

COMENTARIOS Y EJEMPLOS DE LAS NORMAS TÉCNICAS  
COMPLEMENTARIAS PARA EL DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE  
ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA DEL GOBIERNO DE LA CIUDAD  
DE MÉXICO

Responsable del proyecto:

Dr. Juan José Pérez Gavilán Escalante\*

Elaborado para el Instituto de Seguridad  
de las Construcciones en el Distrito Federal  
Gobierno de la Ciudad de México

No de Convenio: ISCDF/CEC-04/2018-06

Número total de páginas: 154

\*Investigador del Instituto de Ingeniería de la UNAM



# Comentarios

a las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y  
Construcción de Estructuras de Mampostería de la  
Ciudad de México 2017





## COMENTARIOS

<b>NOTACIÓN.....</b>	<b>9</b>
<b>1 CONSIDERACIONES GENERALES.....</b>	<b>13</b>
1.1 ALCANCE.....	13
1.2 FIGURAS.....	14
1.3 UNIDADES.....	14
1.4 OTROS TIPOS DE PIEZAS Y OTRAS MODALIDADES DE REFUERZO Y CONSTRUCCIÓN DE MUROS.....	14
1.5 CLASIFICACIÓN DE LAS ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA.....	14
1.6 NORMAS APLICABLES.....	14
<b>2 MATERIALES PARA MAMPOSTERÍA.....</b>	<b>16</b>
2.1 PIEZAS.....	16
2.1.1 <i>Tipos de pieza</i> .....	16
2.1.2 <i>Resistencia a compresión</i> .....	18
2.2 CEMENTANTES.....	19
2.2.1 <i>Cemento hidráulico</i> .....	19
2.2.2 <i>Cemento de albañilería</i> .....	19
2.2.3 <i>Cal hidratada</i> .....	19
2.3 AGREGADOS PÉTREOS.....	19
2.4 AGUA DE MEZCLADO.....	19
2.5 MORTEROS.....	20
2.5.1 <i>Resistencia a compresión</i> .....	20
2.5.2 <i>Clasificación</i> .....	21
2.5.3 <i>Mortero para pegar piezas</i> .....	21
2.5.4 <i>Morteros de relleno y concretos de relleno</i> .....	22
2.6 ADITIVOS.....	23
2.7 ACERO DE REFUERZO.....	23
2.8 MAMPOSTERÍA.....	24
2.8.1 <i>Resistencia a compresión</i> .....	24
2.8.2 <i>Resistencia a compresión diagonal</i> .....	27
2.8.3 <i>Resistencia al aplastamiento</i> .....	28
2.8.4 <i>Resistencia a tensión</i> .....	28
2.8.5 <i>Módulo de elasticidad</i> .....	29
2.8.6 <i>Módulo de cortante</i> .....	29
<b>3 ESPECIFICACIONES GENERALES DE ANÁLISIS Y DISEÑO.....</b>	<b>30</b>
3.1 CRITERIOS DE DISEÑO.....	30
3.1.1 <i>Estado límite de falla</i> .....	30
3.1.2 <i>Estado límite de servicio</i> .....	31
3.1.3 <i>Diseño por durabilidad</i> .....	31
3.1.4 <i>Factores de resistencia</i> .....	31
3.1.5 <i>Contribución del refuerzo a la resistencia a cargas verticales</i> .....	32
3.1.6 <i>Hipótesis para la obtención de resistencias de diseño a flexocompresión</i> .....	32
3.1.7 <i>Resistencia de la mampostería a cargas laterales</i> .....	32
3.1.8 <i>Revisión del cortante resistente de entrepiso</i> .....	32
3.1.9 <i>Factor de comportamiento sísmico</i> .....	34

3.1.10	<i>Distorsión lateral inelástica</i> .....	34
3.1.11	<i>Limitación en el uso de sistemas estructurales y condiciones de regularidad según la zona sísmica</i> 35	
3.1.12	<i>Diseño de cimentaciones</i> .....	35
3.1.13	<i>Diseño de sistemas de piso y techo</i> .....	36
3.1.14	<i>Diseño de muros sobre vigas</i> .....	36
3.2	MÉTODOS DE ANÁLISIS.....	39
3.2.1	<i>Criterio general</i> .....	39
3.2.2	<i>Análisis por cargas verticales</i> .....	39
3.2.3	<i>Análisis por cargas laterales</i> .....	42
3.2.4	<i>Análisis por temperatura</i> .....	42
3.3	DETALLADO DEL REFUERZO.....	42
3.3.1	<i>General</i> .....	42
3.3.2	<i>Tamaño del acero de refuerzo</i> .....	42
3.3.3	<i>Colocación y separación del acero de refuerzo longitudinal</i> .....	43
3.3.4	<i>Protección del acero de refuerzo</i> .....	43
3.3.5	<i>Dobleces del refuerzo</i> .....	45
3.3.6	<i>Anclaje</i> .....	46
3.3.7	<i>Traslape de barras</i> .....	48
<b>4</b>	<b>MUROS DIAFRAGMA .....</b>	<b>50</b>
4.1	ALCANCE .....	50
4.2	DETERMINACIÓN DE LAS FUERZAS LATERALES DE DISEÑO DE MUROS DIAFRAGMA .....	51
4.2.1	<i>Fuerza cortante de diseño en muros diafragma</i> .....	51
4.2.2	<i>Geometría de la diagonal equivalente en muros diafragma</i> .....	51
4.3	RESISTENCIA A CORTE POR APLASTAMIENTO A LO LARGO DE LA DIAGONAL DE UN MURO DIAFRAGMA .....	52
4.4	FUERZA CORTANTE RESISTENTE POR DESLIZAMIENTO EN MUROS DIAFRAGMA .....	52
4.5	FUERZA CORTANTE RESISTENTE A TENSIÓN DIAGONAL EN MUROS DIAFRAGMA .....	53
4.6	RIGIDEZ REDUCIDA DE MUROS DIAFRAGMA PARA EL CÁLCULO DE DISTORSIONES DE ENTREPISO .....	53
4.7	VOLTEO DEL MURO DIAFRAGMA.....	54
4.8	INTERACCIÓN MARCO—MURO DIAFRAGMA EN EL PLANO.....	54
<b>5</b>	<b>MAMPOSTERÍA CONFINADA.....</b>	<b>54</b>
5.1	ALCANCE .....	54
5.1.1	<i>Castillos y dalas</i> .....	54
5.1.2	<i>Muros con castillos internos</i> .....	56
5.1.3	<i>Muros con aberturas</i> .....	56
5.1.4	<i>Espesor y relación altura a espesor de los muros</i> .....	58
5.2	FUERZAS Y MOMENTOS DE DISEÑO .....	58
5.3	RESISTENCIA A COMPRESIÓN Y FLEXOCOMPRESIÓN EN EL PLANO DEL MURO .....	58
5.3.1	<i>Resistencia a compresión de muros confinados</i> .....	58
5.3.2	<i>Resistencia a flexocompresión en el plano del muro</i> .....	58
5.4	RESISTENCIA A CARGAS LATERALES.....	60
5.4.1	<i>Consideraciones generales</i> .....	60
5.4.2	<i>Fuerza cortante resistida por la mampostería</i> .....	60
5.4.3	<i>Fuerza cortante resistida por el acero de refuerzo horizontal</i> .....	61
5.4.4	<i>Fuerza cortante resistida por malla de alambre soldado recubierta de mortero</i> .....	64
5.4.5	<i>Procedimiento optativo para calcular la resistencia a corte en estructuras Tipo I</i> .....	65

<b>6 MAMPOSTERÍA REFORZADA INTERIORMENTE .....</b>	<b>66</b>
6.1 ALCANCE .....	66
6.1.1 <i>Cuantías de refuerzo horizontal y vertical</i> .....	66
6.1.2 <i>Tamaño, colocación y separación del refuerzo</i> .....	66
6.1.3 <i>Mortero de relleno y concreto de relleno</i> .....	68
6.1.4 <i>Anclaje del refuerzo horizontal y vertical</i> .....	68
6.1.5 <i>Muros transversales</i> .....	68
6.1.6 <i>Muros con aberturas</i> .....	69
6.1.7 <i>Espesor y relación altura a espesor de los muros</i> .....	69
6.1.8 <i>Pretilas</i> .....	69
6.1.9 <i>Supervisión</i> .....	70
6.2 FUERZAS Y MOMENTOS DE DISEÑO .....	70
6.3 RESISTENCIA A COMPRESIÓN Y FLEXOCOMPRESIÓN EN EL PLANO DEL MURO .....	70
6.3.1 <i>Resistencia a compresión de mampostería con refuerzo interior</i> .....	70
6.3.2 <i>Resistencia a flexocompresión en el plano del muro</i> .....	70
6.4 RESISTENCIA A CARGAS LATERALES.....	71
6.4.1 <i>Consideraciones generales</i> .....	71
6.4.2 <i>Fuerza cortante resistida por la mampostería</i> .....	71
6.4.3 <i>Fuerza cortante resistida por el acero de refuerzo horizontal</i> .....	72
6.4.4 <i>Procedimiento optativo para calcular la resistencia a corte en estructuras Tipo I</i> .....	73
<b>7 MUROS NO ESTRUCTURALES .....</b>	<b>74</b>
7.1 ALCANCE .....	74
7.2 DISEÑO .....	75
<b>8 MAMPOSTERÍA DE PIEDRAS NATURALES .....</b>	<b>77</b>
8.1 ALCANCE .....	77
8.2 MATERIALES .....	77
8.2.1 <i>Piedras</i> .....	77
8.2.2 <i>Morteros</i> .....	77
8.3 DISEÑO .....	77
8.3.1 <i>Esfuerzos resistentes de diseño</i> .....	77
8.3.2 <i>Determinación de la resistencia</i> .....	77
8.4 CIMENTOS .....	78
8.5 MUROS DE CONTENCIÓN .....	79
<b>9 CONSTRUCCIÓN .....</b>	<b>79</b>
9.1 PLANOS DE CONSTRUCCIÓN.....	79
9.2 CONSTRUCCIÓN DE MAMPOSTERÍA DE PIEDRAS ARTIFICIALES.....	80
9.2.1 <i>Materiales</i> .....	80
9.2.2 <i>Procedimientos de construcción</i> .....	81
9.3 CONSTRUCCIÓN DE MAMPOSTERÍA DE PIEDRAS NATURALES .....	86
9.3.1 <i>Piedras</i> .....	86
9.3.2 <i>Mortero</i> .....	86
9.3.3 <i>Procedimiento constructivo</i> .....	86
9.4 CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIONES .....	87
<b>10 INSPECCIÓN Y CONTROL DE OBRA .....</b>	<b>87</b>

10.1	INSPECCIÓN .....	87
10.1.1	<i>Antes de la construcción de muros de mampostería</i> .....	87
10.1.2	<i>Durante la construcción</i> .....	87
10.2	CONTROL DE OBRA .....	88
10.2.1	<i>Alcance</i> .....	88
10.2.2	<i>Muestreo y ensayos</i> .....	88
10.2.3	<i>Criterio de aceptación</i> .....	89
10.3	INSPECCIÓN Y CONTROL DE OBRA DE EDIFICACIONES EN REHABILITACIÓN .....	90
<b>11</b>	<b>EVALUACIÓN Y REHABILITACIÓN .....</b>	<b>90</b>
11.1	EVALUACIÓN .....	90
11.1.1	<i>Necesidad de evaluación</i> .....	90
11.1.2	<i>Proceso de evaluación</i> .....	91
11.1.3	<i>Investigación y documentación de la edificación y de las acciones que la dañaron</i> .....	91
11.1.4	<i>Clasificación del daño en los elementos de la edificación</i> .....	92
11.1.5	<i>Evaluación del impacto de elementos dañados en el comportamiento de la edificación</i> .....	93
11.1.6	<i>Determinación de la necesidad de rehabilitación</i> .....	94
11.2	EVALUACIÓN DE MAMPOSTERÍA NO REFORZADA .....	95
11.2.1	<i>Alcance</i> .....	95
11.2.2	<i>Fuerzas y momentos para revisión</i> .....	95
11.2.3	<i>Resistencia a compresión</i> .....	95
11.2.4	<i>Resistencia a flexocompresión</i> .....	96
11.2.5	<i>Resistencia a cargas laterales</i> .....	96
11.3	REHABILITACIÓN .....	96
11.3.1	<i>Apuntalamiento, rehabilitación temporal y demolición</i> .....	96
11.3.2	<i>Conexión entre elementos existentes y materiales o elementos nuevos</i> .....	97
11.3.3	<i>Reparación de elementos</i> .....	98
11.3.4	<i>Refuerzo</i> .....	100
11.3.5	<i>Construcción, supervisión y control de calidad</i> .....	102

## EJEMPLOS

<b>INTRODUCCIÓN .....</b>	<b>127</b>
<b>E1 DISEÑO DE UN EDIFICIO DE CINCO NIVELES CON MUROS DE CARGA DE MAMPOSTERÍA .....</b>	<b>127</b>
E1.1 DATOS DEL PROYECTO .....	127
E1.2 PROPIEDADES DE LA MAMPOSTERÍA .....	128
E1.2.1 <i>Clasificación</i> .....	128
E1.2.2 <i>Resistencia de la mampostería a compresión</i> .....	128
E1.2.3 <i>Resistencia de diseño a cortante</i> .....	128
E1.2.4 <i>Módulos de elasticidad y de cortante</i> .....	128
E1.3 ANÁLISIS DE CARGAS .....	128
E1.3.1 <i>Cargas muertas</i> .....	128
E1.3.2 <i>Cargas vivas</i> .....	130
E1.3.3 <i>Cargas totales</i> .....	130
E1.4 REVISIÓN POR CARGAS VERTICALES .....	132



E1.4.1	Cálculo del esfuerzo promedio de compresión en muros de planta baja.....	132
E1.4.2	Carga última vertical actuante .....	133
E1.4.3	Cálculo de la carga vertical con ayuda del modelo por computadora .....	134
E1.4.4	Resistencia a carga vertical .....	135
E1.4.5	Revisión de la seguridad a cargas verticales.....	136
E1.5	ACCIONES SÍSMICAS .....	136
E1.5.1	Acciones sísmicas .....	136
E1.5.2	Cálculo de fuerzas sísmicas con el método estático.....	138
E1.6	REVISIÓN DEL CORTANTE DE ENTREPISO (ANTIGUO MÉTODO SIMPLIFICADO).....	138
E1.7	ANÁLISIS SÍSMICO DINÁMICO .....	139
E1.7.1	Datos generales para el modelo .....	140
E1.7.2	Propiedades de los diferentes tipos de columna.....	141
E1.7.3	Propiedades de los diferentes tipos de viga.....	142
E1.7.4	Modelo por computadora.....	144
E1.7.5	Periodos de vibración.....	145
<b>E2</b>	<b>DISEÑO DE MUROS SOBRE VIGAS.....</b>	<b>146</b>
E2.1	REVISIÓN DE UN MURO .....	146
E2.2	REVISIÓN DEL ESFUERZO NORMAL EN EL MURO .....	147
E2.3	DISEÑO DEL PERALTE DE LA VIGA POR ESFUERZO MÁXIMO.....	148
E2.4	REVISIÓN DEL PERALTE DE LA VIGA POR FLECHA .....	148
E2.5	PERALTE MÍNIMO VARIANDO $P_u/AT$ Y $f_m'$ .....	148
<b>E3</b>	<b>MUROS DIAFRAGMA.....</b>	<b>149</b>
E3.1	RESISTENCIA AL APLASTAMIENTO.....	150
E3.2	RESISTENCIA POR DESLIZAMIENTO .....	150
E3.3	RESISTENCIA POR TENSIÓN DIAGONAL .....	151
E3.4	RESISTENCIA A CORTE VARIANDO $H/L$ Y $f_m'$ .....	152

## Notación

$A_s$	área total de acero de refuerzo longitudinal colocada en cada uno de los castillos extremos del muro en mampostería confinada; área del acero de refuerzo vertical en muros de mampostería reforzada interiormente, $\text{mm}^2$ ( $\text{cm}^2$ )
$A_{sc}$	área del acero de refuerzo transversal de los castillos o dalas colocada a una separación $s$ , $\text{mm}^2$ ( $\text{cm}^2$ )
$A_{sh}$	área del acero de refuerzo horizontal colocada a una separación $s_h$ , $\text{mm}^2$ ( $\text{cm}^2$ )
$A_{st}$	área de acero de los dispositivos o conectores, colocados a una separación $s$ , necesaria para dar continuidad a muros transversales que lleguen a tope, $\text{mm}^2$ ( $\text{cm}^2$ )
$A_{sv}$	área del acero de refuerzo vertical colocada a una separación $s_v$ , $\text{mm}^2$ ( $\text{cm}^2$ )
$A_T$	área bruta de la sección transversal del muro o segmento de muro, que incluye a los castillos, $\text{mm}^2$ ( $\text{cm}^2$ )
$a$	$L/L_v$ , longitud del muro que se desplanta en una viga entre la longitud de la viga
$b$	longitud de apoyo de una losa soportada por el muro, $\text{mm}$ ( $\text{cm}$ )

