm (0.25 pulg) de amplitud es equivalente a un perfil de la superficie de concreto CSP10, de acuerdo con ICRI 310.2R.

11.5.12 Adición de contraventeos de acero a base de cables postensados

Se deberá prestar especial atención a:

- a) Colocar las anclas de unión entre los atraques y la estructura original de acuerdo con 11.5.5
- b) Alinear las placas de anclaje de cables de forma perpendicular al eje del cable tensado
- c) Tensar los cables siguiendo la secuencia y a la fuerza especificada en el proyecto
- d) Inyectar el tubo de protección de PVC con mortero fluido sin contracción.

11.5.13 Sustitución o adición de muros diafragma de mampostería

Se deberá prestar especial atención a:

- a) Colocar anclas (en caso de marcos de concreto) o de conectores tipo Nelson o barras con tuercas (en caso de marcos de acero)
- b) Colocar y compactar del concreto de castillos, usando concreto Clase 1, con aditivo estabilizador de volumen y, de ser necesario, con aditivos fluidificantes
- c) En la construcción de dalas se acepta el uso de cimbras especiales con resbaladilla, para facilitar la colocación del concreto. Se aceptará el empleo de mortero fluido sin contracción, con resistencia al menos igual a la del marco de concreto o de 35 MPa (350 kg/cm²) para los últimos 25 mm en contacto con la viga.

11.5.14 Separación y recorte de pretilas en marcos de concreto o de acero

11.5.14.1 Se deberá prestar atención especial a:

- a) Demoler el o los extremos del pretil, dejando una rugosidad mínima equivalente al dentado, en pretilas de mampostería, o de 6 mm (0.25 pulg), en todo el extremo de pretilas de concreto
- b) Colocar el concreto en los castillos o en el pretil de concreto recortado en una capa, a menos que el castillo o pretil tenga más de 150 mm de altura, y compactar
- c) Colocar el concreto de la dala, si se requiere, y compactar de conformidad con 16.6.6 de la NTC-Concreto
- d) Colocar el material de relleno de la junta, que sea flexible y durable.

Comentario:

La rugosidad de 6 mm (0.25 pulg) de amplitud es equivalente a un perfil de la superficie de concreto CSP10, de acuerdo con ICRI 310.2R.

11.5.15 Adición de elementos confinantes, castillos y dalas, a muros de mampostería

11.5.15.1 Se deberá prestar atención especial a:

- a) Para nuevos castillos: se deberá colocar el concreto del castillo por capas. Se recomienda construir el castillo por mitades para asegurar una buena compactación del concreto y, así, evitar oquedades. Si no se construye una dala, se deberá anclar el refuerzo longitudinal del castillo en la losa, ya sea atravesándola para darle continuidad en la altura, o mediante un doblaje estándar a 90 grados.
- b) Para nuevas dalas: apuntalar el sistema de piso. Retirar el número de hiladas para lograr un peralte de la dala de 140 mm. Preparar la cara inferior de la losa que estará en contacto con el nuevo concreto de la dala. Colocar el acero de refuerzo longitudinal de la dala que se anclará en la unión con el castillo. Colocar el concreto a través de ranuras en la losa, usando una cimbra con resbaladilla.

11.5.16 Sistemas de protección pasiva

11.5.16.1 Se deberá prestar atención a:

- a) Adición de contraventeos de acero. Se deberán aplicar los requisitos de 11.5.5
- b) Instalación, alineamiento y conexión de disipadores de energía siguiendo las instrucciones impresas del fabricante.

11.5.17 Aislamiento sísmico de base

11.5.17.1 Se deberá cumplir con 13.1.2.6 de la NTC-Sismo.

12. SUPERVISIÓN Y ASEGURAMIENTO DE LA CALIDAD DE LA REHABILITACIÓN

12.1 Alcance

12.1.1 Los trabajos de rehabilitación deberán satisfacer los requerimientos de inspección y control de calidad establecidos en las Normas correspondientes al material o materiales estructurales de que se trate. El Director deberá coordinar los trabajos de la supervisión y de control de calidad para asegurar que el Proyecto Ejecutivo se construya con las especificaciones, procedimientos, métodos, estrategias y materiales establecidos.

12.1.2 Se observarán los requisitos de supervisión establecidas en 12.2 a 12.6 de esta Norma para cada técnica de rehabilitación, mismas que se deberán incluir en el Proyecto Ejecutivo elaborado por el Proyectista y el Constructor, cuando corresponda, y aprobado por el Director, y en su caso, el Corresponsable.

12.2 Supervisión

12.2.1 Se supervisarán los trabajos de rehabilitación según se establezca en el Reglamento y en el Proyecto Ejecutivo. Se deberá tomar en cuenta el alcance de la supervisión de una estructura por rehabilitar es distinto de la de una estructura nueva. El Proyecto Ejecutivo detallará los requisitos específicos durante las etapas de rehabilitación. Esta supervisión será contratada por el Propietario o Poseedor.

12.2.2 Al menos, el alcance de la supervisión incluirá, según corresponda a) a j):

- a) Tipo, calidad y ubicación de los materiales usados en la rehabilitación
- b) Proceso de cimbrado, descimbrado y apuntalamiento
- c) Demolición del concreto y preparación de la superficie del concreto y de las barras de refuerzo
- d) Colocación del refuerzo, anclas y conectores
- e) Mezclado, colocación, compactación y curado de materiales de rehabilitación
- f) Secuencia de construcción y conexión de nuevos elementos
- g) Instalación y ensayo de anclas y conectores postinstalados
- h) Tensado de cables
- i) Revisión e informe de cargas de construcción sobre pisos, vigas, columnas y muros
- j) Evaluación general de la obra.

Los resultados de la supervisión serán informados al Corresponsable, en su caso, al Director y al Propietario o Poseedor. Además, se indicarán en la bitácora del proyecto.

12.2.3 La rehabilitación se supervisará para verificar la calidad de los materiales y de la mano de obra, así como el cumplimiento del Proyecto Ejecutivo. La obra será revisada por el Director quien decidirá la necesidad de involucrar a Corresponsables especializados, al Proyectista y al Corresponsable.

12.2.4 La supervisión consistirá en, al menos:

- a) Revisar los trabajos en obra y el Proyecto Ejecutivo
- b) Comparar los trabajos ejecutados en la obra con el Proyecto Ejecutivo
- c) Documentar si los trabajos cumplen o no con lo proyectado, y si las correcciones fueron hechas y verificadas por el constructor o si siguen siendo necesarias.

12.2.4.1 Aquellos elementos, procesos y procedimientos que no cumplan con lo señalado en el Proyecto Ejecutivo o con las correcciones indicadas por la supervisión serán incluidos en el informe que se entregue al Director, al Corresponsable, y en su caso, al Propietario o Poseedor.

12.2.5 Si durante la supervisión del Proyectista, Corresponsable, o en su caso, Corresponsable especializado, se identifican condiciones no anticipadas, se deberá informar al Director para que determine las medidas a tomar.

12.2.6 El Proyecto Ejecutivo establecerá los requisitos de supervisión antes de colocar materiales que impidan o bloqueen una revisión visual.

12.3 Prueba de materiales de rehabilitación

12.3.1 En el Proyecto Ejecutivo se establecerán el tipo y frecuencia de pruebas de materiales. Se deberá cumplir con lo requerido en la NTC-Acero, NTC-Concreto, NTC-Mampostería y en esta Norma, según corresponda.

12.4 Visitas del Proyectista

12.4.1 El Proyectista de la rehabilitación deberá visitar la obra durante la ejecución de las reparaciones, recimentación, reforzamiento, rigidización, según aplique, para verificar que la estructura existente es como la supuesta en diseño y que el Proyecto Ejecutivo es adecuado para cumplir con los Objetivos de Desempeño de la Rehabilitación, **ODR**.

12.4.2 Si como resultado de las visitas del Proyectista es necesario modificar el diseño original, se deberán documentar los cambios, informar al Corresponsable, y en su caso, al Director y, con el visto bueno de ellos, proceder a la modificación. El Propietario o Poseedor, el Constructor, el Corresponsable y Auxiliares especializados deberán ser informados de dicha modificación, por escrito, por parte del Proyectista.

12.5 Plan de Aseguramiento de la Calidad de la Construcción

12.5.1 El Proyectista, en consulta con el Constructor, deberá preparar un Plan de Aseguramiento de la Calidad de la Construcción (PACC) para ser aprobado por el Director, y en su caso, el Corresponsable. En él se deberá incluir, al menos a) a f):

- a) Lista de elementos y elementos sujetos de requisitos especiales para el aseguramiento de la calidad
- b) Procedimientos requeridos de control de calidad del constructor
- c) Revisión de los informes del constructor y subcontratistas
- d) Revisión de los informes de supervisión y prueba de materiales
- e) Procedimientos para la modificación del Proyecto Ejecutivo que reflejen las condiciones de campo no previstas y descubiertas durante la construcción
- f) Requisitos especiales de supervisión y control de calidad de materiales.

12.6 Requisitos de aseguramiento de la calidad de la construcción

12.6.1 *Del Proyectista*

12.6.1.1 El Proyectista deberá visitar la obra para constatar el cumplimiento de las condiciones supuestas en el Proyecto Ejecutivo. Al menos deberá visitar la obra durante la colocación del concreto o de elementos de acero de elementos críticos para la rehabilitación (muros, contraventeos, encamisados). El Proyectista deberá informar por escrito al Director y al Corresponsable, en su caso, cualquier deficiencia nueva o que no se haya atendido.

12.6.2 *Del Corresponsable*

12.6.2.1 El Corresponsable deberá visitar la obra para constatar que la ejecución es consistente con el Proyecto Ejecutivo. Deberá inspeccionar la obra antes de la colocación del concreto o de elementos de acero de elementos críticos para la rehabilitación. El Corresponsable deberá informar por escrito al Director cualquier deficiencia nueva o que no se haya atendido.

12.6.3 *Del Supervisor*

12.6.3.1 El Supervisor será responsable del cumplimiento de todo lo indicado en el Proyecto Ejecutivo, así como de las indicaciones del Director y del Corresponsable durante la obra de rehabilitación.

12.6.4 *De laboratorios acreditados*

12.6.4.1 El Director será responsable de verificar que los requisitos especiales de control de calidad de los materiales, señalados en el PACC, se cumplan por un laboratorio acreditado y reconocido por un organismo acreditado.

12.6.5 Del Director

12.6.5.1 El Director deberá recabar los informes de obra preliminares, con las deficiencias y su solución. Todas las deficiencias serán asentadas en bitácora para la pronta ejecución del Constructor. Al término de la construcción, el Director entregará un informe final al Instituto y al Propietario o Poseedor indicando el nivel de cumplimiento del PACC.

12.6.6 Del Constructor

12.6.6.1 El Constructor será responsable del cumplimiento de todo lo indicado en el Proyecto Ejecutivo, así como de las indicaciones del Director y del Corresponsable, en su caso, durante la obra de rehabilitación.

12.7 Requisitos complementarios para cada técnica de rehabilitación

12.7.1 Reparación de elementos

12.7.1.1 En la inyección de grietas con resina epoxi, mortero epoxi o lechadas a base de cemento, se deberán cuidar los siguientes aspectos para lograr un adecuado aseguramiento de la calidad:

- a) Que el proveedor proporcione la resina o mortero epoxi con las características requeridas para el proyecto y el diseño
- b) Que no se exceda el tiempo en el cual se puede inyectar la resina
- c) Verificar el correcto sellado de las grietas y que las boquillas queden bien sujetas al elemento y que estén rodeadas en su base por su sellador
- d) Limpiar la grieta para retirar el polvo, humedad o restos del material originados por el orificio taladrado para sostener las boquillas. Se recomienda el uso de aspiradoras industriales
- e) Si se observa que la grieta presenta humedad o agua, se deberá secar y verificar que no se trate de una filtración que pueda afectar en un futuro la inyección. En caso de que la grieta no se pueda secar totalmente, se deberá notificar al proveedor de la resina, ya que es posible agregar un aditivo que disminuya el efecto negativo del agua en la resina
- f) Que se cumpla el tiempo mínimo de secado del sellado. Una vez comenzada la inyección, se deberá poner atención de que no haya ninguna fuga por el sellado. Si es así, se suspenderá de inmediato la inyección y se repetirá el sellado
- g) Que la inyección se realice en la dirección adecuada (de abajo hacia arriba)
- h) Que se cumpla el tiempo de endurecimiento de la resina una vez inyectada la grieta antes de retirar el sellado.
- i) Para verificar que el procedimiento de inyección se llevó de manera exitosa, se deberán realizar pruebas de ultrasonido, como las requeridas en 11.5.3.3.2, 11.5.3.3.3 y 11.5.3.3.4 de esta Norma.

12.7.2 Conexión entre elementos existentes y materiales o elementos nuevos

12.7.2.1 Se deberá supervisar que:

- a) La profundidad y diámetro del agujero cumplan con lo señalado en los planos
- b) Se limpie el agujero de polvo o cualquier sustancia que impida la adhesión de la resina con el concreto y que no se use aire comprimido proveniente de equipos de combustión interna
- c) Si se opta por usar anclas con barrenos inclinados a 45 grados con respecto a la superficie de concreto, se dejen pasar 24 h para que endurezca la resina antes de doblar la barra en frío.

12.7.3 Encamisado de vigas, columnas o uniones con concreto reforzado

12.7.3.1 Se considerarán a) y b):

- a) Se deberá revisar que toda la superficie de concreto se prepare hasta alcanzar una rugosidad como la especificada en los planos de construcción
- b) Para asegurar las características del concreto de diseño, el concreto deberá ser, de preferencia, premezclado. Se deberá muestrear el concreto en estado fresco y determinar su peso volumétrico para asegurar que el concreto es Clase 1. El Director, con el visto bueno del Corresponsable aprobará el uso del concreto para el encamisado.

12.7.4 Encamisado de vigas, columnas o uniones con acero

- a) Se deberá revisar que toda la superficie de concreto se prepare hasta alcanzar una rugosidad como la especificada en los planos de construcción
- b) El diámetro y la profundidad del agujero para alojar anclas o conectores sean las especificadas en el Proyecto Ejecutivo, con las tolerancias establecidas por los fabricantes
- c) Se limpie el agujero de polvo y residuos de la perforación para la correcta adhesión de la resina con el concreto existente
- d) Cuando corresponda, rellenar el espacio anular entre el agujero de las placas y el conector con resina epoxi;
- e) Se cumpla con lo establecido en el Capítulo 11 de la NTC-Acero. Especialmente se deberá garantizar que las soldaduras de penetración completa cumplan con los espesores y longitud de cordón requerido
- f) En caso de colocar concreto o mortero fluido sin contracción, la cimbra permita la salida de aire y facilite la colocación del material.

12.7.5 Encamisado de vigas, columnas o uniones con compuestos de polímeros reforzados con fibras (CPRF)

12.7.5.1 Para llevar a cabo una correcta supervisión que garantice la calidad del proceso, se recomienda consultar el Capítulo 7 de ACI 440.2R-17. Al menos, se observarán los aspectos a) a p):

- a) Fecha y tiempo de instalación
- b) Temperatura ambiente, humedad relativa, y observaciones generales del estado del clima
- c) Temperatura de la superficie del concreto
- d) Humedad de la superficie del concreto
- e) Método de pretratamiento de la superficie
- f) Descripción cualitativa de la limpieza de la superficie
- g) Tipo de fuente auxiliar de calor, en casos aplicables
- h) Tamaño de grietas no inyectadas con epoxi
- i) Número de fibras o número de lotes de láminas precuradas y ubicación aproximada en la estructura
- j) Número de lotes, relaciones de mezcla, tiempo de mezclado y descripción cualitativa de la apariencia de todas las mezclas de resina, incluyendo los primarios, saturantes, resinas de regulación, adhesivos y mezclas de revestimiento
- k) Observaciones del progreso del curado de las resinas
- l) Conformidad con los procesos de instalación
- m) Resultado de pruebas de extracción: adherencia, modo de comportamiento y localización
- n) Propiedades de los CPRF obtenidas mediante pruebas de paneles de muestra de campo o de paneles testigos, si son requeridos
- o) Ubicación y tamaño de cualquier delaminación y/o burbujas de aire
- p) Progreso general del trabajo.

12.7.5.2 El Supervisor deberá proporcionar al Constructor, al Proyectista, al Corresponsable y al Director los resultados de las pruebas en paneles. Éstos deberán ser conservados por lo menos 10 años o el periodo especificado por el Corresponsable, con la autorización del Director, y en su caso, el Corresponsable. El contratista de la instalación deberá conservar muestras de las mezclas de resinas y el registro de la ubicación de cada lote.

12.7.6 Encamisado de muros de mampostería

12.7.6.1 Se revisará que se cumpla con lo siguiente:

- a) Se deberá constatar que los materiales a utilizar en el encamisado satisfagan las especificaciones establecidas en los planos de construcción y en las memorias de cálculo del Proyecto Ejecutivo de rehabilitación
- b) El mortero no deberá fabricarse en contacto con el suelo y además deberá tenerse control en su dosificación
- c) Se deberá verificar que los conectores, en caso de emplearse, estén firmemente instalados en la mampostería y concreto, con la cuantía y separación especificada en los planos
- d) El refuerzo del encamisado, o las mallas que se coloquen, sean continuas en muros transversales
- e) Saturar con agua limpia la superficie del muro y de sus elementos confinantes, si existen
- f) El mortero deberá ser colocado en un tiempo menor o igual que dos horas posteriores a su fabricación; de lo contrario, éste deberá ser desechado
- g) Se recomienda mantener húmedo el mortero o concreto una vez colocado, durante al menos tres días.