$b_c$	dimensión del castillo o dala perpendicular al plano del muro, mm (cm)
$b_d$	ancho de la diagonal equivalente en muros diafragma, mm (cm)
$b_v$	ancho de la viga de concreto que soporta a un muro de mampostería, mm (cm)
$c$	posición de un muro que se desplanta sobre una viga con respecto al centro de dicha viga, mm (cm)
$c_j$	coeficiente de variación de la resistencia a compresión del mortero o del concreto de relleno
$c_m$	coeficiente de variación de la resistencia a compresión de pilas de mampostería
$c_{max}$	posición de un muro que se desplanta en una viga, de modo que uno de sus bordes coincida con el extremo de la viga, mm (cm)
$c_p$	coeficiente de variación de la resistencia a compresión de piezas
$c_v$	coeficiente de variación de la resistencia a compresión diagonal de muretes de mampostería
$c_z$	coeficiente de variación de la resistencia de interés de las muestras
$d$	distancia entre el centroide del acero de tensión y la fibra a compresión máxima, mm (cm)
$d'$	distancia entre los centroides del acero colocado en ambos extremos de un muro, mm (cm)
$d_b$	diámetro de barras de refuerzo, mm (cm)
$E_c$	módulo de elasticidad del concreto, MPa (kg/cm <sup>2</sup> )
$E_f$	módulo de elasticidad del material del marco, MPa (kg/cm <sup>2</sup> )
$E_m$	módulo de elasticidad de la mampostería para esfuerzos de compresión normales a las juntas, MPa (kg/cm <sup>2</sup> )
$E_s$	módulo de elasticidad del acero de refuerzo ordinario, MPa (kg/cm <sup>2</sup> )
$e$	excentricidad con que actúa la carga en elementos de mampostería de piedras naturales y que incluye los efectos de empujes laterales, si existen, mm (cm)
$e_c$	excentricidad con que se transmite la carga de la losa a muros extremos, mm (cm)
$e'$	excentricidad calculada para obtener el factor de reducción por excentricidad y esbeltez, mm (cm)
$F_{CE}$	factor de concentración de esfuerzos en los extremos de un muro que desplanta sobre una viga
$F_E$	factor de reducción por efectos de excentricidad y esbeltez
$F_R$	factor de resistencia
$f$	factor que toma en cuenta la relación de aspecto del muro para calcular la resistencia al agrietamiento por tensión diagonal.
$f_{an}$	cociente entre área neta y el área bruta de las piezas
$f_{nm}$	cociente entre el área neta y área bruta de un muro con refuerzo interior, considerando a las celdas rellenas de mortero como macizas.
$f_{CM}$	esfuerzo de compresión máximo en el extremo de un muro desplantado sobre una viga, MPa (kg/cm <sup>2</sup> )
$f'_c$	resistencia especificada del concreto en compresión, MPa (kg/cm <sup>2</sup> )
$f_l$	factor de corrección del momento de inercia de una viga que soporta un muro
$\overline{f}_j$	resistencia media a compresión de cubos de mortero o de cilindros de concreto de relleno, MPa (kg/cm <sup>2</sup> )
$f'_j$	resistencia a compresión para diseño del mortero o de cilindros de concreto de relleno, MPa (kg/cm <sup>2</sup> )
$\overline{f}_m$	resistencia media a compresión de pilas de mampostería, corregida por su relación altura a espesor y referida al área bruta, MPa (kg/cm <sup>2</sup> )
$f'_m$	resistencia a compresión para diseño de la mampostería, referida al área bruta, MPa (kg/cm <sup>2</sup> )
$\overline{f}_p$	resistencia media a compresión de las piezas, referida al área bruta, MPa (kg/cm <sup>2</sup> )

$f'_p$	resistencia de diseño a compresión de las piezas, referida al área bruta, MPa (kg/cm <sup>2</sup> )
$f_y$	esfuerzo de fluencia especificado del acero de refuerzo, MPa (kg/cm <sup>2</sup> )
$f_{yh}$	esfuerzo de fluencia especificado del acero de refuerzo horizontal o malla de alambre soldado, MPa (kg/cm <sup>2</sup> )
$G_m$	módulo de cortante de la mampostería, MPa (kg/cm <sup>2</sup> )
$H$	altura libre del muro entre elementos capaces de darle apoyo lateral, mm (cm)
$H_0$	longitud mínima, medida en los extremos de los castillos, sobre la cual se deben colocar estribos con una separación menor, mm (cm)
$H_k$	longitud característica de un muro, mm (cm)
$h_c$	dimensión de la sección del castillo o dala que confina a un muro, paralela al plano del mismo, mm (cm)
$h_j$	espesor de la junta de mortero de pega, mm (cm)
$h_v$	peralte de la viga de concreto que soporta a un muro de mampostería, mm (cm)
$I$	momento de inercia de una sección bruta, mm <sup>4</sup> (cm <sup>4</sup> )
$K$	relación de rigideces entre un muro y la viga de soporte
$k$	factor de altura efectiva del muro
$k_c$	ajuste al factor de concentración de esfuerzos en función de la posición del muro en la viga de apoyo
$k_f$	rigidez a flexión de un muro en voladizo, N/mm (kg/cm)
$k_v$	rigidez a cortante de un muro en voladizo, N/mm (kg/cm)
$k_0$	factor para determinar la resistencia a fuerza cortante de la mampostería que depende de la relación de aspecto
$k_1$	factor de reducción de la resistencia a fuerza cortante de la mampostería que depende de la cuantía de refuerzo
$L$	longitud efectiva del muro, mm (cm)
$L'$	separación de los elementos que rigidizan transversalmente al muro, mm (cm)
$L_d$	longitud de desarrollo de barras a tensión de acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, mm (cm)
$L_{dh}$	longitud de desarrollo de barras a tensión con doblez, mm (cm)
$L_v$	longitud de la viga que soporta a un muro de mampostería, mm (cm)
$l_d$	longitud de la diagonal en un muro diafragma, mm (cm)
$\ell_c$	longitud de contacto entre la columna del marco y el muro diafragma, mm (cm)
$\ell_d$	longitud de la diagonal de un muro diafragma, mm (cm)
$\ell_v$	longitud de contacto entre la viga del marco y el muro diafragma, mm (cm)
$M_R$	momento flexionante resistente de diseño, aplicado en el plano, en un muro sujeto a flexocompresión, N-mm (kg-cm)
$M_{au}$	momento de diseño en el extremo superior de un muro, N-mm (kg-cm)
$M_0$	momento flexionante, aplicado en el plano, que resiste el muro en flexión pura, N-mm (kg-cm)
$P$	carga axial total que obra sobre el muro, sin multiplicar por el factor de carga, N (kg)
$P_R$	resistencia de diseño del muro a carga vertical, N (kg)
$P_{dR}$	resistencia axial de diseño en la diagonal de un muro diafragma, N (kg)
$P_u$	carga axial de diseño, N (kg)

$P_1$	componente vertical de la fuerza en el puntal de compresión en la diagonal de un muro diafragma, N (kg)
$p_h$	cuantía de acero de refuerzo horizontal en el muro, calculada como $A_{sh}/(s_h \times t)$
$p_v$	cuantía de acero de refuerzo vertical en el muro, calculada como $A_{sv}/(s_v \times t)$
$Q$	factor de comportamiento sísmico
$R$	factor de sobrerresistencia, Capítulo 3 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo
$s$	separación del acero de refuerzo transversal o de conectores, mm (cm)
$s_h$	separación del acero de refuerzo horizontal en el muro o de los alambres horizontales de una malla de alambre soldado, mm (cm)
$s_v$	separación del acero de refuerzo vertical en el muro, mm (cm)
$t$	espesor de la mampostería del muro, mm (cm)
$V_{Ri}$	resistencia a cortante del $i$ -ésimo entrepiso, N (kg)
$V_{mR}$	fuerza cortante de diseño que toma la mampostería, N (kg)
$V_{sR}$	fuerza cortante de diseño que toma el acero de refuerzo horizontal o mallas de alambre soldado, N (kg)
$V_{ui}$	fuerza cortante de diseño en el $i$ -ésimo entrepiso, N (kg)
$v'_m$	resistencia a compresión diagonal para diseño de la mampostería, referida al área bruta, MPa (kg/cm <sup>2</sup> )
$\bar{v}_m$	resistencia media a compresión diagonal de muretes, calculada sobre área bruta medida a lo largo de la diagonal paralela a la carga, MPa (kg/cm <sup>2</sup> )
$W_p$	carga característica por unidad de longitud en una viga, N/mm (kg/m)
$w_u$	carga distribuida uniformemente de diseño sobre una viga, N/mm (kg/m)
$z'$	resistencia de diseño de interés, MPa (kg/cm <sup>2</sup> )
$\bar{z}$	resistencias medias de las muestras, MPa (kg/cm <sup>2</sup> )
$\alpha$	reducción de la resistencia a fuerza cortante normalizada por unidad de $p_h f_{yh}$ , MPa <sup>-1</sup> , ((kg/cm <sup>2</sup> ) <sup>-1</sup> )
$\beta_1$	coeficiente que afecta la longitud de anclaje en función del diámetro de la barra
$\beta_2$	recubrimiento mínimo del mortero, mm (cm)
$\Delta$	desplazamiento lateral aplicado en la parte superior del espécimen (Apéndice Normativo A), mm (cm)
$\delta_h$	holgura horizontal de muros no estructurales, mm (cm)
$\delta_v$	holgura vertical de muros no estructurales, mm (cm)
$\gamma_{lr}$	distorsión lateral calculada con fuerzas laterales reducidas
$\gamma_{li}$	distorsión lateral inelástica
$\gamma_{max}$	distorsión inelástica máxima de acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo
$\eta$	factor de eficiencia del refuerzo horizontal
$\eta_s$	factor parcial de eficiencia del refuerzo horizontal que depende de la resistencia a compresión de la mampostería
$\kappa$	factor de cortante de una sección transversal
$\sigma$	esfuerzo normal promedio en los muros de un entrepiso debido a carga vertical, MPa (kg/cm <sup>2</sup> )
$\sigma_m$	esfuerzo normal en el muro, calculado como $P_u/A_T$ , MPa (kg/cm <sup>2</sup> )
$\theta$	distorsión (Apéndice Normativo A)
$\theta_d$	ángulo que forma la diagonal equivalente con la horizontal.

# 1 Consideraciones generales

## 1.1 Alcance

Estas Normas contienen requisitos mínimos para el análisis, diseño y construcción de estructuras de mampostería.

Estas normas sólo permiten el diseño y construcción de estructuras nuevas de piezas artificiales a base de mampostería confinada o reforzada interiormente. Solo se acepta mampostería sin refuerzo en mampostería de piedra.

Los Capítulos 3 a 10 de estas disposiciones se aplican al análisis, diseño, construcción e inspección de estructuras de mampostería con muros constituidos por piezas prismáticas de piedra artificial, macizas o huecas, o por piedras naturales unidas por un mortero aglutinante. Incluyen muros reforzados con armados interiores, castillos, cadenas o contrafuertes y muros no estructurales.

Los Capítulos 4 a 6 se refieren a los diferentes sistemas constructivos a base de mampostería con piedras artificiales. Si bien el comportamiento de los sistemas constructivos es, en términos generales, similar, se establece la división en capítulos para facilitar el proceso de análisis y diseño.

El Capítulo 7 se aplica al diseño de muros no estructurales.

El Capítulo 8 se aplica al diseño de estructuras hechas con piedras naturales.

Los Capítulos 9 y 10 se refieren a la construcción y a la inspección y control de obra.

El Capítulo 11 se aplica a la evaluación y rehabilitación de estructuras de mampostería.

En el Apéndice Normativo A se presenta un criterio de aceptación de sistemas constructivos a base de mampostería diseñados por sismo.

En el Apéndice Normativo B se establecen requisitos para la modelación de estructuras para fines de análisis.

En el Apéndice Normativo C se incluye un glosario de los términos más empleados en las Normas.

*Las normas cubren tanto la mampostería de piedras naturales como la de piedras artificiales (bloques, ladrillos, tabiques). Aunque lo relativo a propiedades mecánicas es de aplicación general, los procedimientos de diseño y requisitos de refuerzo sólo se refieren a muros que cumplan una función estructural; no se incluyen recomendaciones específicas para bóvedas, arcos, vigas o columnas de mampostería.*

*El procedimiento de diseño prescrito es el general del reglamento (de estados límite) en el que se requiere que los efectos de las acciones de diseño, multiplicados por factores de carga iguales para todos los materiales, no excedan de la resistencia de diseño que incluye un factor de reducción de resistencia que es particular del material y del estado límite específico. Además de la revisión cuantitativa de la seguridad ante los distintos estados límite, se imponen requisitos geométricos y de refuerzo que están basados principalmente en la experiencia de comportamiento de estructuras reales.*

## 1.2 Figuras

Las figuras aclaran la aplicación correcta de algunas de las especificaciones de estas Normas, sin que por ello deba entenderse que el caso ilustrado sea la única posibilidad permitida.

## 1.3 Unidades

Las disposiciones de estas Normas se presentan en unidades del sistema internacional y, entre paréntesis, en sistema métrico decimal usual (cuyas unidades básicas son metro, kilogramo fuerza y segundo).

Los valores correspondientes a los dos sistemas no son exactamente equivalentes, por lo que cada sistema debe utilizarse con independencia del otro, sin hacer combinaciones entre los dos.

## 1.4 Otros tipos de piezas y otras modalidades de refuerzo y construcción de muros

Cualquier otro tipo de piezas, de refuerzo o de modalidad constructiva a base de mampostería, diferente de los aquí comprendidos, deberá ser evaluado según lo establece el Reglamento y el Apéndice Normativo A de estas Normas.

## 1.5 Clasificación de las estructuras de mampostería

Para efectos de estas normas técnicas una estructura de mampostería se clasificará como estructura Tipo I si cumple simultáneamente con los requisitos siguientes:

- a) tiene una superficie construida no mayor que 250 m<sup>2</sup>;
- b) tiene hasta dos niveles, incluyendo niveles de estacionamiento;
- c) la estructura es de los siguientes géneros: habitación unifamiliar o plurifamiliar, servicios, industria, infraestructura o agrícola, pecuario y forestal;
- d) si es de género habitacional plurifamiliar, no deberá haber más de diez viviendas en el predio, incluyendo a las existentes; y
- e) las estructuras del grupo A, de acuerdo con la clasificación de las estructuras de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, no podrán ser del Tipo I.

Una estructura que no cumpla los requisitos para ser Tipo I se clasificará como estructura Tipo II.

## 1.6 Normas aplicables

Se listan a continuación las normas mexicanas aplicables que deberán cumplirse. En caso de haber conflicto entre estas Normas y alguna de las normas mexicanas serán aplicables los requisitos prescritos en este documento.

NMX-B-072-CANACERO

Industria Siderúrgica –Varilla corrugada de acero, grado 60, laminada en frío para refuerzo de concreto – Especificaciones y métodos de prueba.

**NMX-B-253-CANACERO**

Industria Siderúrgica – Alambre de acero liso o corrugado para refuerzo de concreto – Especificaciones y métodos de prueba.

**NMX-B-290-CANACERO**

Industria Siderúrgica – Malla electrosoldada de acero liso o corrugado para refuerzo de concreto – Especificaciones y métodos de prueba.

**NMX-B-456-CANACERO**

Industria Siderúrgica – Armaduras electrosoldadas de alambre de acero para castillos y dalas – Especificaciones y métodos de prueba.

**NMX-B-457-CANACERO**

Industria Siderúrgica – Varilla corrugada de acero de baja aleación para refuerzo de concreto – Especificaciones y métodos de prueba.

**NMX-B-365-CANACERO**

Industria Siderúrgica – Alambrón de acero al carbono para trefilación – Especificaciones y métodos de prueba.

**NMX-B-506-CANACERO**

Industria Siderúrgica – Varilla corrugada de acero para refuerzo de concreto – Especificaciones y métodos de prueba.

**NMX-C-003-ONNCCE**

Industria de la Construcción – Cal hidratada – Especificaciones y métodos de ensayo.

**NMX-C-021-ONNCCE**

Industria de la Construcción – Cemento para albañilería (mortero) – Especificaciones y métodos de ensayo.

**NMX-C-036-ONNCCE**

Industria de la Construcción – Mampostería – Resistencia a la compresión de bloques, tabiques o ladrillos y tabicones y adoquines – Método de ensayo.

**NMX-C-061-ONNCCE**

Industria de la Construcción – Cementantes hidráulicos – Determinación de la resistencia a la compresión de cementantes hidráulicos.

**NMX-C-083-ONNCCE**

Industria de la Construcción – Concreto – Determinación de la resistencia a la compresión de especímenes – Método de ensayo.

**NMX-C-111-ONNCCE**

Industria de la Construcción – Agregados para concreto hidráulico – Especificaciones y métodos de ensayo.

**NMX-C-122-ONNCCE**

Industria de la Construcción – Agua para concreto – Especificaciones.

**NMX-C-159-ONNCCE**

Industria de la Construcción – Concreto – Elaboración y curado de especímenes de ensayo.

NMX-C-255-ONNCCE

Industria de la Construcción – Aditivos químicos para concreto – Especificaciones y métodos de ensayo.

NMX-C-404-ONNCCE

Industria de la Construcción – Mampostería – Bloques, tabiques o ladrillos y tabicones para uso estructural – Especificaciones y métodos de ensayo.

NMX-C-405-ONNCCE

Industria de la Construcción – Paneles para uso estructural aplicados en sistemas constructivos – Especificaciones y métodos de ensayo.

NMX-C-406-ONNCCE

Industria de la Construcción – Componentes para sistemas de losas prefabricadas de concreto – Especificaciones y métodos de ensayo.

NMX-C-407-ONNCCE

Industria de la Construcción – Varilla corrugada de acero proveniente de lingote y palanquilla para refuerzo de concreto – Especificaciones y métodos de prueba.

NMX-C-414-ONNCCE

Industria de la Construcción – Cementantes hidráulicos – Especificaciones y métodos de ensayo.

NMX-C-464-ONNCCE

Industria de la Construcción – Mampostería – Determinación de la resistencia a compresión diagonal y módulo de cortante de muretes, así como determinación de la resistencia a compresión y módulo de elasticidad de pilas de mampostería de arcilla o de concreto – Métodos de ensayo.

NMCX-C-486-ONNCCE

Industria de la Construcción – Mampostería – Mortero para uso estructural – Especificaciones y métodos de ensayo.

## 2 Materiales para mampostería

---

### 2.1 Piezas

#### 2.1.1 Tipos de pieza

Las piezas usadas en los elementos estructurales de mampostería deberán cumplir con la norma mexicana NMX-C-404-ONNCCE, y con la resistencia mínima a compresión para diseño indicada en el inciso 2.1.2. Los diferentes tipos de pieza a los cuales se refieren estas Normas están definidos en la citada norma mexicana. Los bloques deben cumplir con la dimensión modular que se indica en el inciso 9.2.1.1.d.

*Existe un gran número de materiales y procedimientos de construcción para muros de mampostería. Sólo se incluyen los muros de piezas unidas con morteros convencionales (de arena con cemento, cal o cemento de albañilería). No se tratan los muros de piezas machimbradas o unidas con otro tipo de mezclas aglutinantes. Se dan valores numéricos específicos de las propiedades mecánicas sólo para las combinaciones más usuales de piezas y morteros, para las que hay información experimental y experiencia práctica disponibles. Para otros materiales se indican las pruebas necesarias para determinar dichas propiedades. Algunas de estas pruebas están*



especificadas por una norma oficial; cuando este no es el caso se describe en las normas el procedimiento de ensaye y su interpretación.

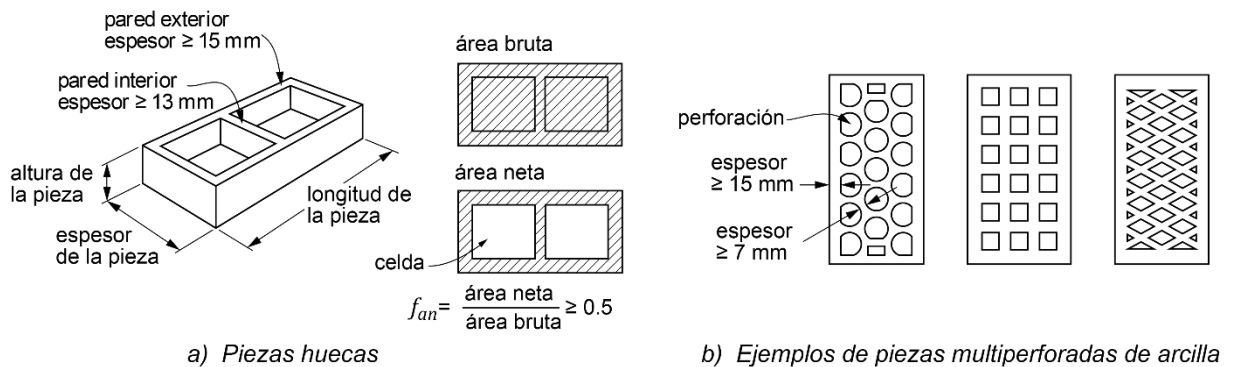
El peso volumétrico neto mínimo de las piezas, en estado seco, será el indicado en la tabla 2.1.1.

**Tabla 2.1.1 Peso volumétrico neto mínimo de piezas, en estado seco**

Tipo de pieza	Valores en kN/m <sup>3</sup> (kg/m <sup>3</sup> )
Tabique macizo de arcilla artesanal	13 (1300)
Tabique hueco de arcilla extruida o prensada	17 (1700)
Bloque de concreto	17 (1700)
Tabique macizo de concreto (tabicón)	15 (1500)

#### 2.1.1.1 Piezas macizas

Para fines de aplicación del Capítulo 4 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo y de estas Normas, se considerarán como piezas macizas aquéllas que tienen en su sección transversal más desfavorable un área neta de por lo menos 75 por ciento del área bruta, y cuyas paredes exteriores tienen espesores no menores que 20 mm.



**Figura 2.1.1 Piezas**

#### 2.1.1.2 Piezas huecas

Las piezas huecas a que hacen referencia estas Normas y el Capítulo 4 de las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo son las que tienen, en su sección transversal más desfavorable, una área neta de por lo menos 50 por ciento del área bruta; además, el espesor de sus paredes exteriores

no es menor que 15 mm (figura 2.1.1). Para piezas huecas con dos hasta cuatro celdas, el espesor mínimo de las paredes interiores deberá ser de 13 mm. Para piezas multiperforadas, cuyas perforaciones sean de las mismas dimensiones y con distribución uniforme, el espesor mínimo de las paredes interiores será de 7 mm para piezas de arcilla y 10 mm para piezas de concreto. Se entiende como piezas multiperforadas aquéllas con más de siete perforaciones o alvéolos (figura 2.1.1). Se deberá cumplir, además, con los requisitos para el espesor de las paredes exteriores e interiores indicados en la NMX-C-404-ONNCCE para piezas huecas y multiperforadas.

*La distinción entre los muros construidos por piezas macizas y los de piezas huecas es importante en el comportamiento sísmico. Los muros de piezas macizas tienen, ante esta solicitación, un comportamiento menos frágil que los de piezas huecas, en los que la falla de las paredes da lugar a una pérdida brusca de capacidad. Es por ello que en las normas de diseño por sismo se especifica que para muros de piezas macizas, que cumplan con los requisitos de refuerzo impuestos para muros diafragma, confinados o con refuerzo interior, se reduzcan las fuerzas sísmicas por un factor de comportamiento  $Q = 2$ , mientras que para las piezas huecas debe usarse  $Q = 1.5$ , lo que implica fuerzas de diseño 33% mayores que en el caso anterior.*

Para fines de estas Normas sólo se permite usar piezas huecas con celdas o perforaciones ortogonales a la cara de apoyo.

### 2.1.2 Resistencia a compresión

La resistencia a compresión se determinará, para cada tipo de pieza, de acuerdo con el ensaye especificado en la norma NMX-C-036-ONNCCE.

*La resistencia en compresión de las piezas es el parámetro más importante del que dependen las propiedades mecánicas de los muros de mampostería. Por ello se requiere su determinación para fines de control de calidad y para deducir las otras propiedades cuando no se cuenta con determinaciones directas de las mismas. El valor de diseño de la resistencia en compresión de las piezas se determina como un valor mínimo probable tomando en cuenta la variabilidad de la propiedad en cuestión. En función de la media y coeficiente de variación determinados en los ensayes se calcula, con la fórmula especificada en esta sección, un valor de diseño que corresponde aproximadamente a una probabilidad de 2% de no ser alcanzado.*

La resistencia de diseño se determinará con base en la información estadística existente sobre el producto o a partir de muestreos de la pieza, ya sea en planta o en obra. Si se opta por el muestreo, se obtendrán, al menos, tres muestras, cada una de diez piezas, de lotes diferentes de la producción. Las 30 piezas así obtenidas se ensayarán en laboratorios acreditados por la entidad de acreditación reconocida en los términos de la Ley Federal sobre Metrología y Normalización. La resistencia de diseño se calculará como:

$$f_p' = \frac{\overline{f_p}}{1 + 2.5 c_p} \quad (2.1.1)$$

donde:

- $\overline{f_p}$  resistencia media a compresión de las piezas, referida al área bruta; y
- $c_p$  coeficiente de variación de la resistencia a compresión de las piezas, que en ningún caso será menor que 0.1.

En caso de no contar con el número de ensayos requerido, el valor de  $c_p$  no se tomará menor que 0.20 para piezas provenientes de plantas mecanizadas que evidencien un sistema de control de calidad como el requerido en la norma NMX-C-404-ONNCCE, ni que 0.30 para piezas de fabricación mecanizada, pero que no cuenten con un sistema de control de calidad, ni que 0.35 para piezas de producción artesanal. El sistema de control de calidad se refiere a los diversos procedimientos documentados de la línea de producción de interés, incluyendo los ensayos rutinarios y sus registros.

Las resistencias de diseño  $f'_p$  y la resistencia media  $\overline{f_p}$  a compresión de las piezas no deberá ser menor que las indicadas en la tabla 2.1.2.

**Tabla 2.1.2 Valores mínimos permitidos de  $f'_p$  y  $\overline{f_p}$**

Tipo de pieza y material	$f'_p$ MPa (kg/cm <sup>2</sup> )	$\overline{f_p}$ MPa (kg/cm <sup>2</sup> )
Tabique macizo de arcilla artesanal	6 (60)	9 (90)
Tabique macizo o multiperforado de arcilla o de concreto	10 (100)	15 (150)
Tabique hueco de arcilla o de concreto	6 (60)	9 (90)
Bloque macizo o multiperforado de arcilla o de concreto	10 (100)	15 (150)
Bloque hueco de arcilla o de concreto	6 (60)	9 (90)

*La tabla 2.1.2 se agrego para aclarar que el control de la resistencia a compresión de las piezas sobre área bruta, tanto por el fabricante como por la supervisión en obra, debe hacerse sobre la resistencia media  $\overline{f_p}$  con base a lo establecido en la norma NMX-C-404-ONNCCE.*

## 2.2 Cementantes

### 2.2.1 Cemento hidráulico

En la elaboración del concreto y morteros se empleará cualquier tipo de cemento hidráulico que cumpla con los requisitos especificados en la norma NMX-C-414-ONNCCE.

### 2.2.2 Cemento de albañilería

En la elaboración de morteros se podrá usar cemento de albañilería que cumpla con los requisitos especificados en la norma NMX-C-021-ONNCCE.

### 2.2.3 Cal hidratada

En la elaboración de morteros se podrá usar cal hidratada que cumpla con los requisitos especificados en la norma NMX-C-003-ONNCCE.

## 2.3 Agregados pétreos

Los agregados deben cumplir con las especificaciones de la norma NMX-C-111-ONNCCE.

## 2.4 Agua de mezclado

El agua para el mezclado del mortero o del concreto debe cumplir con las especificaciones de la norma NMX-C-122-ONNCCE. El agua debe almacenarse en depósitos limpios y cubiertos.

## 2.5 Morteros

El mortero para pegar piezas cuyo objetivo sea construir muros estructurales debe cumplir con los requisitos que establece la norma mexicana NMX-C-486-ONNCCE.

*La función del mortero es permitir la sobreposición de las piezas formando un conjunto que tenga una liga fuerte y duradera. Sus propiedades más importantes son: manejabilidad, resistencia a compresión y tensión y adherencia con las piezas. Estas propiedades varían según el tipo de cementante empleado, con la relación entre arena y cementante y según la cantidad de agua en la mezcla, aunque esto último no se suele controlar en obra.*

*La norma NMX-C-486 contiene especificaciones para el control de las propiedades del mortero tanto en su estado endurecido como en su estado fresco.*

### 2.5.1 Resistencia a compresión

La resistencia a compresión del mortero, sea para pegar piezas o de relleno, se determinará de acuerdo con el ensaye especificado en la norma NMX-C-061-ONNCCE.

*La resistencia a compresión es el índice generalmente aceptado de la calidad del mortero; ésta se determina según la norma NMX C 061.ONNCCE. Debe tenerse en cuenta que esta resistencia no corresponde a la del material colocado entre las piezas de un muro, donde las condiciones de confinamiento y de curado son muy diferentes de las que se tienen en el ensaye estándar.*

La resistencia a compresión del concreto de relleno se determinará del ensaye de cilindros elaborados, curados y probados de acuerdo con las normas NMX-C-159-ONNCCE y NMX-C-083-ONNCCE.

Para diseño, se empleará un valor de la resistencia,  $f'_j$ , determinado como el que es alcanzado por lo menos por el 98 por ciento de las muestras. La resistencia de diseño se calculará a partir de muestras del mortero, para pegar piezas o de relleno, o del concreto de relleno por utilizar.

En caso de mortero, se obtendrán, como mínimo, tres muestras, cada una de, al menos, tres probetas cúbicas. Las nueve probetas se ensayarán siguiendo la norma NMX-C-061-ONNCCE.

En caso de concreto de relleno, se obtendrán, al menos, tres probetas cilíndricas. Las probetas se elaborarán, curarán y probarán de acuerdo con las normas antes citadas.

La resistencia de diseño será:

$$f'_j = \frac{\overline{f}_j}{1 + 2.5c_j} \quad (2.5.1)$$

donde:

- $\overline{f}_j$  resistencia media a compresión de cubos de mortero o de cilindros de concreto de relleno; y
- $c_j$  coeficiente de variación de la resistencia a compresión del mortero o del concreto de relleno, que se tomará igual a 0.10 cuando su producción sea industrializada de tipo seco o premezclado, o igual a 0.20 en el caso de ser dosificado y elaborado en obra.

*Se reconoce que morteros industrializados secos o premezclados tienen, en general, un mejor control de calidad y por ende la variabilidad de sus propiedades mecánicas es menor que la de los morteros elaborados en obra. En consecuencia se permite usar un coeficiente de variación igual a 0.10.*

### 2.5.2 Clasificación

Los morteros se clasificarán por su resistencia de diseño a compresión,  $f'_j$ , en los siguientes tipos:

- Tipo I con resistencia a compresión mayor o igual que 12.5 MPa (125 kg/cm<sup>2</sup>)
- Tipo II con resistencia a compresión menor que la del Tipo I y mayor o igual que 7.5 MPa (75 kg/cm<sup>2</sup>)

*Aunque no se incluyó una tabla con la correspondencia de la resistencia de diseño y la resistencia media a compresión del mortero, se incluyó la nota de que, para el control de la resistencia en obra se utilizará la resistencia media de acuerdo a lo indicado en la norma NMX-C-486-ONNCCE, con lo que se establece la siguiente relación de resistencias de  $f'_j$  y media  $\bar{f}_j$*

<i>Valores mínimos permitidos de <math>f'_j</math> y <math>\bar{f}_j</math></i>		
<i>Tipo de mortero</i>	<i><math>f'_j</math> MPa (kg/cm<sup>2</sup>)</i>	<i><math>\bar{f}_j</math> MPa (kg/cm<sup>2</sup>)</i>
<i>Tipo I</i>	<i>12.5 (125)</i>	<i>18 (180)</i>
<i>Tipo II</i>	<i>7.5 (75)</i>	<i>11 (110)</i>

*En los tipos de mortero, se eliminó el mortero tipo III por tener una baja resistencia para el uso de piezas industrializadas.*

Para el control de la resistencia en obra se utilizará la resistencia media de acuerdo con lo indicado en la NMX-C-486-ONNCCE.

### 2.5.3 Mortero para pegar piezas

Los morteros que se empleen en elementos estructurales de mampostería deberán cumplir con los requisitos siguientes:

- a) Su resistencia a compresión será por lo menos de 7.5 MPa (75 kg/cm<sup>2</sup>).

*La resistencia media mínima  $\bar{f}_j$  para un mortero de junteo debe ser de 110 kg/cm<sup>2</sup>.*

- b) Siempre deberán contener cemento hidráulico Portland en la cantidad mínima indicada en la tabla 2.5.1.
- c) El volumen de arena no será mayor que tres veces la suma de los cementantes y se medirá en estado suelto.
- d) Se empleará la mínima cantidad de agua que dé como resultado un mortero fácilmente trabajable.
- e) Si el mortero incluye cemento de albañilería, la cantidad máxima de éste, a usar en combinación con cemento, será la indicada en la tabla 2.5.1.

**Tabla 2.5.1 Proporcionamientos, en volumen, recomendados para mortero dosificado en obra<sup>1</sup>**

Tipo de mortero	Partes de cemento hidráulico	Partes de cemento de albañilería	Partes de cal hidratada	Partes de arena <sup>2</sup>
I	1	—	0 a ¼	3
	1	½	—	4½
II	1	—	0 a ½	4½
	1	1	—	6

<sup>1</sup> Los proporcionamientos incluidos en esta tabla son sólo indicativos, por lo que el mortero deberá cumplir con la resistencia a compresión de diseño establecida en el inciso 2.5.2 independientemente de la dosificación que se utilice.

<sup>2</sup> El volumen de arena se medirá en estado suelto.

*Los proporcionamientos, en todos los casos, obligan al uso de cemento hidráulico en combinación con cal o cemento de albañilería. Las partes de arena son fijas no tienen que calcularse en proporción a la cantidad de los cementantes, como en versiones anteriores de las normas. En la tabla se eliminaron también las proporciones para mortero tipo III.*

#### 2.5.4 Morteros de relleno y concretos de relleno

Los morteros de relleno y concretos de relleno, que se emplean en elementos estructurales de mampostería para rellenar celdas de piezas huecas, deberán cumplir con los siguientes requisitos:

a) Su resistencia a compresión para diseño,  $f_j'$ , será por lo menos de 12.5 MPa (125 kg/cm<sup>2</sup>).

*La resistencia media a compresión para mortero de relleno  $\bar{f}_j$  será de 180 kg/cm<sup>2</sup>*

b) El tamaño máximo del agregado no excederá de 10 mm.

c) Se empleará la mínima cantidad de agua que permita que la mezcla sea lo suficientemente fluida para rellenar las celdas y cubrir completamente las barras de refuerzo vertical, en el caso de que se cuente con refuerzo interior. Se aceptará el uso de aditivos que mejoren la trabajabilidad.

d) En la tabla 2.5.2 se incluyen revenimientos nominales recomendados para morteros de relleno y concretos de relleno según la absorción de las piezas.

Para rellenar celdas de castillos internos de muros confinados deberá cumplirse lo establecido en el inciso 5.1.1.d.

**Tabla 2.5.2 Revenimiento recomendado para los morteros de relleno y concretos de relleno, en función de la absorción de la pieza**

Absorción de la pieza, %	Revenimiento nominal <sup>1</sup> , mm
8 a 10	150
10 a 15	175
15 a 20	200

<sup>1</sup>Se aceptan los revenimientos con una tolerancia de  $\pm 25$  mm.