12.7.7 Adición de muros de concreto

12.7.7.1 Se deberá revisar que:

- a) Cuando así se requiera, se construyan los elementos de borde del muro de conformidad con el Proyecto Ejecutivo
- b) El acero transversal de los elementos de borde del muro se coloque con la separación requerida y se remate con dobleces de, al menos, 135 grados
- c) Si se usan anclas, se coloquen de acuerdo con las recomendaciones del fabricante y de 11.5.5 y de 12.7.2 de esta Norma
- d) La longitud de traslape entre el refuerzo del muro y las anclas, sea el establecido en los planos; en su caso, que el refuerzo helicoidal de confinamiento de los traslapes tenga el paso máximo requerido
- e) Se emplee el concreto con la trabajabilidad necesaria para evitar segregación, oquedades u otros defectos durante la colocación y compactación del concreto
- f) No haya oquedades o separación entre el concreto del muro dentro de la crujía y la viga o sistema de piso superior.

12.7.8 Adición de contraventeos de acero

12.7.8.1 Se deberá revisar que:

- a) Se deberá revisar que toda la superficie de concreto se prepare hasta alcanzar una rugosidad como la especificada en los planos de construcción, de al menos, 6 mm (0.25 pulg)
- b) El diámetro y la profundidad del agujero para alojar anclas o conectores sean las especificadas en el Proyecto Ejecutivo, con las tolerancias establecidas por los fabricantes
- c) Se limpie el agujero de polvo y residuos de la perforación para la correcta adhesión de la resina con el concreto existente
- d) Cuando corresponda, rellenar el espacio anular entre el agujero de las placas y el conector con resina epoxi
- e) Se cumpla con lo establecido en el Capítulo 11 de la NTC-Acero. Especialmente se deberá garantizar que las soldaduras de penetración completa cumplan con los espesores y longitud de cordón requerido
- f) En caso de colocar concreto o mortero fluido sin contracción, la cimbra permita la salida de aire y facilite la colocación del material.

Comentario:

La rugosidad de 6 mm (0.25 pulg) de amplitud es equivalente a un perfil de la superficie de concreto CSP10, de acuerdo con ICRI 310.2R.

12.7.9 Adición de contraventeos de acero a base de cables postensados

12.7.9.1 Se deberá revisar que:

- a) El diámetro y la profundidad del agujero para alojar anclas o conectores sean las especificadas en el Proyecto Ejecutivo, con las tolerancias establecidas por los fabricantes
- b) Se limpie el agujero de polvo y residuos de la perforación para la correcta adhesión de la resina con el concreto existente
- c) Cuando corresponda, rellenar el espacio anular entre el agujero de las placas y el conector con resina epoxi
- d) Se cumpla con lo establecido en el Capítulo 11 de la NTC-Acero. Especialmente se deberá garantizar que las soldaduras de penetración completa cumplan con los espesores y longitud de cordón requerido
- e) En caso de colocar concreto o mortero fluido sin contracción, la cimbra permita la salida de aire y facilite la colocación del material
- f) Se tensen los cables de conformidad con el proceso establecido en el Proyecto Ejecutivo
- g) Se recubran los cables como se especifique en el Proyecto Ejecutivo.

12.7.10 Sustitución o adición de muros diafragma de mampostería

12.7.10.1 Se deberá supervisar que:

- a) Si se requiere, se refuerce la cimentación según lo señalado en los planos
- b) El refuerzo longitudinal de los castillos esté adecuadamente anclado en la cimentación y como lo indican los planos
- c) Las anclas o conectores entre el muro diafragma y las columnas y viga se coloquen de conformidad con el proceso constructivo

- d) El concreto tenga el revenimiento suficiente para colocar el concreto evitando oquedades por aire atrapado en la cimbra
- e) De usarse, el mortero fluido sin contracción tenga una resistencia al menos igual a 35 MPa (350 kg/cm²) o 5 MPa (50 kg/cm²) superior a la del marco existente, la que resulte mayor. Se aceptará el uso de un aditivo expansor con una dosificación correspondiente a la mitad de la especificada por el fabricante.

12.7.11 Separación y recorte de pretiles en marcos de concreto o de acero

12.7.11.1 Se deberá supervisar que:

- a) El refuerzo longitudinal del castillo se ancle en los cimientos o losas como lo indican los planos
- b) La separación entre la columna y el nuevo castillo sea mayor o igual que lo especificado en los planos
- c) Se coloque la junta flexible entre columna y pretil rehabilitado.

12.7.12 Adición de elementos confinantes, castillos y dalas, a muros de mampostería

12.7.12.1 Se deberá supervisar que:

- a) Los costados verticales de muro tengan el dentado que se indica en los planos
- b) El refuerzo longitudinal del castillo se ancle en los cimientos, dalas o losas como lo indican los planos
- c) El refuerzo longitudinal de la dala, si existe, se ancle en los castillos extremos como lo indican los planos
- d) Se cuele el concreto en secuencia establecida en los planos.

12.7.13 Sistemas de protección pasiva

12.7.13.1 Se deberá supervisar que:

- a) Se cumplan con las consideraciones de supervisión y aseguramiento de la calidad para nuevos contraventeos de acero incluidos en 12.7.8 de esta Norma
- b) Los disipadores de energía satisfagan las pruebas, en su caso, control de calidad y los criterios de aceptación de 12.2.4.1 de la NTC-Sismo
- c) Se cumplan los requisitos establecidos por los fabricantes de los disipadores.

12.7.14 Aislamiento sísmico de base

12.7.14.1 Se deberá supervisar que:

- a) Se cumplan los requisitos dimensionales, tolerancias y resistencias de nuevos elementos y/o modificaciones de la superestructura y la subestructura
- b) Se satisfagan las especificaciones del fabricante de los aisladores.

13. INSTRUMENTACIÓN DE EDIFICIOS REHABILITADOS

13.1 Se recomienda instrumentar los edificios existentes y/o rehabilitados de acuerdo con los Lineamientos Técnicos para la Instrumentación Sísmica y Geotécnica de Edificios en la Ciudad de México.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

A. INVESTIGACIÓN DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO Y MAMPOSTERÍA PARA FINES DE REHABILITACIÓN

A.1 Requisitos generales

A.1.1 En 4.2 de esta Norma se requiere al Proyectista, con la participación del Director y del Corresponsable, en su caso, si la intensidad del daño lo amerita, la investigación del edificio por rehabilitar. En este apéndice se presentan consideraciones y recomendaciones para lograr una inspección en campo eficaz que permita entender los principales modos de comportamiento que rigen el desempeño de la estructura, así como los tipos e intensidad de daños causados por el sismo u otras acciones.

Comentario:

Como complemento a este apéndice, se sugiere revisar las recomendaciones en INIFED (2020a y 2020b).

A.2 Grieta

A.2.1 La clasificación de la intensidad o magnitud de daño en elementos estructurales de esta Norma requiere que el inspector o Proyectista distingan entre grietas por flexión y por cortante, que puedan identificar grietas verticales en zonas a compresión en muros y columnas, y que sean capaces de diagnosticar grietas que puedan indicar algún deslizamiento a lo largo del traslape de barras de refuerzo.

A.2.2 En la aplicación de esta Norma se requiere medir el ancho de las grietas, el cual es un factor para evaluar la severidad del daño por sismo en una estructura de concreto o de mampostería. Aquí se usan, indistintamente, “ancho de grieta” y “espesor de grieta”.

A.2.3 *Grietas por flexión y por tensión diagonal*

A.2.3.1 Las grietas por flexión son aquellas que se desarrollan perpendicularmente a los esfuerzos de tensión por flexión. En el caso de segmentos de muro o en columnas, las grietas por flexión son horizontales; en vigas, son verticales. Las grietas por flexión inician en la fibra extrema de la sección y se propagan hacia el interior, en dirección del eje neutro. En el caso de elementos sujetos a desplazamientos cíclicos, a menudo las grietas por flexión se encuentran formando una sola grieta que atraviesa el peralte de la sección.

A.2.3.2 Las grietas por cortante son resultado de los esfuerzos por tensión diagonal al aplicarse las fuerzas de cortante. Estas grietas son inclinadas, formando ángulos entre 35 y 70 grados con respecto a la horizontal. El ángulo de agrietamiento depende de los esfuerzos normales y de la geometría del elemento. En el caso de elementos sujetos a desplazamientos cíclicos, como los impuestos por el sismo, es frecuente que se crucen formando un patrón en forma de X.

A.2.3.3 En ocasiones, las grietas por flexión se conectan con las grietas inclinadas. Un caso característico es en muros, en los cuales las grietas horizontales a cierta altura se inclinan conforme se propagan hacia el centro del muro. En estos casos, se deberán medir las grietas por flexión y por cortante de forma separada.