**Tabla 2.5.3 Proporcionamientos, en volumen, recomendados para morteros de relleno y concretos de relleno en elementos estructurales**

Tipo	Partes de cemento hidráulico	Partes de cal hidratada	Partes de arena <sup>1</sup>	Partes de grava
Mortero	1	0 a 0.25	2.25 a 3	—
Concreto	1	0 a 0.1	2.25 a 3	1 a 2

<sup>1</sup>El volumen de arena se medirá en estado suelto.

En la tabla 2.5.3 se muestran las relaciones volumétricas recomendadas de los agregados para morteros de relleno y concretos de relleno.

## 2.6 Aditivos

En la elaboración de concretos, morteros de relleno y concretos de relleno se podrán usar aditivos que mejoren sus propiedades y que cumplan con los requisitos especificados en la norma NMX-C-255-ONNCCE. No deberán usarse aditivos que aceleren el fraguado.

*Se admite el uso de aditivos para los morteros de junteo para mejorar su retención de agua, su adherencia y su consistencia.*

## 2.7 Acero de refuerzo

El refuerzo que se emplee en castillos o dalas, elementos colocados en el interior del muro y/o en el exterior del muro, estará constituido por barras corrugadas, por malla de acero, por alambres corrugados laminados en frío, o por armaduras soldadas por resistencia eléctrica de alambre de acero para castillos y dalas. Las barras corrugadas deben cumplir con las normas NMX-C-407-ONNCCE, NMX-B-457-CANACERO y NMX-B-506-CANACERO; los alambres laminados en frío deben cumplir con la norma NMX-B-072-CANACERO o NMX-B-253-CANACERO; la malla de alambre soldado debe cumplir con la norma NMX-B-290-CANACERO; y las armaduras de alambre soldado para castillos y dalas deben cumplir con la norma NMX-B-456-CANACERO.

Se admitirá el uso de barras lisas, como el alambrón, únicamente en estribos, en mallas de alambre soldado o en conectores. El alambrón debe cumplir con la norma NMX-B-365-CANACERO y contar con un esfuerzo de fluencia mínimo,  $f_y$ , de 210 MPa (2100 kg/cm<sup>2</sup>). El diámetro mínimo del alambrón para ser usado en estribos es de 5.5 mm. Se podrán utilizar otros tipos de acero siempre y cuando se demuestre, a satisfacción de la Administración, su eficiencia como refuerzo estructural.

El módulo de elasticidad del acero de refuerzo ordinario,  $E_s$ , se supondrá igual a  $2 \times 10^5$  MPa ( $2 \times 10^6$  kg/cm<sup>2</sup>).

Para diseño se considerará el esfuerzo de fluencia mínimo,  $f_y$ , establecido en las normas citadas.

*Se admiten las barras convencionales para refuerzo de concreto y los alambres corrugados con esfuerzo de fluencia nominal de 6000 kg/cm<sup>2</sup> para el refuerzo que debe colocarse en castillos y dalas o como refuerzo interior en juntas o en huecos de las piezas. Para las mallas electrosoldadas y los armados prefabricados para castillos y dalas a base de alambres electrosoldados se admite el uso de acero con esfuerzo de fluencia nominal de 5000 kg/cm<sup>2</sup>. Para el refuerzo en el interior del muro es recomendable emplear barras y alambres de pequeño diámetro con esfuerzo de fluencia de 6000 kg/cm<sup>2</sup> para asegurar un recubrimiento adecuado y facilitar el correcto llenado de los espacios donde se coloca el refuerzo.*

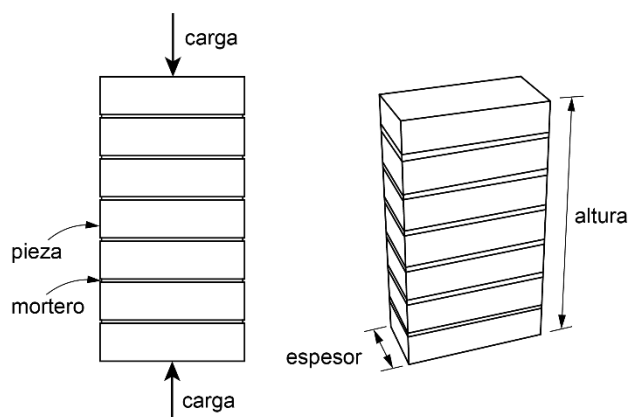
## 2.8 Mampostería

### 2.8.1 Resistencia a compresión

La resistencia a compresión para diseño de la mampostería,  $f'_{m'}$ , sobre área bruta, se determinará con alguno de los tres procedimientos indicados en los incisos 2.8.1.1 a 2.8.1.3. El valor de la resistencia en esta Norma está referido a 28 días. Si se considera que el muro recibirá las acciones de diseño antes de este lapso, se deberá evaluar la resistencia para el tiempo estimado según el inciso 2.8.1.1.

#### 2.8.1.1 Ensayes de pilas construidas con las piezas y morteros que se emplearán en la obra

Las pilas (figura 2.8.1) estarán formadas por lo menos con tres piezas sobrepuestas. La relación altura a espesor de la pila estará comprendida entre dos y seis; las pilas se ensayarán a la edad de 28 días. En la elaboración, curado, transporte, almacenamiento, cabeceado y procedimiento de ensaye de los especímenes se seguirá la norma mexicana NMX-C-464-ONNCCE, salvo lo que se indique en este inciso y que difiera de dicha norma.



**Figura 2.8.1 Pila para prueba en compresión**

**Tabla 2.8.1 Factores correctivos para las resistencias de pilas con diferentes relaciones altura a espesor**

Relación altura a espesor de la pila <sup>1</sup>	2	3	4	5	6
Factor correctivo	0.75	0.90	1.00	1.05	1.06

<sup>1</sup>Para relaciones altura a espesor intermedias se interpolará linealmente.

La determinación se hará en un mínimo de nueve pilas, construidas con piezas provenientes de, por lo menos, tres lotes diferentes del mismo producto. Cada pila debe usar piezas del mismo lote.

El esfuerzo medio obtenido, calculado sobre el área bruta, se corregirá multiplicándolo por los factores de la tabla 2.8.1.

La resistencia a compresión para diseño se calculará como:



$$f'_m = \frac{\overline{f_m}}{1 + 2.5c_m} \quad (2.8.1)$$

donde:

$\overline{f_m}$  resistencia media a compresión de las pilas, corregida por su relación altura a espesor y referida al área bruta; y

$c_m$  coeficiente de variación de la resistencia a compresión de las pilas de mampostería, que en ningún caso se tomará inferior a 0.15.

### 2.8.1.2 A partir de la resistencia de diseño de las piezas y el mortero

Para bloques con  $f'_p \geq 6$  MPa (60 kg/cm<sup>2</sup>) y para tabiques y tabicones con  $f'_p \geq 10$  MPa (100 kg/cm) se podrá emplear como resistencia de diseño a compresión la que indica la tabla 2.8.2.

**Tabla 2.8.2 Resistencia a compresión para diseño de la mampostería de piezas de concreto,  $f'_m$ , sobre área bruta**

$f'_p$ MPa (kg/cm <sup>2</sup> ) <sup>1</sup>	$f'_m$ MPa (kg/cm <sup>2</sup> )	
	Mortero I	Mortero II
6 (60) <sup>2</sup>	2.5 (25)	2 (20)
7.5 (75) <sup>2</sup>	4 (40)	3.5 (35)
10 (100)	5 (50)	4.5 (45)
15 (150)	7.5 (75)	6 (60)
≥ 20 (200)	10 (100)	9 (90)

<sup>1</sup>Para valores intermedios de  $f'_p$  se interpolará linealmente para un mismo tipo de mortero.

<sup>2</sup>Sólo para el caso de piezas huecas.

**Tabla 2.8.3 Resistencia a compresión para diseño de la mampostería de piezas de arcilla,  $f'_m$ , sobre área bruta**

$f'_p$ MPa (kg/cm <sup>2</sup> ) <sup>1</sup>	$f'_m$ MPa (kg/cm <sup>2</sup> )	
	Mortero I	Mortero II
6 (60)	2 (20)	2 (20)
7.5 (75)	3 (30)	3 (30)
10 (100)	4 (40)	4 (40)
15 (150)	6 (60)	6 (60)
20 (200)	8 (80)	7 (70)
≥ 30 (300)	12 (120)	9 (90)

<sup>1</sup>Para valores intermedios de  $f'_p$  se interpolará linealmente para un mismo tipo de mortero.

Para piezas de arcilla, la resistencia a compresión para diseño de la mampostería se podrá obtener de la tabla 2.8.3.

Para hacer uso de los valores de resistencia de diseño,  $f'_m$  dados por las tablas 2.8.2 y 2.8.3 de este inciso, se deberán cumplir los requisitos siguientes:

- las piezas deberán cumplir los requisitos de la sección 2.1 y el mortero los de la sección 2.5;
- la relación altura a espesor de las piezas no debe ser menor que 0.5;
- la mampostería deberá tener espesores de junta horizontal comprendidos entre 10 y 12 mm si las piezas son de fabricación mecanizada, o entre 10 y 15 mm si son de fabricación artesanal. Estos espesores deben permitir la dimensión modular en mampostería a base de bloques; y
- la resistencia a compresión de las piezas,  $f'_p$ , se debe obtener a partir de los ensayos indicados en el inciso 2.1.2.

Para otros casos, la resistencia de la mampostería se obtendrá de acuerdo con el inciso 2.8.1.1.

*Se permite determinar la resistencia de la mampostería a compresión a partir de tablas que están en función de las propiedades de los materiales componentes. La resistencia de la mampostería depende principalmente de la resistencia de la pieza y en menor grado de la del mortero. Se ha observado de ensayos de laboratorio, que la relación entre la resistencia de la pila y de la pieza es aproximadamente lineal. El factor de proporcionalidad es, sin embargo, variable para las distintas piezas, dependiendo principalmente de su forma, del material de que están hechas y de la regularidad de sus dimensiones. Este factor de proporcionalidad es mayor para bloques que para tabiques debido a un número menor de juntas en el muro de bloque. Por ello se tienen tablas distintas para los dos tipos de piezas.*

### 2.8.1.3 Resistencia de la mampostería para edificaciones Tipo I

Para el diseño de edificaciones de mampostería Tipo I (sección 1.5) podrán emplearse los valores de  $f'_m$  que se presentan en la tabla 2.8.4, en donde el mortero debe satisfacer los requisitos de la sección 2.5.

Para hacer uso de los valores de resistencia de diseño,  $f'_m$ , dados en la tabla 2.8.4 se deberán cumplir los apartados a), b) y c) del inciso 2.8.1.2. Para otros casos se deberá determinar la resistencia de acuerdo al inciso 2.8.1.1.

**Tabla 2.8.4 Resistencia de diseño a compresión de la mampostería,  $f'_m$ , para algunos tipos de piezas, sobre área bruta**

Tipo de pieza	$f'_m$ , MPa (kg/cm <sup>2</sup> )
Tabique macizo de arcilla artesanal	1.5 (15)
Tabique de arcilla extruido	2.0 (20)
Bloque de concreto	1.5 (15)
Tabique de concreto (tabicón)	1.5 (15)

*Para la resistencia de diseño en compresión del conjunto piezas-mortero se proporcionan, en la tabla de la fracción c) de esta sección, valores indicativos para los materiales más comunes sobre los cuales existen suficientes*

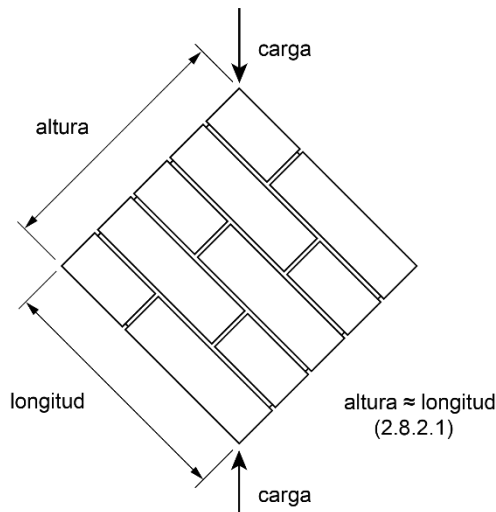
*resultados experimentales. Para casos no cubiertos en esa tabla o cuando se quiera obtener una determinación más confiable, será necesario recurrir al ensayo de los materiales específicos que se vayan a emplear.*

## 2.8.2 Resistencia a compresión diagonal

La resistencia de diseño a compresión diagonal de la mampostería  $v'_m$ , para diseño, se determinará con alguno de los dos procedimientos indicados en los incisos 2.8.2.1 y 2.8.2.2. El valor de la resistencia en esta Norma está referido a 28 días. Si se considera que el muro recibirá las acciones de diseño antes de este lapso, se deberá evaluar la resistencia para el tiempo estimado según el inciso 2.8.2.1.

### 2.8.2.1 Ensayes de muretes construidos con las piezas y morteros que se emplearán en la obra

Los muretes (figura 2.8.2) tendrán una longitud de al menos una vez y media la longitud de la pieza y el número de hiladas necesario para que la altura sea aproximadamente igual a la longitud. Los muretes se ensayarán sometidos a una carga de compresión monótona a lo largo de su diagonal y el esfuerzo cortante medio se determinará dividiendo la carga máxima entre el área bruta del murete medida sobre la misma diagonal.



**Figura 2.8.2 Murete para prueba en compresión diagonal**

Los muretes se ensayarán a la edad de 28 días. En la elaboración, curado, transporte, almacenamiento, cabeceado y procedimiento de ensayo de los especímenes se seguirá la norma mexicana NMX-C-464-ONNCCE salvo lo que se indique en este inciso y que difiera de dicha norma.

La determinación se hará en un mínimo de nueve muretes construidos con piezas provenientes de por lo menos tres lotes diferentes del mismo producto. Cada murete debe usar piezas del mismo lote.

La resistencia a compresión diagonal para diseño,  $v'_m$ , será igual a

$$v'_m = \frac{\overline{v}_m}{1 + 2.5c_v} \quad (2.8.2)$$

donde:

- $\overline{v}_m$  resistencia media a compresión diagonal de muretes, sobre área bruta medida a lo largo de la diagonal paralela a la carga; y
- $c_v$  coeficiente de variación de la resistencia a compresión diagonal de muretes, que en ningún caso se tomará inferior a 0.20.

Para muros que dispongan de algún sistema de refuerzo cuya contribución a la resistencia se quiera evaluar o que tengan características que no pueden representarse en el tamaño del murete, las pruebas de compresión diagonal antes descritas deberán realizarse en muros de al menos 2 m de lado.

#### 2.8.2.2 Resistencia a compresión diagonal para diseño de edificaciones Tipo I

Para edificaciones de mampostería Tipo I se podrán emplear los valores de  $v'_m$  que se presentan en la tabla 2.8.5, en donde el mortero debe satisfacer la sección 2.5.

Para hacer uso de los valores de resistencia para diseño,  $v'_m$ , de este inciso se deberán cumplir los apartados a), b) y c) del inciso 2.8.1.2. Para otros casos se deberá determinar la resistencia de acuerdo con el inciso 2.8.1.1.

**Tabla 2.8.5 Resistencia de diseño a compresión diagonal para algunos tipos de mampostería, sobre área bruta**

Pieza	$v'_m$ , MPa (kg/cm <sup>2</sup> )
Tabique macizo de arcilla artesanal	0.2 (2)
Tabique de arcilla extruido	0.2 (2)
Bloque de concreto	0.2 (2)
Tabique de concreto (tabicón)	0.2 (2)

*Se proporcionan los valores indicativos de resistencia de diseño a compresión diagonal del conjunto de piezas y mortero para los materiales más comunes de los cuales existen suficientes resultados experimentales. Para casos no cubiertos en esa tabla o cuando se quiera obtener una determinación más confiable, será necesario recurrir al ensaye de los materiales específicos que se vayan a emplear. El valor de la resistencia de diseño a compresión diagonal, depende en forma importante, del mortero, el cual de tener debe tener una buena resistencia a compresión y una buena adherencia para mantener unidas a las piezas.*

#### 2.8.3 Resistencia al aplastamiento

Cuando una carga concentrada se transmite directamente a la mampostería, el esfuerzo de contacto no excederá de  $0.6f'_m$ .

#### 2.8.4 Resistencia a tensión

Se considerará que la resistencia de la mampostería a esfuerzos de tensión perpendiculares a las juntas es nula. Cuando se requiera esta resistencia deberá proporcionarse el acero de refuerzo necesario.

### 2.8.5 Módulo de elasticidad

El módulo de elasticidad de la mampostería,  $E_m$ , se determinará con alguno de los procedimientos indicados en los incisos 2.8.5.1 y 2.8.5.2.

#### 2.8.5.1 Ensayes de pilas construidas con las piezas y morteros que se emplearán en la obra

Se ensayarán pilas del tipo, a la edad y en la cantidad indicados en el inciso 2.8.1.1. El módulo de elasticidad para cargas de corta duración se determinará según lo especificado en la norma mexicana NMX-C-464-ONNCCE.

Para obtener el módulo de elasticidad para cargas sostenidas se deberán considerar las deformaciones diferidas debidas al flujo plástico de las piezas y el mortero. Optativamente, el módulo de elasticidad para cargas de corta duración, obtenido del ensaye de pilas, se podrá dividir entre 2.3 si se trata de piezas de concreto, o entre 1.7 si se trata de piezas de arcilla o de otro material diferente del concreto.

#### 2.8.5.2 Determinación a partir de la resistencia de diseño a compresión de la mampostería

a) Para mampostería de tabiques y bloques de concreto:

para cargas de corta duración

$$E_m = 800f'_m \quad (2.8.3)$$

para cargas sostenidas

$$E_m = 350f'_m \quad (2.8.4)$$

b) Para mampostería de tabique de arcilla y otras piezas, excepto las de concreto:

para cargas de corta duración

$$E_m = 600f'_m \quad (2.8.5)$$

para cargas sostenidas

$$E_m = 350f'_m \quad (2.8.6)$$

*El módulo de elasticidad puede obtenerse de la curva esfuerzo-deformación medida en un ensaye de pilas en compresión. Una estimación aproximada se obtiene con los factores que multiplican a la resistencia en compresión. Estos factores se aplican a la resistencia de diseño la cual incorpora factores de seguridad importantes con respecto al valor promedio.*

### 2.8.6 Módulo de cortante

El módulo de cortante de la mampostería,  $G_m$ , se determinará con alguno de los procedimientos indicados en los incisos 2.8.6.1 y 2.8.6.2. Se aplicará lo estipulado en el inciso 2.8.6.2 si el módulo de elasticidad se determinó según el inciso 2.8.5.2.

Para efectos de considerar  $G_m$  en el análisis utilizando un programa de cómputo comercial, cuando  $G_m/E_m < 1/3$ , se utilizará un valor del módulo de Poisson igual a  $\nu = 0.25$  y se reducirá el área de cortante por un factor igual a  $G_m/(0.4E_m)$ .

#### 2.8.6.1 Ensayes de muretes contruidos con las piezas y morteros que se emplearán en la obra

Se ensayarán muretes del tipo, a la edad y en la cantidad señalados en el inciso 2.8.2.1. El módulo de cortante se determinará según lo especificado en la norma mexicana NMX-C-464-ONNCE.

#### 2.8.6.2 Determinación a partir del módulo de elasticidad de la mampostería

Si se opta por usar el inciso 2.8.5.2 para determinar el módulo de elasticidad de la mampostería, el módulo de cortante de la mampostería se tomará como:

$$G_m = 0.2E_m \quad (2.8.7)$$

Para utilizar este valor en el análisis de la estructura usando programas comerciales deberán aplicarse los lineamientos descritos en el inciso 2.8.6 y en el Apéndice Normativo B de estas Normas.

*La mampostería no es un material isotrópico, sus propiedades mecánicas dependen de la dirección en que se consideran. Esta especificación reconoce que la resistencia a corte de muros de mampostería tiene una rigidez lateral menor a la que se predice con del módulo de cortante obtenido con base en el módulo de elasticidad de pilas, una teoría elástica lineal y un material homogéneo,  $G_e = E/[2(1 + \nu)]$ , donde  $\nu$  es el módulo de Poisson de la mampostería. Al utilizar el valor de  $G$  en vez de  $G_e$  en el análisis la distribución del cortante sísmico en los muros cambia, los muros largos ( $H/L < 1$ ) reciben menos cortante y los muros esbeltos mas.*

## 3 ESPECIFICACIONES GENERALES DE ANÁLISIS Y DISEÑO

### 3.1 Criterios de diseño

El dimensionamiento y detallado de elementos estructurales se hará de acuerdo con los criterios relativos a los estados límite de falla y de servicio establecidos en el Título Sexto del Reglamento de Construcciones para el D. F. y en estas Normas, o por algún procedimiento optativo que cumpla con los requisitos del Título Sexto. Adicionalmente, se diseñarán las estructuras por durabilidad.

Las fuerzas y momentos internos producidos por las acciones a que están sujetas las estructuras se determinarán de acuerdo con los criterios prescritos en la sección 3.2.

#### 3.1.1 Estado límite de falla

Según el criterio de estado límite de falla, las estructuras y elementos estructurales deben dimensionarse y detallarse de modo que la resistencia de diseño en cualquier sección sea al menos igual al valor de diseño de la fuerza o momento internos.

Las resistencias de diseño deben incluir el correspondiente factor de resistencia,  $F_R$ , prescrito en el inciso 3.1.4.

Las fuerzas y momentos internos de diseño se obtienen multiplicando por el correspondiente factor de carga, los valores de dichas fuerzas y momentos internos calculados bajo las acciones especificadas en el Título Sexto del Reglamento de Construcciones para el D. F. y en las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones.

### 3.1.2 Estado límite de servicio

Se comprobará que las respuestas de la estructura (asentamientos, deformación, agrietamiento, vibraciones, etc.) queden limitadas a valores tales que el funcionamiento en condiciones de servicio sea satisfactorio.

### 3.1.3 Diseño por durabilidad

Se diseñarán y detallarán las estructuras por durabilidad para que la expectativa de vida útil sea de al menos 50 años.

Los requisitos mínimos establecidos en estas Normas son válidos para elementos expuestos a ambientes no agresivos, tanto interior como exteriormente, y que corresponden a una clasificación de exposición  $A_1$  y  $A_2$ , según las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.

Si el elemento estará expuesto a ambientes más agresivos, se deberán aplicar los criterios de diseño por durabilidad de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.

### 3.1.4 Factores de resistencia

Las resistencias deberán reducirse por un factor de resistencia,  $F_R$ . Se acepta aplicar estos valores en aquellas modalidades constructivas y de refuerzo cuyo comportamiento experimental ha sido evaluado y satisface el Apéndice Normativo A. Los valores del factor de resistencia serán los siguientes:

#### 3.1.4.1 En muros sujetos a compresión axial

$F_R = 0.6$  para muros confinados (Capítulo 5), muros reforzados interiormente (Capítulo 6) o la diagonal equivalente de muros diafragma (Capítulo 4).

$F_R = 0.3$  para muros no confinados ni reforzados interiormente (sección 11.2).

#### 3.1.4.2 En muros sujetos a flexocompresión en su plano o a flexocompresión fuera de su plano

Para muros confinados (Capítulo 5) o reforzados interiormente (Capítulo 6):

$$F_R = 0.8 \text{ si } P_u \leq P_R/3$$

$$F_R = 0.6 \text{ si } P_u > P_R/3$$

Para muros no confinados ni reforzados interiormente (sección 11.2):

$$F_R = 0.3$$

#### 3.1.4.3 En muros sujetos a fuerza cortante

$F_R = 0.7$  para muros diafragma (Capítulo 4), muros confinados (Capítulo 5) y muros con refuerzo interior (Capítulo 6).

$F_R = 0.4$  para muros no confinados ni reforzados interiormente (sección 11.2).

### 3.1.5 Contribución del refuerzo a la resistencia a cargas verticales

La contribución a la resistencia a carga vertical de castillos y dalas (Capítulo 5) o del refuerzo interior (Capítulo 6) se considerará de acuerdo con los incisos 5.3.1 y 6.3.1.

### 3.1.6 Hipótesis para la obtención de resistencias de diseño a flexocompresión

La determinación de resistencias de secciones de cualquier forma sujetas a flexión, carga axial o una combinación de ambas, se efectuará con un criterio de resistencia a flexocompresión con base en las hipótesis siguientes:

- La mampostería se comporta como un material homogéneo.
- La distribución de deformaciones unitarias longitudinales en la sección transversal de un elemento es plana.
- Los esfuerzos de tensión son resistidos por el acero de refuerzo únicamente.
- Existe adherencia perfecta entre el acero de refuerzo vertical y el concreto o mortero de relleno que lo rodea.
- La sección falla cuando se alcanza, en la mampostería, la deformación unitaria máxima a compresión que se tomará igual a 0.003.
- A menos que ensayos en pilas permitan obtener una mejor determinación de la curva esfuerzo-deformación de la mampostería, ésta se supondrá lineal hasta la falla.

En muros con piezas huecas en los que no todas las celdas estén rellenas con mortero o concreto, se considerará el valor de  $f'_m$  de las piezas huecas sin relleno en la zona a compresión.

Los muros sometidos a momentos flexionantes, perpendiculares a su plano podrán ser confinados o bien reforzados interiormente. En este último caso podrá determinarse la resistencia a flexocompresión tomando en cuenta el refuerzo vertical del muro, cuando la separación de éste no exceda de seis veces el espesor de la mampostería del muro,  $t$ .

### 3.1.7 Resistencia de la mampostería a cargas laterales

La fuerza cortante que resiste la mampostería, según las modalidades descritas en los Capítulos 4 a 7 y sección 11.2, se basa en el esfuerzo cortante resistente de diseño que, en estas Normas, es proporcional a la resistencia a compresión diagonal,  $v'_m$ .

### 3.1.8 Revisión del cortante resistente de entrepiso

Toda estructura de mampostería se analizará y diseñará como se describe en estas Normas.

Adicionalmente, se verificará que la resistencia a cortante de cada entrepiso,  $V_{Ri}$ , calculada para cada una de las dos direcciones ortogonales de análisis, como se describe en el inciso 3.1.8.2, sea mayor que el 80 por ciento de la fuerza cortante de diseño en el  $i$ -ésimo entrepiso,  $V_{ui}$ , obtenida según el inciso 3.1.8.1.

$$V_{Ri} \geq 0.8V_{ui} \quad i = 1, \dots, n \text{ entrepisos} \quad (3.1.1)$$



*El método simplificado descrito en las NTCS 2004 ya no puede usarse para el diseño de las estructuras de mampostería. El método permitía el cálculo del coeficiente sísmico reducido en forma simplificada con solo saber la zona sísmica, la altura de la estructura y el tipo de pieza. No se tomaban en cuenta la torsión ni el volteo por mencionar dos de los aspectos más importantes. La resistencia global de un entrepiso se estimaba como la suma de las resistencias de los muros. La estructura podía considerarse apropiada si la resistencia de entrepiso superaba al cortante de diseño. En las NTC de mampostería, las fuerzas sísmicas obtenidas con el método simplificado podían repartirse entre los muros de la estructura en forma proporcional a su área efectiva que representaba en forma aproximada la rigidez lateral de los muros, de manera que el diseño podía realizarse muro por muro.*

*Para poder usar el método simplificado, la estructura, debía cumplir una larga lista de requisitos, entre ellos, la estructura debía ser simétrica, no debería tener irregularidades importantes en planta o en elevación etc.*

*En la práctica, dichos requisitos, no los satisface ninguna estructura y sin embargo, el método simplificado era utilizado cotidianamente en los despachos de cálculo para el diseño, introduciendo, potencialmente, errores considerables, especialmente en la determinación de las fuerzas en los muros.*

*La revisión global descrita en esta sección es similar a la del método simplificado, excepto que las fuerzas sísmicas deben calcularse estimando el periodo de la estructura. Adicionalmente la revisión ahora es necesaria pero no es suficiente, la estructura debe cumplir el resto de los requisitos de diseño de la norma.*

*La idea de preservar esta revisión fue la de proveer al diseñador una estimación simple que le permitiera evaluar la resistencia mínima requerida, que era una de las principales ventajas del mencionado Método Simplificado.*

### 3.1.8.1 Cortante de diseño de entrepiso

La fuerza cortante que actúa en un entrepiso se obtendrá como la suma de las fuerzas sísmicas  $F_i$ , arriba de dicho entrepiso, calculadas de acuerdo con el método estático de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, multiplicadas por el factor de carga correspondiente.

### 3.1.8.2 Resistencia a corte de entrepiso

Para efectos de la revisión del inciso 3.1.8, la resistencia a corte de entrepiso en cada dirección de análisis, debe evaluarse como

$$V_{Ri} = F_R (0.5v'_m + 0.3\sigma_i + \eta p_h f_{yh}) \sum A_T \quad \sigma_i \leq 3.33v'_m \quad (3.1.2)$$

donde la sumatoria se refiere a los muros en la dirección de análisis;  $\sigma_i$  es el esfuerzo normal promedio en los muros del entrepiso  $i$ , calculado como el peso total arriba del entrepiso, dividido entre la suma de las áreas transversales de todos los muros del entrepiso.

Si el sistema de piso es a base de viguetas y bovedillas con todas las viguetas orientadas en la misma dirección, se calculará un esfuerzo  $\sigma_i$  para cada una de las dos direcciones de análisis como el promedio de los esfuerzos que producen las descargas verticales en los muros paralelos a la dirección correspondiente.

En caso de que parte de la carga sea resistida por columnas, deberá excluirse dicha carga del peso total para el cálculo del esfuerzo promedio.

Para el cálculo,  $\sigma_i$  no se tomará mayor que  $3.33v'_m$  y el producto  $p_h f_{yh}$  no será mayor que  $0.1f_{an}f'_m$  para muros confinados o  $0.1f_{nm}f'_m$  para muros reforzados interiormente. Si el producto  $p_h f_{yh}$  difiere entre los distintos muros del entrepiso en la dirección de análisis considerada, la contribución del refuerzo a la resistencia del entrepiso se calculará muro por muro. La eficiencia del refuerzo  $\eta$  se define en el inciso

5.4.5.2 o 6.4.4.2 según se trate de muros confinados (Capítulo 5) o reforzados interiormente (Capítulo 6) respectivamente.

Cuando existan muros de concreto se deberá incluir su resistencia, calculada de acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.

### 3.1.9 Factor de comportamiento sísmico

Para diseño por sismo, se usará el factor de comportamiento sísmico,  $Q$  indicado en el Capítulo 4 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo. El factor de comportamiento sísmico depende del tipo de pieza usado en los muros (inciso 2.1.1), de la modalidad del refuerzo (Capítulos 5 a 6 o sección 11.2), así como de la estructuración del edificio.

*Los factores de comportamiento sísmico que se especifican en las NTCS corresponden a ductilidades globales de la estructura. Sin embargo, es bien sabido que en estructuras de mampostería las deformaciones de entrepiso se concentran en el primer nivel, lo que implica que, para una cierta ductilidad global especificada y el número de niveles de la estructura, la distorsión esperada en el primer nivel será mucho mayor que la dada por la ductilidad global (SMIE Cap. 6 2019). Los valores de  $Q$  fueron calibrados para que una estructura de hasta 6 niveles puede desarrollar la distorsiones demandadas en el primer nivel con la estructuración y tipo de material utilizado. Por esta razón, los valores de  $Q$  deben de reducirse en 0.5 para estructuras con más de 6 niveles.*

*Es importante enfatizar que dicha ductilidad depende crucialmente de que las piezas cumplan los requisitos en cuanto a el área neta y espesores mínimos de las paredes, en caso de que se trate de piezas multiperforadas. Evidencia experimental demostró que piezas extruidas de barro con espesores menores a los especificados en la norma no son capaces de desarrollar la ductilidad especificada para ese tipo de material. (Tesis de Luis y/o artículo)*

### 3.1.10 Distorsión lateral inelástica

Se revisará que la distorsión lateral inelástica,  $\gamma_{li}$ , calculada con el conjunto de fuerzas horizontales reducidas,  $\gamma_{\ell r}$ , multiplicada por el factor de comportamiento sísmico,  $Q$ , y por el factor de sobrerresistencia,  $R$ , obtenidos de acuerdo con los Capítulos 4 y 3 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, respectivamente, no exceda del valor máximo indicado en el Capítulo 4 de dichas Normas, esto es,

$$\gamma_{li} = \gamma_{\ell r} QR \leq \gamma_{max} \quad (3.1.3)$$

*Las distorsiones admisibles de entrepiso se incrementaron sustancialmente con relación a las normas técnicas del 2004. Para hacer la actualización se hicieron las siguientes consideraciones: 1) las distorsiones admisibles se obtuvieron de ensayos seudo-estáticos disponibles de muros de mampostería a escala natural sometidos a carga cíclica reversible. La distorsión admisible se consideró a aquella que correspondía a la resistencia máxima del ensayo (al primer agrietamiento en muros sin refuerzo); 2) las distorsiones admisibles reales son más del doble que las obtenidas de ensayos seudo-estáticos. Esta consideración proviene de resultados hechos en mesa vibradora (Alcocer xx).*

*Las distorsiones admisibles especificadas se obtuvieron amplificando las obtenidas de las pruebas seudo-estáticas con un factor menor a 2.*

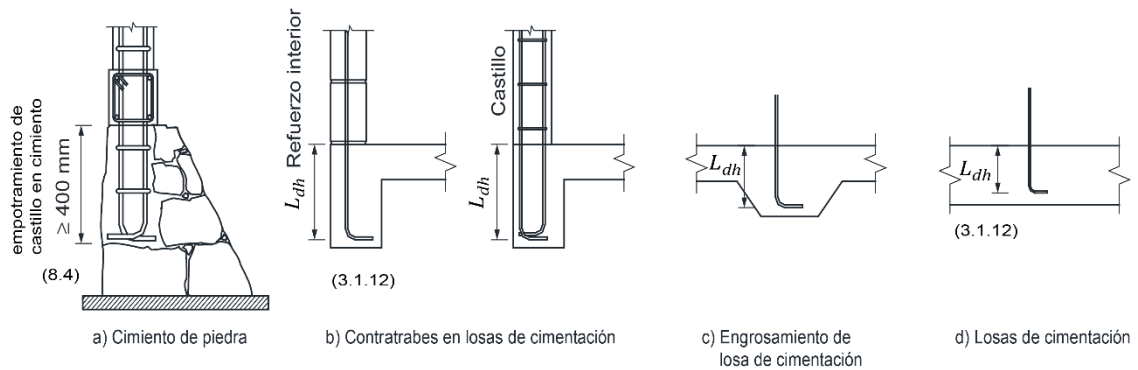
### 3.1.11 Limitación en el uso de sistemas estructurales y condiciones de regularidad según la zona sísmica

Cuando la estructuración sea a base de marcos de concreto o acero y de muros de carga (como ocurre en edificios con plantas bajas a base de marcos que soportan muros de mampostería), se deberá usar, en cada dirección de análisis, el menor factor de comportamiento sísmico para toda la estructura. Además, se deberá satisfacer lo indicado en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo.

### 3.1.12 Diseño de cimentaciones

Las cimentaciones de estructuras de mampostería se dimensionarán y detallarán de acuerdo con lo especificado en el Título Sexto del Reglamento de Construcciones para el D. F., en las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones, en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones, en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto y en la sección 8.4 de estas Normas, según corresponda.