A.2.3.4 Se deberá tener presente que, en un inicio, las grietas se pueden explicar mediante las relaciones de esfuerzos representadas en el círculo de Mohr. Conforme aumenta el agrietamiento, los patrones y la orientación de los esfuerzos son afectados por el acero de refuerzo del elemento.

A.2.4 *Profundidad total o parcial de grietas*

A.2.4.1 La clasificación del daño en edificios de concreto y mampostería de esta Norma supone que las grietas por flexión y por cortante se extienden en todo el espesor (en el caso de muros) o ancho (en vigas y columnas). Además, se considera que el espesor de la grieta es similar en caras opuestas del elemento. Es probable que las fuerzas inducidas por sismo en el plano y fuera del plano del elemento ocasionen que las grietas estén abiertas en una cara y queden cerradas o con menor espesor en la cara opuesta. En esos casos, una opción aceptable es usar el promedio del espesor de las grietas medidas en caras opuestas. Otra opción, más conservadora, es usar la grieta con el mayor espesor.

A.2.5 *Agrietamiento como precursor del desconchamiento*

A.2.5.1 El agrietamiento en las zonas a compresión es precursor del desconchamiento del concreto o la mampostería. Dichas grietas son paralelas a los esfuerzos principales a compresión. Se desarrollan cuando las deformaciones unitarias a compresión en el concreto o mampostería son superiores a entre 0.003 y 0.005. Tal agrietamiento es indicativo de una intensidad mayor del daño por clasificarse en la presente Norma. Este agrietamiento ocurre en los extremos de las zonas de articulación plástica en modos de comportamiento controlados por flexión y en fallas por aplastamiento diagonal (del alma del muro o en columnas o vigas) en comportamientos controlados por fuerza (cortante).

A.2.5.2 En el caso de elementos que se comportan a flexión, estas grietas son verticales en muros y columnas, y horizontales en vigas. Las grietas ocurren cerca de las fibras extremas a tensión. Ocurren con menor frecuencia en vigas, ya que su carga axial es baja.

A.2.5.3 El agrietamiento en zonas de compresión suele confundirse con grietas asociadas a deslizamiento de traslapes. Algunas diferencias entre ellas son las indicadas en la tabla A.2.5.3.

Tabla A.2.5.3 - Diferencias entre grietas de compresión y por falla de adherencia

Grietas precursoras de desconchamiento en zonas a compresión	Grietas por falla de adherencia o por deslizamiento de traslapes
<ul style="list-style-type: none"> • Ocurren ante deformaciones de compresión elevadas • Son usualmente cortas • Aparecen en las fibras extremas de una sección, comúnmente dentro del recubrimiento de concreto 	<ul style="list-style-type: none"> • Aparecen en la ubicación de refuerzo longitudinal susceptible a fallas por adherencia o por deslizamiento de barras traslapadas. Es el caso de barras de grandes diámetros o traslapes con longitudes insuficientes • Tiene a ser relativamente largas y rectas, siendo paralelas a las barras, Se origina junto al refuerzo y se propagan hacia la superficie de concreto

A.2.5.4 El agrietamiento inclinado en el alma de un muro o hacia el centro de la altura de una columna puede ser precursor de una falla por compresión diagonal. A diferencia de las grietas por tensión diagonal, estas grietas no se abren mucho. Conforme aumenta el daño, las grietas evolucionan en un desconchamiento del concreto o mampostería.

A.2.5.5 Esto es producto de la reducción de la resistencia a la compresión del concreto o de la mampostería en presencia de deformaciones transversales a tensión.

A.2.6 *Grietas de adherencia en zonas de traslapes*

A.2.6.1 Si los traslapes tienen longitudes insuficientes para desarrollar las fuerzas de tensión en el acero de refuerzo, las barras traslapadas deslizan entre sí. La evidencia de este deslizamiento son grietas longitudinales, paralelas al traslape, que se forman adyacentes al refuerzo y migran hacia la superficie del concreto. Este agrietamiento coincide con la ubicación de los traslapes de refuerzo.

A.2.7 *Espesores de grieta*

A.2.7.1 En esta Norma, la intensidad del daño en estructuras de concreto y mampostería se clasifica dependiendo del ancho de grieta. Es por ello que, para definir el nivel de daño y sus consecuencias en la capacidad de la estructura, se deberá medir el máximo espesor de las grietas.

A.2.7.2 Cuando se tienen muchas grietas hay que considerar la grieta con el mayor espesor del tipo considerado (es decir, por flexión o por cortante) para definir el nivel de daño.

A.2.7.3 El máximo espesor de una grieta puede ser considerablemente mayor que el promedio del ancho de grietas paralelas. Si bien el espesor promedio puede ser un mejor indicador de la deformación unitaria promedio en el refuerzo, el ancho máximo

es considerado como una mejor referencia de la máxima deformación en el refuerzo y, en general, de la intensidad de daño. La concentración de deformación en una o dos grietas de gran espesor indica un modo de comportamiento indeseable y daño más serio que cuando la deformación tiene una distribución más uniforme y se observan varias grietas paralelas menos anchas, lo cual indica un mejor desempeño sísmico.

A.2.7.4 La clasificación del daño en función del espesor de grietas se basa en comparar el daño medido en experimentos de elementos de concreto y mampostería. Se reconoce que el ancho residual de la grieta, medido después de un sismo, puede ser menor que el máximo espesor que puede ocurrir durante el sismo.

Comentario:

Es usual referir el nivel de daño al tamaño de grietas medidas en experimentos en laboratorio. Se recomienda tener cuidado ya que usualmente las grietas reportadas fueron medidas en el pico de ciclos de la historia de carga (a la máxima distorsión o carga de ese semiciclo). En experimentos de años pasados, no era frecuente medir las grietas residuales, ante cero carga lateral.

A.3 Planeación de la investigación

A.3.1 El éxito de la investigación en campo depende de una planeación cuidadosa de los aspectos por revisar. Es probable que la investigación requiera varias visitas, de modo de contar con la información completa necesaria.

A.3.2 Equipamiento y herramientas de los inspectores

A.3.2.1 En la tabla A.3.2.1 se enlistan los equipos y herramientas que deberán usar los inspectores.

Tabla A.3.2.1 – Equipo y herramientas del inspector

Objetos personales	
Esenciales	<ul style="list-style-type: none"> • Identificación persona • Identificación oficial o de la entidad que representa • Anteojos, anteojos de seguridad • Casco de seguridad • Botas o zapatos con protección en la punta • Chaleco de seguridad con cintas reflectantes y/o colores altamente visibles • Ropa y equipo contra lluvia • Tapabocas contra polvo • Guantes de tela • Guantes desechables • Mochila
Sugeridos	<ul style="list-style-type: none"> • Cantimplora, termo • Crema con protección solar • Repelente de moscos • Antivenenos para mordedura de serpientes y picadura de alacranes
Equipo de campo	
Esenciales	<ul style="list-style-type: none"> • Linterna con batería de repuesto • Localizador GPS • Cámara electrónica con baterías extra • Flexómetro • Distanciómetro láser • Binoculares • Navaja multiusos
Sugeridos	<ul style="list-style-type: none"> • Portapapeles • Papel, block de notas con protección contra agua

	<ul style="list-style-type: none"> • Bolígrafos, lápices • Radio portátil • Laptop o tableta electrónica • Brújula
--	--

A.4 Procedimiento sugerido para la investigación

A.4.1 En A.4.1.1 se presenta un procedimiento sugerido para ejecutar la inspección en campo con fines de rehabilitación. El alcance, detalle y orden sugerido se podrán modificar según las condiciones particulares del edificio por rehabilitar. La inspección se realizará desde el piso inferior a los niveles superiores. Antes de ingresar a cada nivel deberá tomarse una fotografía general del nivel con una referencia que identifique el número de piso.