Los elementos de la cimentación deben diseñarse para que resistan los elementos mecánicos de diseño y las reacciones del terreno, de modo que las fuerzas y momentos se transfieran al suelo en que se apoyan sin exceder la resistencia del suelo. Se deberán revisar los asentamientos máximos permisibles y sus efectos en la estructura.



**Figura 3.1.1 Anclaje del refuerzo vertical en cimientos**

El refuerzo vertical de muros y otros elementos deberá extenderse dentro de los elementos de la cimentación, tales como zapatas, losas, contratraves, etc., y deberá anclarse de modo que pueda alcanzarse el esfuerzo especificado de fluencia a tensión. El anclaje se revisará según las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.

El refuerzo vertical podrá anclarse como barra recta o con dobleces a 90 grados. En este último caso, los dobleces se ubicarán cerca del fondo de la cimentación, con los tramos rectos orientados hacia el interior del elemento vertical (figura 3.1.1).

### 3.1.13 Diseño de sistemas de piso y techo

Los sistemas de piso y techo de las estructuras de mampostería se deberán dimensionar y detallar de acuerdo con los criterios relativos a los estados límite de falla y de servicio, así como de durabilidad, establecidos en el Título Sexto del Reglamento de Construcciones para el D. F.. Asimismo, deberá cumplir los requisitos aplicables de las Normas Técnicas Complementarias correspondientes, según el material del que se trate.

En todo caso, la transmisión de fuerzas y momentos internos entre los muros y los sistemas de piso y techo no deberá depender de la fricción entre los elementos.

Si es el caso, las barras de refuerzo de los elementos resistentes de piso y techo deberán anclarse sobre los muros de modo que puedan alcanzar el esfuerzo especificado de fluencia a tensión.

Si los sistemas de piso o techo transmiten fuerzas laterales en su plano, como las inducidas por los sismos, a los o entre los elementos resistentes a fuerzas laterales, se deberán cumplir los requisitos correspondientes a diafragmas, según el material del que se trate.

Si los sistemas de piso y techo están hechos a base de paneles, se deberá cumplir lo especificado en la norma NMX-C-405-ONNCCE.

Si se usan sistemas de vigueta y bovedilla se deberá cumplir con los requisitos de la norma NMX-C-406-ONNCCE. Cuando las bovedillas se apoyen en muros paralelos a las viguetas, la longitud de apoyo será al menos de 50 mm. En ningún caso, las bovedillas y las viguetas deberán obstruir el paso de las dalas de confinamiento.

### 3.1.14 Diseño de muros sobre vigas

En el diseño de muros estructurales de mampostería que estén contruidos sobre vigas que no forman parte de la cimentación, se deberá revisar que se cumplan los requisitos establecidos en los incisos 3.1.14.1 y 3.1.14.2. El peralte de la viga de soporte deberá cumplir lo prescrito en el inciso 3.1.14.3. Cuando los muros posean aberturas, se revisará el inciso 3.1.14.4.

*Las disposiciones en este inciso permiten revisar muros estructurales de mampostería desplantados sobre trabes flexibles. Este es el caso de estructuras en las que los muros no se desplantan sobre la cimentación típicamente para dejar espacio a nivel de planta baja o de sótano para la circulación y estacionamiento de vehículos. El problema no puede abordarse en forma simple con un análisis lineal de elementos finitos, se requiere de un análisis no-lineal para describir el problema en forma realista. La información disponible depende proviene de la literatura y de un estudio experimental y analítico reciente (Lizárraga 2017). Se revisan los esfuerzos normales en los extremos de los muros y la flecha al centro del claro de la viga portante. Con estas disposiciones se determina el peralte mínimo requerido de la viga dadas las propiedades de los materiales y la carga sobre el muro y la viga.*

#### 3.1.14.1 Revisión del esfuerzo de compresión

Este inciso será aplicable sólo para muros con relación de aspecto  $H/L \geq 0.6$ . En caso contrario, se deberá analizar la interacción entre muro y la viga, con énfasis en los esfuerzos rasantes horizontales.

Se verificará que los esfuerzos de compresión máximos en los extremos del muro,  $f_{CM}$ , no excedan el esfuerzo máximo resistente a compresión de la mampostería (ecuación 3.1.4)

$$f_{CM} \leq F_R f'_m \quad (3.1.4)$$

donde:

$$f_{CM} = F_{CE} P_u / A_T \quad (3.1.5)$$

$P_u$  es la carga axial de diseño debida a la combinación de cargas verticales; y  $F_{CE}$  es el factor de concentración de esfuerzos en el muro. Para muros cuya longitud relativa a la de la viga sea  $L/L_v = 1.0$

$$F_{CE} = 1.6K - 3.9 \quad (3.1.6)$$

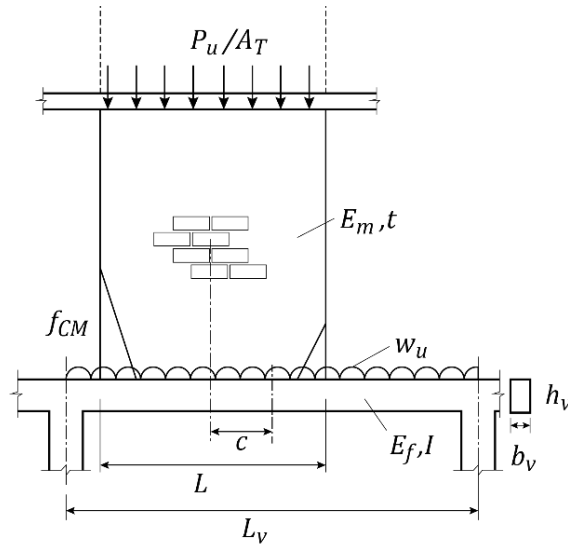
y para muros con  $L/L_v < 0.9$

$$F_{CE} = (3.2K - 7.8)k_c \quad (3.1.7)$$

donde:

$$k_c = \begin{cases} 0.7 & \text{si } c/c_{max} = 0.0 \\ 1.0 & \text{si } c/c_{max} = 0.5 \\ 0.5 & \text{si } c/c_{max} = 1.0 \end{cases} \quad (3.1.8)$$

$c$  es la distancia del eje del muro al centro de la viga (figura 3.1.2) y  $c_{max} = (L_v - L)/2$ . Para valores intermedios de  $c/c_{max}$  se interpolará el valor  $k_c$ . El valor de  $K$  se obtendrá con la ecuación 3.1.9



**Figura 3.1.2 Muro sobre viga**

$$K = \left[ \frac{E_m t L_v^3}{E_c I f_l} \right]^{1/4} \quad (3.1.9)$$

donde:

$$f_I = \frac{W_p}{W_p + 5w_u} \quad (3.1.10)$$

$$W_p = \frac{P_u}{A_T} t(a^4 - 4a^3 + 8a) \quad (3.1.11)$$

$E_f$ ,  $I$  y  $L_v$  son el módulo de elasticidad del material de la viga, el momento de inercia de la sección bruta y la longitud de la viga,  $a = L/L_v$  y  $w_u$  es la carga vertical de diseño por unidad de longitud sobre la viga (figura 3.1.2).

Para valores de  $L/L_v$  en el intervalo  $0.9 < L/L_v < 1$  se interpolará el valor de  $F_{CE}$  obtenido con las ecuaciones 3.1.6 y 3.1.7.

*El procedimiento de diseño consiste en proponer un peralte de la viga portante y con las propiedades mecánicas del material de la viga y el muro se calcula el valor de  $K$  con la ec. 3.1.9. El factor  $f_I$  toma en cuenta la carga adicional a la del muro,  $w_u$ , sobre la viga haciendo más flexible a la viga. Con la posición del muro en la viga,  $c/c_{max}$ , y el esfuerzo axial sobre el muro es posible calcular el factor de concentración de esfuerzos  $F_{CE}$  con la ec. 3.1.6 o 3.1.7 y con él el esfuerzo normal en el extremo del muro, que puede compararse contra la resistencia a la compresión de la mampostería, ec.3.1.4. En caso de que el esfuerzo exceda la resistencia, debe reducirse el valor de  $K$ . Para lograrlo, puede aumentarse el peralte de la viga. Alternativamente, se puede aumentar la resistencia a compresión del concreto de la viga que aumenta el módulo de elasticidad del concreto.*

*Las expresiones propuestas para el cálculo del factor de concentración de esfuerzos, son conservadoras y ajustan los valores obtenidos del estudio de Lizárraga. Este autor propuso expresiones que ajustan mejor los resultados numéricos aunque son un poco más complejas. (ver Lizárraga, Libro)*

*Los valores de  $K$  están entre 4 y 10 normalmente; valores de  $K$  pequeños indican que la viga es rígida en comparación con el muro y en ese caso el factor de concentración de esfuerzos es menor que para los casos en que  $K$  es grande, cuando la viga es muy flexible.*

#### 3.1.14.2 Revisión por desplazamientos

Para cumplir con lo que establece el inciso 4.1.a de las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones, se verificará que, para la condición de cargas permanentes, la relación  $L_v/h_v$  de vigas rectangulares cumpla con la ecuación 3.1.12.

$$L_v/h_v \leq \left[ \frac{1}{15} \cdot \frac{E_f b_v}{W_p + 5w_u} \right]^{1/3} \quad (3.1.12)$$

o bien que el momento de inercia de la sección transversal de la viga sea mayor que la dada por la ecuación 3.1.13.

$$I \geq \frac{5}{4} \cdot \frac{L_v^3}{E_f} (W_p + 5w_u) \quad (3.1.13)$$

*El cálculo de la flecha, hecho con la ec. 3.1.12, es conservador, considera la carga del muro centrada en la viga más la carga que se descarga directamente en la viga. Nuevamente, para el diseño se propone el peralte de la trabe hasta que cumpla con la ec 3.1.12. El límite de flecha es consistente con la flecha permitida en trabes que soportan muros que pueden dañarse o agrietarse de acuerdo a las NTCA.*

*La resistencia a carga lateral también se ve afectada por la flexibilidad de la viga portante, sin embargo, ya no fue posible generar la especificación correspondiente para ser incluida en las normas (Lizárraga 2017)*

#### 3.1.14.3 Peralte mínimo

El cociente de la longitud entre el peralte de una viga sobre la que se desplanta un muro estructural, será menor o igual que 14, ( $L_v/h_v \leq 14$ ), para vigas de sección rectangular de concreto o  $I \geq L_v^3/160$  ( $I$  en  $\text{mm}^4$ ,  $L_v$  en mm) ( $I \geq L_v^3/1600$ ,  $I$  en  $\text{cm}^4$ ,  $L_v$  en cm) para cualquier otro tipo de sección, donde  $I$  es el momento de inercia de la sección transversal bruta. En ningún caso  $h_v$  será menor que 250 mm.

#### 3.1.14.4 Muros con aberturas

Cuando el muro tenga aberturas que requieren refuerzo según lo dispuesto en el inciso 5.1.3, se revisarán los esfuerzos normales en cada segmento de muro, a cada lado de la abertura, tomados por separado.

## 3.2 Métodos de análisis

### 3.2.1 Criterio general

La determinación de las fuerzas y momentos internos en los muros se hará, en general, por medio de un análisis elástico de primer orden. En la determinación de las propiedades elásticas de los muros deberá considerarse que la mampostería no resiste tensiones en dirección normal a las juntas y se deberá emplear, por tanto, las propiedades de las secciones agrietadas y transformadas cuando dichas tensiones aparezcan.

Los módulos de elasticidad del acero de refuerzo y de la mampostería, así como el módulo de cortante de la mampostería, se tomarán como se indica en la sección 2.7, y en los incisos 2.8.5 y 2.8.6, respectivamente. Para el concreto se usará el valor supuesto en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.

### 3.2.2 Análisis por cargas verticales

#### 3.2.2.1 Criterio básico

Para el análisis por cargas verticales se tomará en cuenta que en las juntas de los muros y los elementos de piso ocurren rotaciones locales debidas al aplastamiento del mortero. Por tanto, para muros que soportan losas de concreto monolíticas o prefabricadas, se supone que la junta tiene suficiente capacidad de rotación para que pueda considerarse que, para efectos de distribución de momentos en el nudo muro–losa, la rigidez a flexión fuera del plano de los muros es nula y que los muros sólo quedan cargados axialmente.

En el análisis se deberá considerar la interacción que pueda existir entre el suelo, la cimentación y los muros. Cuando se consideren los efectos a largo plazo, se tomarán los módulos de elasticidad y de cortante para cargas sostenidas de los incisos 2.8.5 y 2.8.6 respectivamente.

#### 3.2.2.2 Fuerzas y momentos de diseño

Será admisible determinar las cargas verticales que actúan sobre cada muro mediante una bajada de cargas por áreas tributarias.

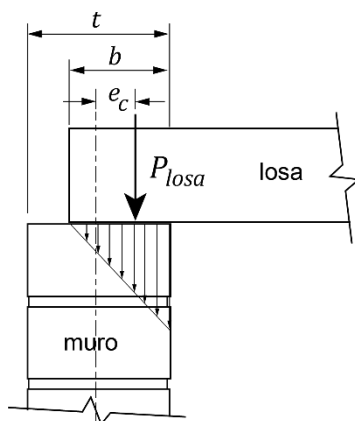
Para el diseño sólo se tomarán en cuenta los momentos flexionantes siguientes:

a) Los momentos flexionantes que deben ser resistidos por condiciones de estática y que no pueden ser redistribuidos por la rotación del nudo, como son los debidos a un voladizo que se empotre en el muro y los debidos a empujes, de viento o sismo, normales al plano del muro.

b) Los momentos flexionantes debidos a la excentricidad con que se transmite la carga de la losa del piso inmediatamente superior en muros extremos; tal excentricidad,  $e_c$ , se tomará igual a:

$$e_c = \frac{t}{2} - \frac{b}{3} \quad (3.2.1)$$

donde  $t$  es el espesor de la mampostería del muro y  $b$  es la longitud de apoyo de una losa soportada por el muro (figura 3.2.1).



**Figura 3.2.1 Excentricidad de la carga vertical en muros extremos**

### 3.2.2.3 Factor de reducción por los efectos de excentricidad y esbeltez

En el diseño, se deberán tomar en cuenta los efectos de excentricidad y esbeltez. Optativamente, se pueden considerar mediante los valores aproximados del factor de reducción  $F_E$ .

a) Se podrá tomar  $F_E$  igual a 0.7 para muros interiores que soporten claros que no difieren en más de 50 por ciento. Se podrá tomar  $F_E$  igual a 0.6 para muros extremos o con claros que difieran en más de 50 por ciento, así como para casos en que la relación entre cargas vivas y cargas muertas de diseño excede de uno. Para ambos casos, se deberá cumplir simultáneamente que:

- 1) Las deformaciones de los extremos superior e inferior del muro en la dirección normal a su plano están restringidas por el sistema de piso, por dadas o por otros elementos;
- 2) La excentricidad en la carga axial aplicada es menor o igual que  $t/6$  y no hay fuerzas significativas que actúan en dirección normal al plano del muro; y
- 3) La relación altura libre a espesor de la mampostería del muro,  $H/t$ , no excede de 20.



b) Cuando no se cumplan las condiciones del inciso 3.2.2.3.a, el factor de reducción por excentricidad y esbeltez se determinará como el menor entre el que se especifica en el inciso 3.2.2.3.a, y el que se obtiene con la ecuación siguiente:

$$F_E = \left(1 - \frac{2e'}{t}\right) \left[1 - \left(\frac{kH}{30t}\right)^2\right] \quad (3.2.2)$$

donde:

$H$  altura libre de un muro entre elementos capaces de darle apoyo lateral;

$e'$  excentricidad calculada para la carga vertical más una excentricidad accidental que se tomará igual a  $t/24$ ; y

$k$  factor de altura efectiva del muro que se determinará según el criterio siguiente:

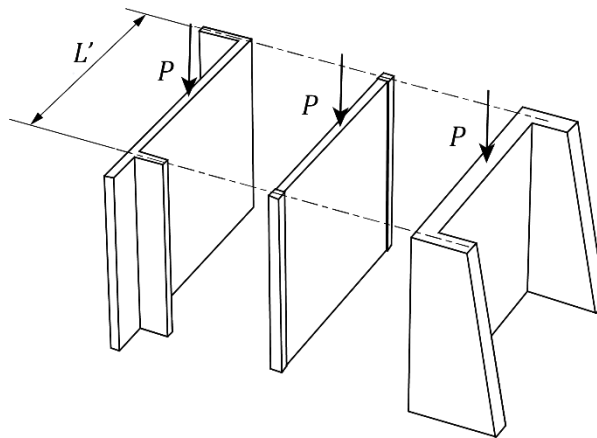
$k = 2$  para muros sin restricción al desplazamiento lateral en su extremo superior;

$k = 1$  para muros extremos en que se apoyan losas; y

$k = 0.8$  para muros limitados por dos losas continuas a ambos lados del muro.

#### 3.2.2.4 Efecto de las restricciones a las deformaciones laterales

En el caso de que el muro en consideración esté ligado a muros transversales, a contrafuertes, a columnas o a castillos (que cumplan con la sección 5.1) que restrinjan su deformación lateral, el factor  $F_E$  se calculará como:



**Figura 3.2.2 Restricción a la deformación lateral**

$$F_E = \left(1 - \frac{2e'}{t}\right) \left[1 - \left(\frac{kH}{30t}\right)^2\right] \times \left(1 - \frac{H}{L'}\right) + \frac{H}{L'} \leq 0.9 \quad (3.2.3)$$

donde  $L'$  es la separación de los elementos que rigidizan transversalmente al muro (figura 3.2.2).

### 3.2.3 Análisis por cargas laterales

#### 3.2.3.1 Criterio básico

Para determinar las fuerzas y momentos internos que actúan en los muros, las estructuras de mampostería se podrán analizar mediante métodos dinámicos o estáticos que cumplan con el Capítulo 2 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo. Se deberá considerar el efecto de aberturas en la rigidez y resistencia laterales.