A.4.1.1 Se propone, como lista indicativa, lo siguiente:

- a) Hacer fotografías de fachadas frontales, posteriores y laterales, de ser posible
- b) Revisar las colindancias de la edificación
 - 1) Medir la colindancia
 - 2) Verificar si tiene tapajuntas
 - 3) Revisar si la junta está limpia o existen obstrucciones
 - 4) Evaluar si es propenso a golpeteo
 - 5) Medir, a ojo, la altura de edificios vecinos
 - 6) Verificar si las losas de edificios vecinos coinciden con las del edificio evaluado o con sus columnas
- c) Revisar problemas geotécnicos, con su documentación fotográfica
 - 1) Hundimientos (falla rotacional generalizada, por punzonamiento, local, desplazamiento horizontal)
 - 2) Emersión
 - 3) Inclinación
 - 4) Agrietamiento en suelos
 - 5) Cimentaciones con filtraciones de agua o inundadas
 - 6) Desplazamiento lateral causado por licuación
 - 7) Inestabilidad de laderas (caídos, flujos)
 - 8) Árboles inclinados o emergidos
 - 9) Movimientos del terreno adyacente a fallas superficiales
- d) Confirmar información del proyecto original
 - 1) Fecha de construcción
 - 2) Diseñador
 - 3) Planos estructurales, arquitectónicos, memorias (solicitar la información)
 - 4) Verificar el uso del edificio en nivel uno (PB), niveles intermedios y nivel superior
 - 5) Sistema estructural (especificar si hay variaciones del sistema estructural en elevación)
- e) Identificar vulnerabilidades
 - 1) Identificar la posición en manzana (esquina, medio, aislado)
 - 2) Identificar:
 - i) Sistema estructural resistente a cargas gravitacionales (SERCG)
 - ii) Sistema estructural resistente a fuerzas laterales (SERFL), si es distinto del SERCG
 - iii) Tipo de cimentación y la profundidad.
 - iv) Tipo de sistema de piso. Prestar atención a la posible presencia de losas planas macizas o aligeradas.
 - 3) Hacer un croquis de todas las plantas donde se identifique la ubicación de los elementos sismo-resistentes y su posición respecto a ejes ortogonales principales
 - 4) Medir largo y ancho de todas las plantas
 - 5) Medir altura total del edificio, altura del primer nivel y alturas de entresijos
 - 6) Contar el número de niveles sobre nivel de banqueta
 - 7) Contar el número de sótanos y profundidad de sótanos
 - 8) Medir dimensiones de los elementos estructurales en todos los niveles en forma aleatoria (columnas, vigas, castillos, dalas, losas, muros de carga, muros divisorios, muros diafragma)

- 9) Identificar características y, en su caso, determinar las propiedades de los materiales de los elementos estructurales (columnas, vigas, castillos, dalas, losas, muros de carga, muros divisorios, muros diafragma)
 - 10) Existencia de mecanismo de transmisión de cargas directo
 - 11) Revisar que:
 - i) Diafragmas horizontales puedan transmitir fuerzas a elementos verticales
 - ii) Los elementos verticales del SERFL puedan transmitir las fuerzas a la cimentación
 - iii) La cimentación transmite las fuerzas al suelo.
 - 12) Irregularidades verticales:
 - i) Identificar cambios de rigideces en entrepisos contiguos
 - ii) Revisar la existencia de planta baja débil
 - iii) Revisar si existen marcos o muros que no llegan a la cimentación
 - iv) Revisar la distribución del peso en cada nivel e identificar concentraciones en un piso
 - v) Revisar si el edificio cuenta con cisternas o tanques elevados de agua (tinacos) o gas en la azotea
 - vi) Identificar cambios de geometría en elevación (recesos, discontinuidades)
 - vii) Revisar la existencia de un mezanine
 - viii) Identificar si hay columnas/muros con diferentes alturas en un mismo nivel o no son continuos de un piso a otro
 - ix) Revisar la ocurrencia posible de “columnas cortas”
 - 13) Irregularidades en planta:
 - i) Revisar la distribución en planta de elementos verticales de SERFL
 - ii) Medir el largo y ancho de entrantes y salientes (balcones, losas en voladizo)
 - iii) Medir el largo y ancho de cubos de luz, elevadores y escaleras. Identificar el material constructivo
 - iv) Medir aberturas en niveles de piso y revisar si sus posiciones difieren entre un piso y otro
 - v) Revisar cambios de geometría de plantas en elevación
 - vi) Levantar información para una posterior revisión del sistema de piso como diafragma rígido
 - 14) Falta de redundancia.
 - i) Estructuración de péndulo invertido
 - ii) Existencia de un elemento o subsistema ostensiblemente más resistente que el resto, en la planta
 - 15) Falta de capacidad de deformación inelástica
 - i) Fenómeno de “columna corta”
 - ii) Sistema de columnas débiles – vigas fuertes
- f) Evaluar daños
- Asignar clave a los elementos estructurales. Ejemplo: E3S-N1, donde:
E3 es la posición respecto a los ejes ortogonales, considerando los números en dirección X (3, en este caso) y las letras en dirección Y (E, en este ejemplo).
Siendo N es el norte geográfico, se deberá identificar las caras norte (N), sur (S), este (E) y oeste (O) para cada elemento y hacer las mediciones en cada cara.
N1 es el número de nivel. El nivel 3, por ejemplo, corresponde al que tiene como techo a la tercera losa contada a partir del nivel de banqueta
Observar, medir y registrar los atributos siguientes:
- 1) Fallas en cimentación
 - 2) Golpeteo
 - 3) Colapso parcial
 - 4) Medir las deflexiones laterales de cada entrepiso si son evidentes
 - 5) Daños en elementos estructurales tipo columnas, vigas, vigas de acoplamiento, castillos y dalas, incluyendo en elementos estructurales de la cimentación
 - i) Acero expuesto
 - ii) Acero pandeado
 - iii) Aplastamiento del concreto
 - iv) Pandeo de la columna
 - v) Medir grietas
 - 6) Daños en muros de carga y diafragma
 - i) Acero expuesto

- ii) Acero pandeado
- iii) Aplastamiento del concreto
- iv) Pandeo del muro
- v) Volteo del muro
- vi) Medir grietas
- 7) Daños en conexiones
 - i) Acero expuesto
 - ii) Acero pandeado
 - iii) Aplastamiento del concreto
 - iv) Medir grietas
- 8) Daños en losas
 - i) Acero expuesto
 - ii) Acero pandeado
 - iii) Medir grietas
- 9) Daños en exteriores
 - i) Vidrios
 - ii) Torres de anuncios
 - iii) Antenas de telecomunicaciones
 - iv) Acabados
 - v) Fachadas
 - vi) Balcones
 - vii) Pretiles
 - viii) Tanques elevados
 - ix) Bardas
 - x) Salidas de emergencias
- 10) Daños en interiores
 - i) Muros divisorios
 - ii) Plafones
 - iii) Lámparas
 - iv) Cubos de escaleras, elevadores, luz
 - v) Instalaciones
 - vi) Fugas o derrames de materiales peligrosos
- 11) Deterioro de los materiales
 - i) Por edad
 - ii) Por falta de mantenimiento
 - iii) Por corrosión
- g) Rehabilitación previa del edificio
 - 1) Año(s) de rehabilitación
 - 2) Técnica(s) empleada(s)

Espacio en blanco dejado de manera intencional

B. CLASIFICACIÓN DE LA INTENSIDAD DEL DAÑO EN EDIFICIOS

B.1 Edificios de mampostería

B.1.1 Para fines evaluación, se considerarán estructuras existentes de mampostería simple y confinada sin refuerzo horizontal cuyo comportamiento esté controlado por tensión diagonal pura.

Comentario:

Tensión diagonal pura es el modo de comportamiento más usual en este tipo de edificaciones. Se recomienda consultar en INIFED (2020b) los distintos modos de comportamiento de estructuras de mampostería en sus diferentes modalidades.

B.1.2 En caso de evaluar una estructura de mampostería confinada con refuerzo horizontal o de mampostería reforzada interiormente, se aceptará usar los criterios para mampostería confinada sin refuerzo horizontal siempre que el modo de comportamiento sea por tensión diagonal. En las tablas B.1.2.a y B.1.2.b se presentan las descripciones del daño y los factores λ aplicables a estructuras de mampostería simple y de mampostería confinada sin refuerzo horizontal.

En estas tablas:

G: grieta perpendicular al eje, usualmente por flexión

GI: grieta inclinada

DR: desplazamiento horizontal residual de la estructura o del entrepiso más deformado

λ_D : factor reductivo de la capacidad de desplazamiento en función del nivel de daño en el elemento estructural

λ_K : factor reductivo de la rigidez lateral que depende del nivel de daño en el elemento estructural

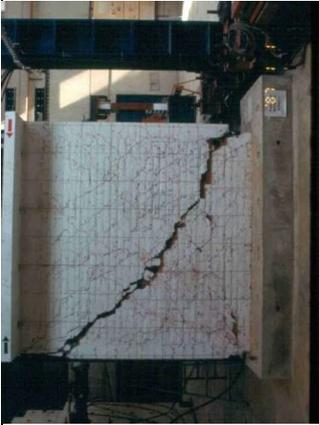
λ_R : factor reductivo de la resistencia lateral en función del nivel de daño del elemento estructural.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

Tabla B.1.2.a – Descripción del daño y factores λ para edificios de mampostería simple