La determinación de los efectos de las cargas laterales inducidas por sismo se hará con base en las rigideces relativas de los distintos muros y segmentos de muro. Estas se determinarán tomando en cuenta las deformaciones por cortante y por flexión. Para la revisión del estado límite de falla y para evaluar las deformaciones por cortante, será válido considerar la sección transversal agrietada en aquellos muros o segmentos más demandados. Para evaluar las deformaciones por flexión se considerará la sección transversal agrietada del muro o segmento cuando la relación de carga vertical a momento flexionante es tal que se presentan tensiones verticales.

Se tomará en cuenta la restricción que impone a la rotación de los muros, la rigidez de los sistemas de piso y techo, así como la de los dinteles y pretilas.

La estructura podrá modelarse utilizando el método de la columna ancha o con elementos finitos de acuerdo con las especificaciones del Apéndice Normativo B de estas Normas o como diagonal equivalente en el caso de muros diafragma (Capítulo 4).

#### 3.2.4 Análisis por temperatura

Cuando por un diferencial de temperaturas así se requiera, o cuando la estructura tenga una longitud mayor que 30 m, será necesario considerar los efectos de la temperatura en las deformaciones y elementos mecánicos. Se deberá poner especial cuidado en las características mecánicas de la mampostería al evaluar los efectos de temperatura.

## 3.3 Detallado del refuerzo

### 3.3.1 General

Los planos de construcción deberán tener especificaciones, figuras y notas con los detalles del refuerzo (sección 9.1). Toda barra de refuerzo deberá estar rodeada en toda su longitud por mortero, concreto o mortero de relleno, con excepción de las barras de refuerzo horizontal que estén ancladas según el inciso 3.3.6.4.

#### 3.3.2 Tamaño del acero de refuerzo

##### 3.3.2.1 Diámetro del acero de refuerzo longitudinal

El diámetro de la barra más gruesa no deberá exceder de la cuarta parte de la menor dimensión libre de una celda. En castillos y dalas, el diámetro de la barra más gruesa no deberá exceder de un sexto de la menor dimensión (figura 3.3.1).

### 3.3.2.2 Diámetro del acero de refuerzo horizontal

El diámetro del refuerzo horizontal no será menor que 3.5 mm ni mayor que tres cuartas partes del espesor de la junta (ver inciso 9.2.2.1) (figura 3.3.1).

### 3.3.3 Colocación y separación del acero de refuerzo longitudinal

#### 3.3.3.1 Distancia libre entre barras

La distancia libre entre barras paralelas, traslapes de barras, o entre barras y traslapes, no será menor que el diámetro nominal de la barra más gruesa, ni que 25 mm (figura 3.3.1).

#### 3.3.3.2 Paquetes de barras

Se aceptarán paquetes de dos barras como máximo.

#### 3.3.3.3 Espesor del mortero de relleno y refuerzo

El espesor del concreto o mortero de relleno, entre las barras o empalmes y la pared de la pieza, será al menos de 6 mm (figura 3.3.1).

#### 3.3.3.4 Tamaño y cantidad máxima de barras para refuerzo vertical por celda

El diámetro y la cantidad máxima de barras que pueden alojarse en una celda se indican en la tabla 3.3.1.

### 3.3.4 Protección del acero de refuerzo

#### 3.3.4.1 Recubrimiento en castillos y dalas

En muros en el interior de edificios, las barras de refuerzo longitudinal de castillos y dalas deberán tener un recubrimiento mínimo de concreto de 20 mm (figura 3.3.1), y los estribos un mínimo de 10 mm.

**Tabla 3.3.1 Número máximo de barras en una celda**

Espesor de muro, cm	Tipo de pieza	Designación de la barra <sup>2</sup>				
		No. 3	4	5	6	8
10	A o C <sup>1</sup>	2	1	-	-	-
12	C	2	2	1	-	-
12	A	4	2	2	1	-
14	C	4	2	2	1	-
20	C	4	4	2	2	1

<sup>1</sup> A indica pieza de arcilla u otro material, C pieza de concreto

<sup>2</sup> Indica diámetro de la barra en octavos de pulgada

En muros exteriores el recubrimiento mínimo de las barras longitudinales y estribos se aumentará en 10 mm a menos que el concreto tenga una resistencia a compresión no menor que 20 MPa (200 kg/cm<sup>2</sup>) o bien se proteja el elemento de concreto con una capa de mortero de al menos 15 mm de espesor si es hecho en obra o de al menos 5 mm si es predosificado con propiedades para dar esta protección.

Los requisitos anteriores se deben satisfacer también en las juntas entre castillos y dalas.

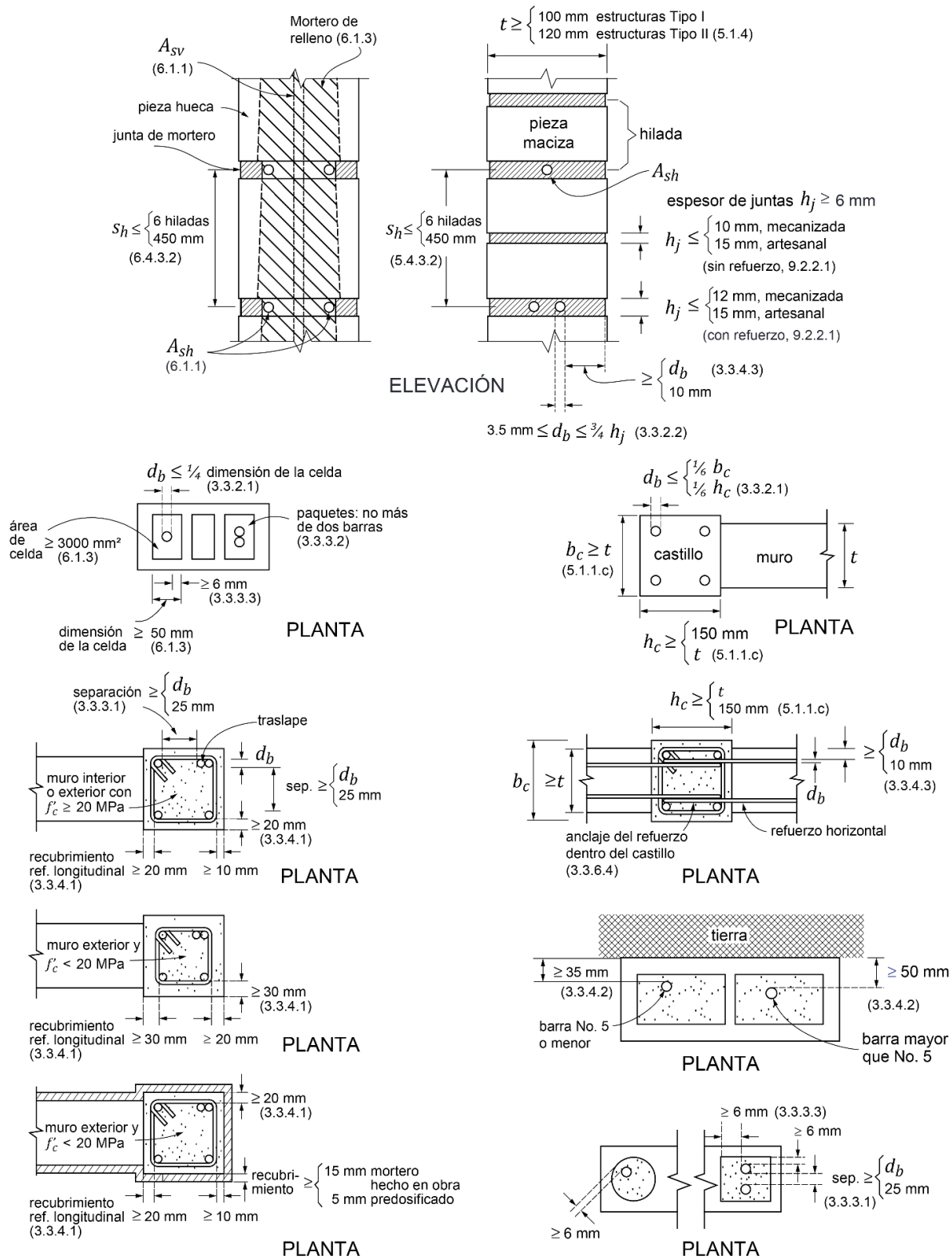


Figura 3.3.1 Tamaño, colocación y protección del refuerzo

### 3.3.4.2 Recubrimiento en castillos internos y en muros con refuerzo interior expuesto a tierra

Si la cara del muro está expuesta a tierra, el recubrimiento será de 35 mm para barras no mayores del No. 5 (15.9 mm de diámetro) o de 50 mm para barras más gruesas (figura 3.3.1).

### 3.3.4.3 Recubrimiento del refuerzo horizontal

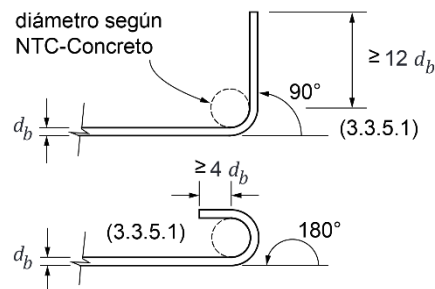
La distancia libre mínima entre una barra de refuerzo horizontal y el exterior del muro será la menor de 10 mm o una vez el diámetro de la barra (figura 3.3.1).

### 3.3.5 Dobleces del refuerzo

El radio interior de un doblez será el especificado en las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.

#### 3.3.5.1 En barras rectas

Las barras a tensión podrán terminar con un doblez a 90 o 180 grados. El tramo recto después del doblez no será menor que  $12d_b$  para dobleces a 90 grados, ni menor que  $4d_b$  para dobleces a 180 grados, donde  $d_b$  es el diámetro de la barra (figura 3.3.2).

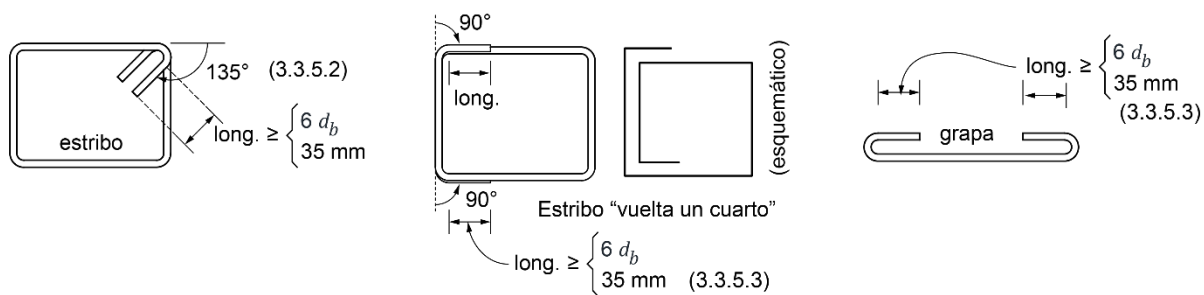


**Figura 3.3.2 Dobleces del refuerzo**

#### 3.3.5.2 En estribos

Los estribos deberán ser cerrados, de una pieza, y deben rematar en una esquina con dobleces de 135 grados, seguidos de tramos rectos de no menos de  $6d_b$  de largo ni de 35 mm (figura 3.3.3).

Alternativamente, para facilitar la colocación y la compactación del concreto de castillos, podrán colocarse estribos “vuelta un cuarto” rematados con un doblez a 90° alrededor de las barras longitudinales del castillo. Los estribos “vuelta un cuarto” son aquellos en los que el refuerzo se traslapa en uno de los lados del estribo. En el caso de estribos para castillos externos el lado que debe traslaparse es el que está contiguo al muro. El remate del estribo será por medio de un doblez a 90° alrededor de las barras longitudinales que limitan el lado que se traslapa



**Figura 3.3.3 Estribos y grapas**

seguido de un tramo recto con una longitud no menor que  $6d_b$ , ni que 35 mm (figura 3.3.3).

*El hecho de que la rama de traslape, en estribos "vuelta un cuarto" se coloque del lado en el que el castillo es contiguo al muro, tiene el efecto de evitar que el estribo se abra. Con estos estribos se evita que los dobleces a 135 grados de los estribos tradicionales, obstaculicen la bajada del concreto durante el colado. Este tipo de estribos pueden resultar especialmente útiles en muros con refuerzo horizontal, ya que los ganchos del refuerzo anclados en los castillos son también obstáculos para el colado. Dependiendo del caso, estos estribos, podrían facilitar el colado en un solo tramo y no en dos como suele hacerse en obra.*

### 3.3.5.3 En grapas

Las grapas deberán rematarse con dobleces a 180 grados, seguidos de tramos rectos de no menos de  $6d_b$ , de largo ni de 35 mm (figura 3.3.3).

### 3.3.6 Anclaje

#### 3.3.6.1 Requisitos generales

La fuerza de tensión o compresión que actúa en el acero de refuerzo en toda sección debe desarrollarse a cada lado de la sección considerada por medio de adherencia en una longitud suficiente de barra, denominada longitud de desarrollo,  $L_d$ .

Para determinar la longitud de desarrollo, se aplicará lo dispuesto en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.

#### 3.3.6.2 Barras rectas a tensión

La longitud de desarrollo,  $L_d$ , en la cual se considera que una barra de tensión se ancla de modo que alcance su esfuerzo de fluencia especificado, será la requerida para concreto reforzado.

#### 3.3.6.3 Barras a tensión con dobleces a 90 o 180 grados

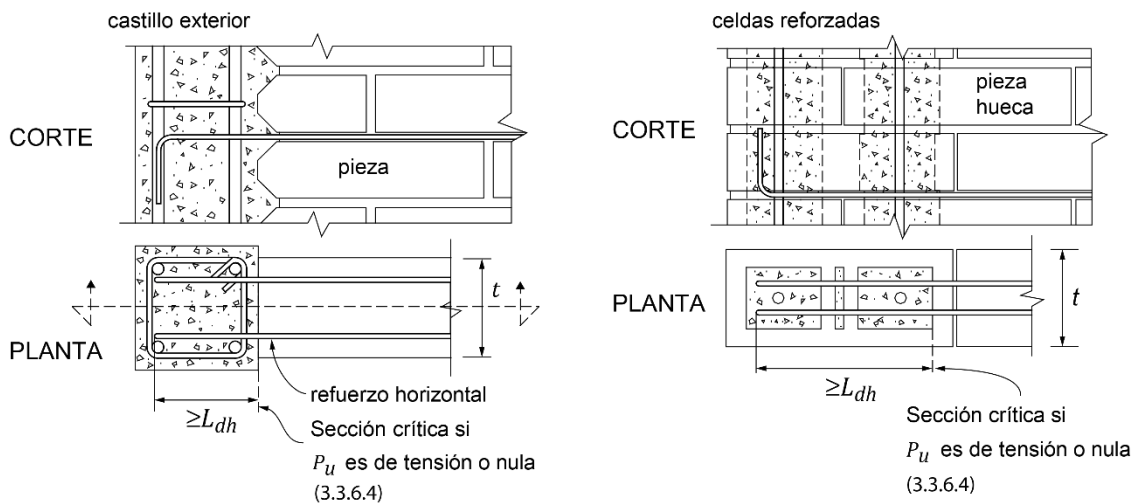
La revisión de la longitud de anclaje de barras a tensión con dobleces a 90 o 180 grados,  $L_{dh}$ , se hará siguiendo las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.

#### 3.3.6.4 Refuerzo horizontal en juntas de mortero

El refuerzo horizontal colocado en juntas de mortero (5.4.3 y 6.4.3) podrá estar formado por una o más barras y deberá ser continuo a lo largo del muro, entre dos castillos si se trata de mampostería confinada, o

entre dos celdas rellenas y reforzadas con barras verticales en muros reforzados interiormente. Si se requiere, se podrán anclar dos o más barras o alambres en el mismo castillo o celda que refuercen muros colineales o transversales. No se admitirá el traslape de alambres o barras de refuerzo horizontal en ningún tramo.

El refuerzo horizontal deberá anclarse en los castillos, ya sean externos o internos, o en las celdas rellenas reforzadas (figura 3.3.4), mediante dobleces a 90 grados colocados dentro de los castillos o celdas. El doblez del gancho se colocará verticalmente dentro del castillo o celda rellena lo más alejado posible de la cara del castillo o de la pared de la celda rellena en contacto con la mampostería, sin afectar el recubrimiento del lado opuesto.



**Figura 3.3.4 Anclaje de refuerzo horizontal**

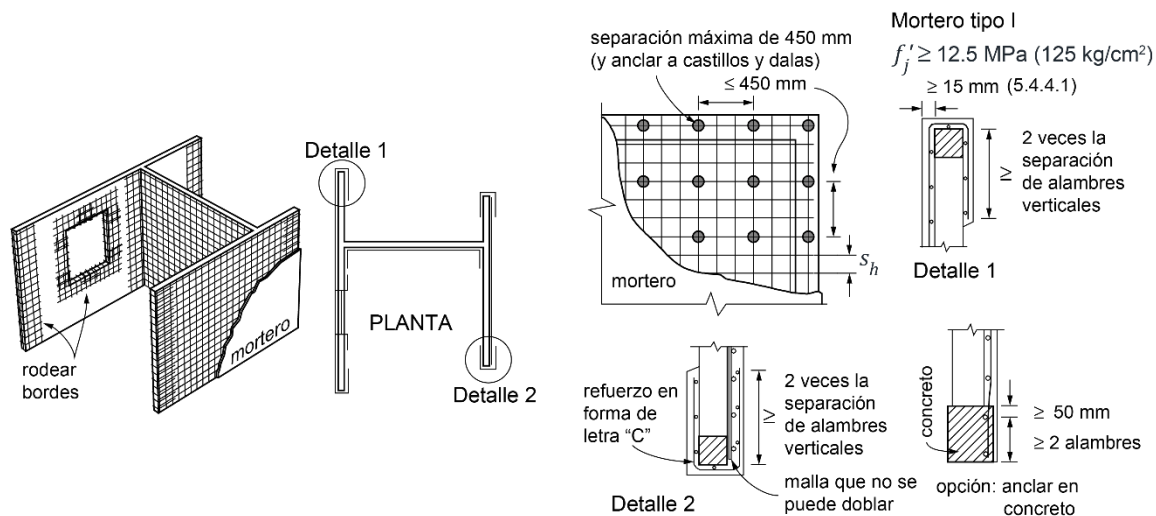
Si la carga axial de diseño,  $P_u$ , que obra sobre el muro es de tensión o nula, la longitud de anclaje deberá satisfacer lo señalado en las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.