Modo de comportamiento	Daño característico	Nivel de daño	Descripción del daño (uno o más elementos)	Factor reductivo λ	
				λ_K	λ_D
Tensión diagonal pura	 <p>Fuente: cortesía de (INIFED 2019)</p>	Nulo	<ul style="list-style-type: none"> • Sin daño 	1.0	1.0
		Ligero	<ul style="list-style-type: none"> • $GI < 1$ mm 	1.0	1.0
		Moderado	<ul style="list-style-type: none"> • $GI < 5$ mm 	0.8	0.9
		Severo	<ul style="list-style-type: none"> • $GI > 5$ mm y • Aplastamiento / desconchamiento mampostería y/o • $DR > 0.002$ veces la altura del edificio o del entrepiso más deformado. 	0.4	0.8
Agrietamiento vertical y flexión fuera de plano	 <p>Fuente: archivo personal de Sergio Alcocer (1999).</p>	Nulo	<ul style="list-style-type: none"> • Sin daño 	1.0	1.0
		Ligero	<ul style="list-style-type: none"> • $G < 1$ mm horizontal en plano del muro o vertical en esquina 	1.0	1.0
		Moderado	<ul style="list-style-type: none"> • $G < 3$ mm 	0.9	0.9
		Severo	<ul style="list-style-type: none"> • $GI > 3$ mm y • Aplastamiento / desconchamiento piezas y/o • Desfase fuera de plano > 10 mm 	0.6	0.6

Tabla B.1.2.b – Descripción del daño y factores λ para edificios de mampostería confinada sin refuerzo horizontal

Modo de comportamiento	Daño característico	Nivel de daño	Descripción del daño (uno o más elementos)	Factor reductivo λ		
				λ_K	λ_R	λ_D
Flexión-tensión diagonal	 <p>Fuente: archivo personal de Sergio Alcoer (1997)</p>	Nulo	<ul style="list-style-type: none"> • Sin daño 	1.0	1.0	1.0
		Ligero	<ul style="list-style-type: none"> • $GI < 1.5$ mm en centro del muro • G de flexión < 1.5 mm 	0.8	1.0	1.0
		Moderado	<ul style="list-style-type: none"> • $GI < 5$ mm 	0.5	0.9	0.9
		Severo	<ul style="list-style-type: none"> • $GI > 5$ mm y • Penetración de GI en extremos de castillos y • Aplastamiento/desconchamiento mampostería y/o • $DR > 0.005$ veces la altura del edificio o del entrepiso más deformado. 	0.2	0.5	0.7
Tensión diagonal pura	 <p>Fuente: cortesía de INIFED (2019)</p>	Nulo	<ul style="list-style-type: none"> • Sin daño 	1.0	1.0	1.0
		Ligero	<ul style="list-style-type: none"> • $GI < 1$ mm en centro del muro 	0.6	1.0	1.0
		Moderado	<ul style="list-style-type: none"> • $GI < 5$ mm siguiendo las diagonales del muro 	0.5	0.8	0.9
		Severo	<ul style="list-style-type: none"> • $GI > 5$ mm y • Penetración de GI en extremos de castillos y • Aplastamiento/desconchamiento mampostería y/o • $DR > 0.005$ veces la altura del edificio o del entrepiso más deformado. 	0.2	0.3	0.7

B.2 Edificios de concreto

B.2.1 En el caso de edificios de concreto, la evaluación considerará los modos de comportamiento siguientes:

- a) Flexión-tensión diagonal en columnas y muros
- b) Tensión diagonal pura en columnas y muros
- c) Flexión y falla de compresión en extremo de columna
- d) Flexión y falla por adherencia en traslapes de columnas
- e) Fallas por cortante de uniones viga-columna
- f) Falla por cortante/punzonamiento en losas planas unidas por columnas.

B.2.2 En las tablas B.2.2.a a B.2.2.c se presentan fotografías representativas del modo de comportamiento, la descripción del daño y los factores reductivos λ para edificios a base de muros de concreto, de marcos de concreto y de losas planas unidas por columnas, respectivamente. En estas tablas:

G: grieta perpendicular al eje, usualmente por flexión

GI: grieta inclinada

DR: desplazamiento horizontal residual de la estructura o del entrepiso más deformado

ND: no disponible (para este nivel de daño los valores de λ son cercanos a cero)

λ_D : factor reductivo de la capacidad de desplazamiento en función del nivel de daño en el elemento estructural

λ_K : factor reductivo de la rigidez lateral que depende del nivel de daño en el elemento estructural

λ_R : factor reductivo de la resistencia lateral en función del nivel de daño del elemento estructural.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

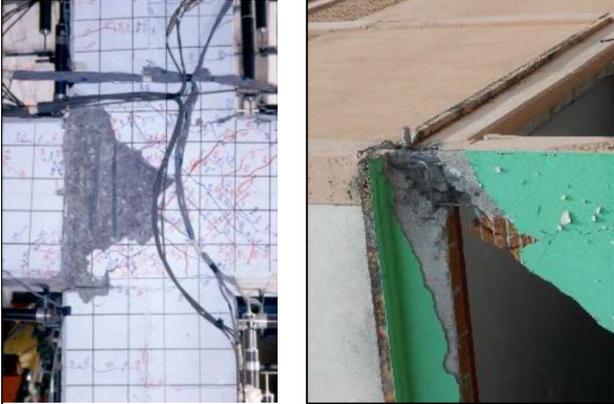
Tabla B.2.2.a – Descripción del daño y factores λ para edificios a base de muros de concreto

Modo de comportamiento	Daño característico	Intensidad de daño	Descripción del daño (uno o más elementos)	Factor reductivo λ	
				λ_K	λ_D
Flexión-tensión diagonal en muros	 <p>Fuente: cortesía de Alfredo Sánchez (2020).</p>	Nulo	<ul style="list-style-type: none"> • Sin daño 	1.0	1.0
		Ligero	<ul style="list-style-type: none"> • $GI < 1.5$ mm y • G flexión < 3 mm 	0.8	1.0
		Moderado	<ul style="list-style-type: none"> • $GI < 3$ mm y • G flexión < 5 mm 	0.5	0.8
			<ul style="list-style-type: none"> • $GI > 3$ mm en pocas grietas y • G flexión > 5 mm y • Posible fractura del refuerzo 	0.2	0.3
		Severo			0.7
Tensión diagonal pura en muros	 <p>Fuente: cortesía de Alfredo Sánchez (2020).</p>	Nulo	<ul style="list-style-type: none"> • Sin daño 	1.0	1.0
		Ligero	<ul style="list-style-type: none"> • $GI < 1.5$ mm 	0.7	1.0
		Moderado	<ul style="list-style-type: none"> • $GI < 3$ mm 	0.5	0.8
			<ul style="list-style-type: none"> • $GI > 3$ mm en pocas grietas y • Aplastamiento en extremos de grieta y • Posible fractura del refuerzo 	0.2	0.3
		Severo			0.7

Tabla B.2.2.b – Descripción del daño y factores λ para edificios de marcos de concreto

Modo de comportamiento	Daño característico	Intensidad de daño	Descripción del daño (uno o más elementos)	Factor reductorivo λ		
				λ_k	λ_R	λ_D
Flexión-tensión diagonal en columnas	 <p>Fuente: cortesía de Halil Sezen (2020)</p>	Nulo	<ul style="list-style-type: none"> Sin daño 	1.0	1.0	1.0
		Ligero	<ul style="list-style-type: none"> $GI < 0.5$ mm y G por flexión < 1 mm 	0.8	1.0	1.0
		Moderado	<ul style="list-style-type: none"> $GI < 2$ mm y G flexión < 2 mm y $GI > 1.5$ mm o desconchamiento concreto en extremos de columna 	0.5	0.8	0.9
		Severo	<ul style="list-style-type: none"> $GI > 2$ mm concentradas en unas cuantas grietas Posible fractura del acero 	0.2	0.3	0.7
Tensión diagonal pura en columnas	 <p>Fuente: Cortesía de INIFED (2019)</p>	Nulo	<ul style="list-style-type: none"> Sin daño 	1.0	1.0	1.0
		Ligero	<ul style="list-style-type: none"> $GI < 0.5$ mm y G por flexión < 1 mm 	0.6	1.0	1.0
		Moderado	<ul style="list-style-type: none"> $GI > 1.5$ mm y G flexión < 2 mm 	0.5	0.8	0.9
		Severo	<ul style="list-style-type: none"> $GI > 1.5$ mm concentrada en una o en pocas grietas y Aplastamiento en extremo de grieta y Posible fractura y/o apertura de estribos con doblez a 90 grados. Posible pandeo del refuerzo longitudinal. 	<i>ND</i>	<i>ND</i>	<i>ND</i>
Flexión y falla de compresión en extremo de columna		Nulo	<ul style="list-style-type: none"> Sin daño 	1.0	1.0	1.0
		Ligero	<ul style="list-style-type: none"> $GI < 0.5$ mm y G por flexión < 1 mm y Desconchamiento incipiente 	0.8	1.0	1.0
		Moderado	<ul style="list-style-type: none"> $GI < 1.5$ mm y $G < 2$ mm y Desconchamiento limitado 	0.5	0.8	0.8
		Severo	<ul style="list-style-type: none"> $GI > 2$ mm, 	0.2	0.3	0.7

	 <p>Fuente: archivo personal de Sergio Alcocer (1997).</p>		<ul style="list-style-type: none"> • $G > 2$ mm y • Desconchamiento significativo y • Posible pandeo del refuerzo y • $DR > 0.02$ veces la altura del edificio o del entrepiso más deformado. 		
<p>Flexión y falla en traslapes de columnas</p>	  <p>Fuente: archivo personal de Sergio Alcocer (1999)</p>	Nulo	<ul style="list-style-type: none"> • Sin daño 	1.0	1.0
		Ligero	<ul style="list-style-type: none"> • $G < 0.5$ mm • Sin agrietamiento ni desconchamiento vertical 	0.8	1.0
		Moderado	<ul style="list-style-type: none"> • $G < 2$ mm • G vertical sobre traslape > 1 mm 	0.4	0.6
		Severo	<ul style="list-style-type: none"> • $G > 2$ mm • G vertical sobre traslape > 1 mm y • Desconchamiento a lo largo del traslape y • Deslizamiento visible 	ND	ND

		<p>Fallas por cortante de uniones viga-columna</p>	<p>Severo</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Sin daño • $GI < 0.5$ mm • $GI < 2$ mm • $GI > 2$ mm y • Aplastamiento / Desconchamiento concreto 	1.0	1.0	1.0	
					Ligero	0.6	1.0	1.0
					Moderado	0.5	0.8	0.9
					Severo	0.2	0.3	0.7

Fuente: cortesía del CENAPRED (2019) y cortesía de James O. Jirsa (b. 1985)

Tabla B.2.2.c – Descripción del daño y factores λ para edificios con columnas unidas con losas planas de concreto

Modo de comportamiento	Daño característico	Intensidad de daño	Descripción del daño (uno o más elementos)	Factor reductor λ		
				λ_K	λ_R	λ_D
Cortante/punzonamiento en losas planas	 <p>Fuente: Archivo personal de Sergio Alcocer, 1985</p>	Nulo	<ul style="list-style-type: none"> Sin daño 	1.0	1.0	1.0
		Ligero	<ul style="list-style-type: none"> $G < 0.5$ mm radiales desde la columna en la cara superior de la losa $G < 0.2$ mm en la cara inferior de la losa 	0.6	1.0	1.0
		Moderado	<ul style="list-style-type: none"> $G < 1.25$ mm radiales desde la columna y lo ancho de la losa, en la cara superior de la losa y $G < 0.5$ mm en la cara inferior de la losa, en la cara de la columna o capitel, si existe, y desconchamiento incipiente 	0.4	0.7	0.8
		Severo	<ul style="list-style-type: none"> $G > 3$ mm concentradas en pocas grietas en la cara superior y Agritamiento a una distancia del orden de una vez el peralte de la losa, siguiendo la forma de la sección transversal de la columna (grietas concéntricas) Desconchamiento y/o aplastamiento extendido del concreto en la cara superior de la losa, frecuentemente en forma de mariposa o de la sección transversal de la columna y Desconchamiento y/o aplastamiento localizado del concreto en la cara inferior de la losa junto a la columna (o capitel de columna, si existe) y Refuerzo del lecho superior de la losa doblado 	<i>ND</i>	<i>ND</i>	<i>ND</i>

B.3 Edificios de marcos de concreto o de acero con muros diafragma

B.3.1 En la evaluación se consideran los siguientes modos de comportamiento en edificios existentes de marcos de concreto o de acero con muros diafragma:

- a) Aplastamiento de mampostería en esquina de muros diafragma (marcos de concreto o de acero)
- b) Tensión diagonal en el muro diafragma (marcos de concreto o de acero)
- c) Daño por cortante en columnas o en unión viga-columna de marcos de concreto con muros diafragma.

B.3.2 En la tabla B.3.2 se presentan fotografías representativas del modo de comportamiento, la descripción del daño y los factores reductivos λ para edificios de marcos de concreto o de acero con muros diafragma. En estas tablas:

G: grieta perpendicular al eje, usualmente por flexión

GI: grieta inclinada

ND: no disponible (para este nivel de daño los valores de λ son cercanos a cero)

λ_D : factor reductivo de la capacidad de desplazamiento en función del nivel de daño en el elemento estructural

λ_K : factor reductivo de la rigidez lateral que depende del nivel de daño en el elemento estructural

λ_R : factor reductivo de la resistencia lateral en función del nivel de daño del elemento estructural.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

Tabla B.3.2 – Descripción del daño y factores λ para edificios de marcos de concreto o de acero con muros diafragma

Modo de comportamiento	Daño característico	Intensidad de daño	Descripción del daño (uno o más elementos)	Factor reductor λ		
				λ_K	λ_R	λ_D
Aplastamiento de mampostería en esquina de muros diafragma (marcos de concreto o de acero)	 <p>Fuente: Cortesía de INIFED (2019)</p>	Nulo	<ul style="list-style-type: none"> Sin daño 	1.0	1.0	1.0
		Ligero	<ul style="list-style-type: none"> Separación de mortero alrededor del muro 	0.9	0.9	1.0
		Moderado	<ul style="list-style-type: none"> Aplastamiento mortero y Agrietamiento piezas 	0.6	0.8	0.8
		Severo	<ul style="list-style-type: none"> Desconchamiento piezas GI en mampostería y Posible deslizamiento sobre juntas 	0.5	0.7	0.7
Tensión diagonal en muros diafragma (marcos de concreto o de acero)	 <p>Fuente: Cortesía de INIFED (2019)</p>	Nulo	<ul style="list-style-type: none"> Sin daño 	1.0	1.0	1.0
		Ligero	<ul style="list-style-type: none"> $GI < 1$ mm 	0.7	0.9	1.0
		Moderado	<ul style="list-style-type: none"> $GI < 1$ mm y Aplastamiento mortero 	0.4	0.8	0.9
		Severo	<ul style="list-style-type: none"> $GI > 3$ mm y Aplastamiento y deslizamiento de piezas 	0.2	0.5	0.8
Daño por cortante en columnas o en unión viga-columna de marcos de concreto con muros diafragma	 <p>Fuente: Cortesía de INIFED (2019)</p>	Nulo	<ul style="list-style-type: none"> Sin daño 	1.0	1.0	1.0
		Ligero	<ul style="list-style-type: none"> $GI < 1$ mm en nudo y/o columna y Separación de mortero a lo largo del marco 	0.9	0.9	1.0
		Moderado	<ul style="list-style-type: none"> $GI > 3$ mm en nudo y/o columna (a lo largo de dos peraltes de la columna) Posible desconchamiento del recubrimiento de concreto 	0.7	0.7	0.4
		Severo	<ul style="list-style-type: none"> $GI > 5$ mm en el nudo y/o columna y Desconchamiento concreto y 	0.4	0.2	0.4

	 <p>Fuente: Cortesía de INIFED (2019)</p>				
<p>Daño en la conexión del marco de acero con muros diafragma</p>	 <p>Fuente: Cortesía de David Murià (2018).</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Posible agrietamiento y aplastamiento de mampostería • En el caso de columnas, fractura de estribos o apertura de éstos si tienen dobleces de 90 grados 	<p>1.0</p>	<p>1.0</p>	<p>1.0</p>
		<p>Nulo</p>	<p>1.0</p>	<p>1.0</p>	<p>1.0</p>
		<p>Ligero</p>	<p>0.9</p>	<p>1.0</p>	<p>1.0</p>
		<p>Moderado</p>	<p>0.9</p>	<p>0.8</p>	<p>0.8</p>
		<ul style="list-style-type: none"> • Acción de palanca y deslizamiento de la conexión • Fractura de conexión y • Posible agrietamiento y aplastamiento en esquina del muro 	<p>ND</p>	<p>ND</p>	<p>ND</p>

REFERENCIAS EN LOS COMENTARIOS

Instituto Nacional de la Infraestructura Física Educativa (INIFED)

Daños en estructuras atípicas, en estados con alta vulnerabilidad sísmica, 2019a
Daños en la INFE en estados con alta vulnerabilidad sísmica, 2019b
Evaluación postsísmica de la infraestructura física educativa (Manual de campo), 2021a
Evaluación postsísmica de la infraestructura física educativa (Volumen 1), 2021b
Evaluación postsísmica de la infraestructura física educativa (Volumen 2), 2021c
Rehabilitación sísmica de la infraestructura física educativa de México. Guía Técnica, 2021d

Se pueden consultar en: http://www.resilienciasismica.unam.mx/normas_guias.html

American Concrete Institute (ACI)

ACI PRC-214.4-21 — Guide for Obtaining Cores and interpreting Compressive Strength Results
ACI PRC-222.2-14 — Report on Corrosion of Prestressing Steels
ACI PRC-228.2-13 — Report on Nondestructive Test Methods for Evaluation of Concrete in Structures
ACI PRC-423.4-14 — Report on Corrosion and Repair of Unbonded Single-Strand Tendons
ACI PRC-440.7-22 — Guide for Design & Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Unreinforced Masonry Structures
ACI PRC-544.4-18 — Guide to Design with Fiber-Reinforced Concrete

American Institute for Steel Construction (AISC)

AISC 358-16 — Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications

American Petroleum Institute (API)

API 650 - Welded steel tanks for oil storage, 1998

American Society of Heating, Refrigeration, and Air Conditioning Engineers (ASHRAE)

ASHRAE RP-812 – A Practical Guide to Seismic Restraint, 1999

American Water Works Association (AWWA)

AWWA D100- Standard for Welded Carbon Steel Tanks for Water Storage, 1996

Applied Technology Council (ATC)

ATC, 2021, “Methodology for Assessment of Functional Recovery Time,” Applied Technology Council, Redwood City, CA.
ATC-138 Support of Performance-Based Seismic Design of Building
ATC 145.2, 2021, “Resilient Repair Guide Source Report: Post-Earthquake Assessment of Reinforced Concrete Buildings, ATC-145-2,” Applied Technology Council, Redwood City, CA. <https://www.atcouncil.org/docman/atc-145/314-resilient-repair-guide-source-report-postearthquake-assessment-of-reinforced-concrete-building>

Ceilings and Interior Systems Construction Association (CISCA)

CISCA – Recommendations for Direct-Hung Acoustical and Lay-in Panel Ceilings, Seismic Zones 3-4, 1990

Federal Emergency Management Agency (FEMA)

FEMA 172 – NEHRP Handbook of Techniques for the Seismic Rehabilitation of Existing Buildings, 1992
FEMA 351 - Recommended Seismic Evaluation and Upgrade Criteria for Existing Welded Steel Moment-Frame Buildings, 2000

FEMA 450 – NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures, 2004
FEMA 547 - Techniques for Seismic Rehabilitation of Existing Buildings, 2006
FEMA E-74 - Reducing the Risks of Nonstructural Earthquake Damage, a Practical Guide, 2011
FEMA P-58 - Seismic Performance Assessment of Buildings, 2012
FEMA P-2018 – Seismic Evaluation of Older Concrete Buildings for Collapse Potential, 2018
FEMA P-2090 - Recommended Options for Improving the Built Environment for Post-Earthquake Reoccupancy and Functional Recovery Time, 2021

International Concrete Repair Institute (ICRI)

ICRI 310.2R-2013 – Selección y especificación de la preparación de la superficie de concreto para sellados, recubrimientos, revestimientos de polímeros y reparación de concreto
ICRI 320.3R-2022 — Guideline for Inorganic Repair Material Data Sheet Protocol
ICRI 320.6 — Evaluation and Repair of Unbonded Post-Tensioned Concrete Structures

National Fire Protection Association (NFPA)

Standard for the Installations of Sprinkler Systems, 2013

National Institute of Standards and Technology (NIST)

NIST SP-1254 – Recommended Options for Improving the Built Environment for Post-Earthquake Reoccupancy and Functional Recovery Time

Post-Tensioning Institute (PTI)

PTI DC80.2-10 — Guide for Creating Openings and Penetrations in Existing Slabs with Unbonded PT
PTI DC80.3 — Guide for Evaluation and Repair of Unbonded PT Concrete Structures

Documentos o referencias de autor

Akkar, S., Ilki, A., Goksu, C., y Erdik, M., 2021, “Advances in Assessment and Modeling of Earthquake Loss,” Springer Tracts in Civil Engineering, Springer, ISBN 2366-2603, <https://doi.org/10.1007/978-3-030-68813-4>, 315 pp.

Alcaraz-Vázquez, J., Andrade, J.E., Gómez-Díaz, A., González, V.Y., Palma, S., Vargas-Altamirano, C.F., Gómez, J.J., Contreras-Reyes, O., y Alcocer, S.M., 2023, “Experimental Study on Non-Ductile Reinforced Concrete Columns Strengthened with Latticed Steel Jacketing,” *fib* Symposium, Istanbul, Turkey, 10 pp.

Alcocer S.M., y Jirsa J.O., 1993, “Strength of Reinforced Concrete Frame Connections Rehabilitated by Jacketing,” *ACI Structural Journal*, American Concrete Institute, vol. 90, no. 3, EUA, ISSN 0889-3241, mayo, pp. 249-261.

Alcocer S.M., 1993, “R/C Frame Connections Rehabilitated by Jacketing,” *Journal of Structural Engineering*, American Society of Civil Engineers, vol. 119, no. 5, EUA, ISSN 0733-9445, mayo, pp. 1413-1431.

Alcocer, S. M., 1985, Comunicación personal.

Alcocer, S. M., 1997, Comunicación personal.

Alcocer, S. M., 1999, Comunicación personal.

Castro, P., 2001, “Corrosión en estructuras de concreto armado Teoría, inspección, diagnóstico, vida útil y reparaciones,” Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, ISBN 968-464-096-X, 126 pp.

Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED), 2019, Comunicación personal.

Comisión de Vialidad y Transporte Urbano (COVITUR), 1987, “Diseño Geotécnico (Vol. 1),” México: Secretaría de Obras, Departamento del Distrito Federal.

Cruz, V., 2022, “Modelos de cálculo de resistencia a momento flexionante y fuerza cortante de columnas rehabilitadas con encamisado de concreto reforzado”, Tesis de licenciatura, Universidad Nacional Autónoma de México, México, Disponible en: <http://132.248.9.195/ptd2022/octubre/0831848/Index.html>

Del Rey, E., Ingham, J. M., Smith, S. T., Kanitkar, R. y Griffith, M. C., 2017, “A design approach for FRP anchors in FRP-strengthened RC structures. The 13th International Symposium on Fiber-Reinforced Polymer Reinforcement for Concrete Structure (FRPRCS-13),” Anaheim, California, EUA

Flores, L. E., Pacheco, M. A. y Carrillo, J., 2012, “Rehabilitación de muros de mampostería de piezas multiperforadas reforzados con mortero con fibras o con mortero y malla de alambre,” XVIII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, México.

Flores L., y Alcocer S.M., 2021, “Estudio analítico de estructuras de mampostería confinada,” Centro Nacional de Prevención de Desastres (SEGOB), Serie de Informes Técnicos, ISBN 970-628-606-3, diciembre, 109 pp.

González, D., 2023, “Análisis de las técnicas empleadas en el proceso de rehabilitación sísmica de la infraestructura física educativa de la Ciudad de México”, Tesis de licenciatura, Universidad Nacional Autónoma de México, México, https://tesiunam.dgb.unam.mx/F/Y74XYFI8QMRV3YJM8T2ITJVV1AERK799MUKH6HGQPFEKPCE9EA-27785?func=full-set-set&set_number=091595&set_entry=000001&format=999

Jirsa, J. O., 1985, Comunicación personal.

Mayorca P. y Meguro K. (2003). Proposal of a new economic retrofitting method for masonry structures. JSCE Journal of Earthquake Engineering. Tokyo, Japón.

Mena, M., 2005, “Durabilidad de estructuras de concreto en México,” Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, ISBN 968-464-149-4, 139 pp.

Moctezuma, B., 2022, “Rehabilitación sísmica de edificios mediante la adición de muros de concreto reforzado,” Tesis de licenciatura, Universidad Nacional Autónoma de México, México, https://tesiunam.dgb.unam.mx/F/5UGKJ5QPK25HPEUXKX92DPYKQTBVJJ56D7XY2RJM2JYH4BYCB-06058?func=full-set-set&set_number=007176&set_entry=000001&format=999

Murià, D., 2018, Comunicación personal.

Riahi, Z., 2009, “Backbone model for confined masonry walls for performance-based seismic design,” Tesis de maestría, The University of British Columbia, Canadá.

Tamez, E., 1988, “Pilotes de control en centrales telefónicas (Reto sísmico publicado por Teléfonos de México),” México.

Ramírez, D., 2022, “Técnicas de rehabilitación de muros de mampostería,” Tesis de licenciatura, Universidad Nacional Autónoma de México, México. Disponible en: <http://132.248.9.195/ptd2022/septiembre/0830684/Index.html>

Rodríguez, M.E., y Botero, J.C., 1995, “Comportamiento Sísmico de Estructuras Considerando Propiedades Mecánicas de Aceros de Refuerzo Mexicanos.” Revista de Ingeniería Sísmica, No. 49, 39-50.

Sánchez, A., 2020, Comunicación personal.

San Juan, M.A., y Castro, P., 2001, “Acción de los agentes químicos y físicos sobre el concreto,” Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, ISBN 968-464-097-8, 46 pp.

Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural (SMIE), 2019, “Edificaciones de Mampostería,” Editorial Limusa, Ciudad de México.

Sezen, H., 2020, Comunicación personal.

Zheng, Z., Pan, X., y Bao, X., 2018, “Comparative Assessment of CFRP Retrofit Techniques for RC Frames with Masonry Infills Using Pushover Analysis,” *Arabian Journal for Science and Engineering* 44:4597 - 4612. China

Espacio en blanco dejado de manera intencional