Para fines de revisar la longitud de desarrollo, la sección crítica será la cara del castillo o la pared de la celda rellena en contacto con la mampostería (figura 3.3.4).

En muros de piezas huecas, el refuerzo horizontal deberá colocarse fuera de las zonas macizas de las piezas y, simultáneamente, evitar la interferencia con el paso de instalaciones. En muros de piezas macizas o multiperforadas el refuerzo podrá colocarse al centro del muro.

### 3.3.6.5 Mallas de alambre soldado

Las mallas de alambre soldado se deberán anclar a la mampostería, así como a los castillos y dalas si existen, de manera que pueda alcanzar su esfuerzo especificado de fluencia (figura 3.3.5).



**Figura 3.3.5 Refuerzo con malla de alambre soldado y recubrimiento de mortero**

Se aceptará ahogar la malla en el concreto; para ello, deberán ahogarse cuando menos dos alambres perpendiculares a la dirección de análisis, distando el más próximo no menos de 50 mm de la sección considerada (figura 3.3.5). Si para fijar la malla de alambre soldado se usan conectores instalados a través de una carga explosiva de potencia controlada o clavos de acero, la separación máxima será de 450 mm.

Las mallas deberán rodear los bordes verticales de muros y los bordes de las aberturas. Si la malla se coloca sobre una cara del muro, la porción de malla que rodea los bordes se extenderá al menos dos veces la separación entre alambres transversales. Esta porción de malla se anclará de modo que pueda alcanzar su esfuerzo especificado de fluencia.

Si el diámetro de los alambres de la malla no permite doblarla alrededor de bordes verticales de muros y los bordes de aberturas, se aceptará colocar un refuerzo en forma de letra 'C' hecho con malla de calibre no inferior al 10 (3.43 mm de diámetro) que se traslape con la malla principal según lo indicado en el inciso 3.3.7.3.

Se admitirá que la malla se fije en contacto con la mampostería.

### 3.3.7 Traslape de barras

La longitud de traslape y posición de los traslapes del refuerzo longitudinal en castillos de muros confinados se hará de acuerdo con el inciso 3.3.7.1 y en muros con refuerzo interior de acuerdo con el inciso 3.3.7.2. Para el traslape de mallas de alambre soldado se seguirá lo señalado en el inciso 3.3.7.3.

En dalas, no se admite traslapar más del 50% del refuerzo en una sola sección.

La longitud de traslapes de barras en concreto se determinará según lo especificado en las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, con excepción de lo requerido en los incisos 3.3.7.1 y 3.3.7.2.

No se aceptan uniones de barras soldadas.

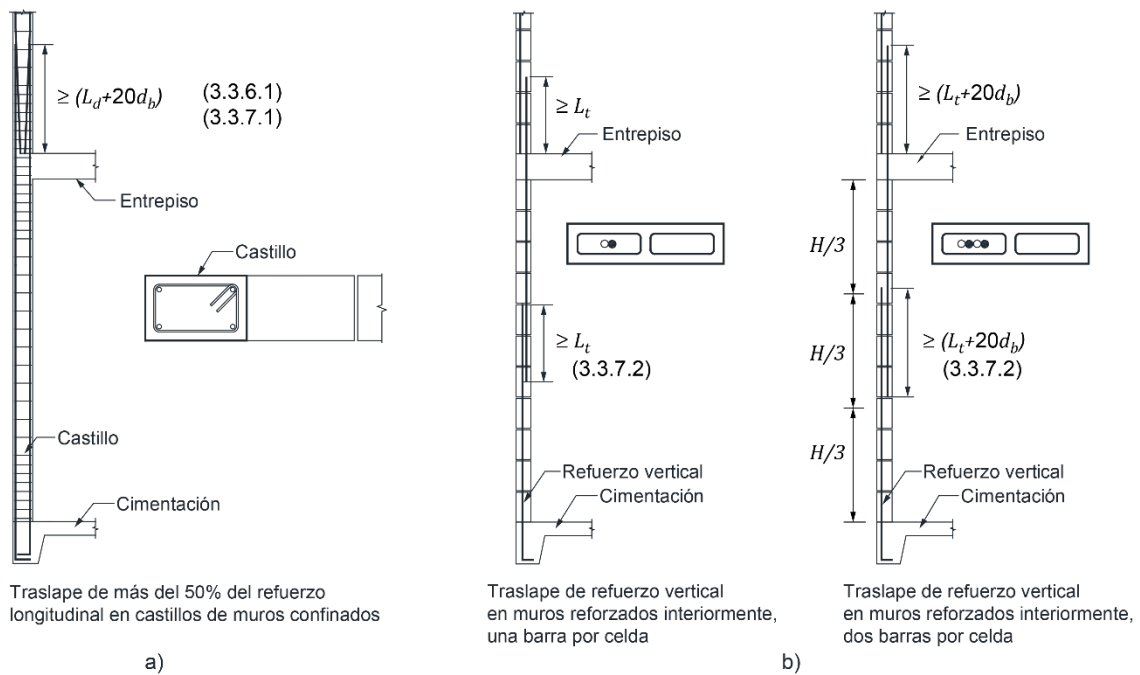


### 3.3.7.1 Traslape de barras verticales en castillos de muros confinados

La longitud de traslape del acero longitudinal en castillos internos o externos de mampostería confinada se calculará de acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, con excepción de lo requerido en este inciso.

En el primer nivel de mampostería de la estructura, el refuerzo longitudinal se podrá traslapar sólo en el tercio medio del entrepiso y los estribos en toda la longitud del traslape tendrán una separación menor o igual que  $h_c/2$ .

Cuando se requiera traslapar más del 50% del refuerzo en una sola sección del castillo, la longitud de traslape calculada se incrementará en  $20d_b$  (figura 3.3.6.a).



**Figura 3.3.6 Longitudes de traslape de barras, a) en castillos de muros confinados y b) en muros reforzados interiormente**

### 3.3.7.2 Traslape de barras verticales en muros con refuerzo interior

La longitud de traslape de barras en el interior de piezas huecas rellenas de mortero de relleno o concreto de relleno no será menor que  $L_t$  calculada con la ecuación 3.3.1.

$$L_t = 1.56 \frac{d_b^2 f_y \beta_1}{\beta_2 \sqrt{f_j'}} \geq 40d_b \quad \left( L_t = 0.49 \frac{d_b^2 f_y \beta_1}{\beta_2 \sqrt{f_j'}} \geq 40d_b \right) \quad (3.3.1)$$

- $d_b$  diámetro de la barra de refuerzo;  
 $\beta_1$  =1 para barras de menor diámetro que las del No 5 o  
=1.3 para barras del No. 5 o de mayor diámetro;  
 $\beta_2$  recubrimiento mínimo del mortero. En bloques de concreto se debe tomar el recubrimiento del mortero más la mitad del espesor de la pared de la pieza. Este valor en ningún caso se tomará mayor que  $5d_b$ ; y

En ningún caso la longitud de traslape será menor que  $40d_b$ .

Los traslapes del refuerzo vertical se podrán ubicar en el tercio medio o en el tercio inferior del muro, con excepción del primer nivel de estructura de mampostería, en el cual se podrán ubicar sólo en el tercio medio.

Los traslapes del refuerzo vertical se podrán ubicar a la misma altura a todo lo largo del muro. Cuando se traslape más de una barra, la longitud de traslape se incrementará en  $20d_b$  (figura 3.3.6.b).

No se permitirán traslapes del refuerzo vertical en muros de mampostería reforzada interiormente a lo largo de la altura calculada de la articulación plástica por flexión.

### 3.3.7.3 Traslape de mallas de alambre soldado

Las mallas de alambre soldado deberán ser continuas, sin traslape, a lo largo del muro. Si la altura del muro así lo demanda, se aceptará unir las mallas. El traslape se colocará en una zona donde los esfuerzos esperados en los alambres sean bajos. El traslape medido entre los alambres transversales extremos de las hojas que se unen no será menor que dos veces la separación entre alambres transversales más 50 mm.

## 4 MUROS DIAFRAGMA

---

### 4.1 Alcance

Son los que se encuentran rodeados por las vigas y columnas de un marco estructural al que proporcionan rigidez y resistencia ante cargas laterales. Pueden ser de mampostería confinada (Capítulo 5) o reforzada interiormente (Capítulo 6).

*En esta versión de las normas ya no se permite el uso de muros diafragma de mampostería no confinada ni reforzada interiormente.*

Los muros diafragma deberán cumplir con lo siguiente:

- El espesor de la mampostería no será menor que 100 mm en edificaciones Tipo I, ni que 120 mm para edificaciones Tipo II.
- Se revisará que las resistencias de diseño por aplastamiento, por deslizamiento y a tensión diagonal calculadas en las secciones 4.3 a 4.5, respectivamente, sean iguales o superiores a la fuerza cortante de diseño. La fuerza cortante de diseño se calculará de acuerdo con el inciso 4.2.1.

*En la revisión de la resistencia a corte de los muros diafragma se consideran tres condiciones, falla por tensión diagonal que toma en cuenta el refuerzo horizontal en el muro, la falla por deslizamiento y la falla por aplastamiento de la diagonal. Las expresiones fueron adaptadas de las normas de diseño canadiense. Las*

*expresiones fueron validadas con resultados experimentales hechos en México. (Artículo de Martin, norma canadiense).*

- c) Los muros se construirán e inspeccionarán como se indica en los Capítulos 9 y 10, respectivamente.
- d) Los muros diafragma deberán construirse de modo de garantizar su contacto con las columnas y vigas del marco, a todo lo largo de la junta.

## 4.2 Determinación de las fuerzas laterales de diseño de muros diafragma

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 3.2.1. Optativamente, podrá utilizarse el modelo de la diagonal equivalente. En este caso, el muro se sustituye por un elemento diagonal biarticulado a compresión cuya geometría se define en el inciso 4.2.2.

### 4.2.1 Fuerza cortante de diseño en muros diafragma

La fuerza cortante de diseño en un muro diafragma se obtendrá multiplicando la fuerza cortante obtenida del análisis estructural por el factor de carga correspondiente. En caso de usar la diagonal equivalente como modelo de análisis, la fuerza de diseño será la componente horizontal de la fuerza axial diagonal multiplicada por el factor de carga correspondiente.

### 4.2.2 Geometría de la diagonal equivalente en muros diafragma

La sección transversal de la diagonal equivalente tendrá un espesor igual al del muro y una anchura igual a (figura 4.2.1):

$$b_d = \frac{1}{2} \sqrt{\ell_c^2 + \ell_v^2} \leq \frac{l_d}{4} \quad (4.2.1)$$

donde  $\ell_c$  y  $\ell_v$  son las longitudes de contacto del muro con la columna y con la viga, respectivamente, cuando la estructura se deforma lateralmente, y  $l_d$  es la longitud de la diagonal. Las longitudes  $\ell_c$ ,  $\ell_v$  y  $l_d$  se determinarán como:

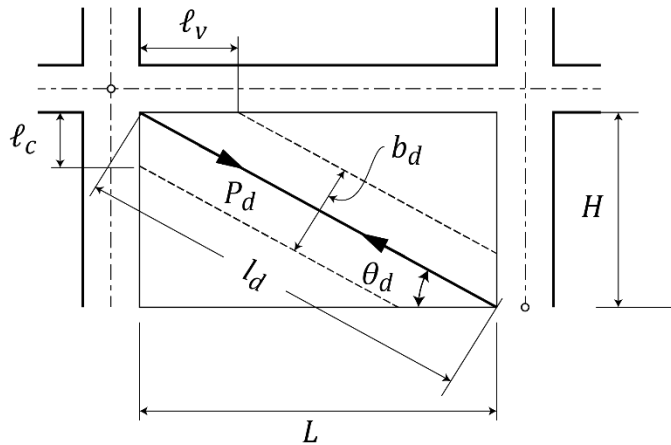
$$\ell_c = \frac{\pi}{2} \left( \frac{4E_f I_c H}{E_m t \sin 2\theta_d} \right)^{\frac{1}{4}} \quad (4.2.2)$$

$$\ell_v = \pi \left( \frac{4E_f I_v L}{E_m t \sin 2\theta_d} \right)^{\frac{1}{4}} \quad (4.2.3)$$

$$l_d = (H^2 + L^2)^{\frac{1}{2}} \quad (4.2.4)$$

donde:

$E_f, E_m$	módulo de elasticidad, para cargas de corta duración, del material del marco y de la mampostería, respectivamente, MPa (kg/cm <sup>2</sup> );
$I_c, I_v$	momentos de inercia de la sección transversal bruta de la columna y de la viga, mm <sup>4</sup> (cm <sup>4</sup> );
$H$	altura libre del muro, mm (cm);
$L$	longitud del muro, mm (cm); y
$\theta_d$	ángulo que forma la diagonal del muro con la horizontal.
$= \tan^{-1} H/L$	



**Figura 4.2.1 a) Geometría de la diagonal equivalente; b) Geometría de un muro diafragma**

No es necesario utilizar el método de la diagonal equivalente para el análisis, sin embargo, la inclinación de la diagonal se requiere para la revisión por deslizamiento y adicionalmente el ancho de la diagonal para la revisión por aplastamiento. Las expresiones toman en cuenta la rigidez relativa del marco, vigas y columnas, y la del muro.

### 4.3 Resistencia a corte por aplastamiento a lo largo de la diagonal de un muro diafragma

Las expresiones de los distintos modos de falla se adaptaron del reglamento canadiense después de verificar que los resultados que dichas expresiones dieron buenos resultados para una serie de ensayos realizados en México (Leal 2018)

La resistencia a corte por aplastamiento a lo largo de la diagonal de un muro diafragma se calculará como:

$$V_R = 0.4F_R f'_m b_d t \cdot \cos \theta_d \quad (4.3.1)$$

donde  $b_d$  y  $\theta_d$  se calculan de acuerdo con el inciso 4.2.2 y  $F_R = 0.6$  (inciso 3.1.4.1).

### 4.4 Fuerza cortante resistente por deslizamiento en muros diafragma

La fuerza cortante resistente por deslizamiento en muros diafragma con  $H/L \leq 1.0$  se calculará como:

$$V_R = \frac{0.4F_R v'_m A_T}{1 - 0.9F_R \tan \theta_d} \quad (4.4.1)$$

donde  $\theta_d$  se calcula de acuerdo con el inciso 4.2.2 y  $F_R=0.7$  (inciso 3.1.4.3). Si  $H/L > 1$  no será necesario revisar para este modo de falla.

*La falla por deslizamiento es por fricción en las juntas de mortero. La fuerza normal a las juntas que se considera proviene de la componente vertical de la fuerza lateral por sismo que se transmite por la diagonal del muro. Esta resistencia al deslizamiento es la máxima posible, esto es, considerando la fuerza máxima por aplastamiento en la diagonal. Se asume que el muro no transmite cargas vertical,  $P = 0$ . Esta suposición se hace igualmente para los otros tipos de falla. En las NTCM septiembre del 2017 existe una errata en la ec 4.4.1, se indica 0.5 en vez de 0.4.*

#### 4.5 Fuerza cortante resistente a tensión diagonal en muros diafragma

La fuerza cortante resistente a tensión diagonal en el plano del muro diafragma se calculará de acuerdo con los capítulos 5 o 6 dependiendo de la modalidad de mampostería usada, ya sea mampostería confinada o reforzada interiormente, respectivamente.

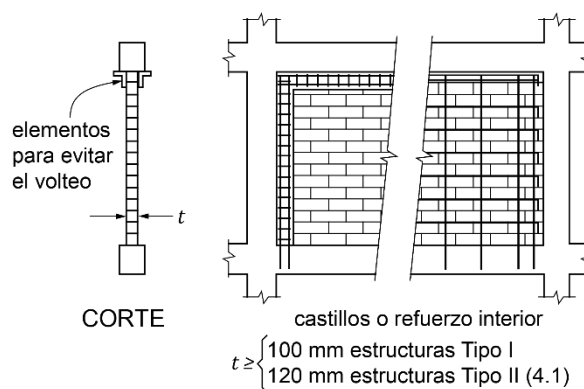
En todos los casos, se supondrá que  $P = 0$ .

*El refuerzo horizontal en el muro, puede tomarse en cuenta solamente para el caso de falla por tensión diagonal, ya que se requiere que el refuerzo cruce las grietas para que el refuerzo contribuya a la resistencia.*

#### 4.6 Rigidez reducida de muros diafragma para el cálculo de distorsiones de entrepiso

Para calcular las distorsiones de entrepiso ante cargas inducidas por sismo y compararlas con las distorsiones límite señaladas en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, se deberá reducir la rigidez lateral de los muros diafragma para tomar en cuenta su agrietamiento. Se acepta reducir a la mitad los valores de los módulos de elasticidad y de cortante de la mampostería. Si se opta por usar el modelo de la diagonal equivalente, se permite reducir  $b_d$  a la mitad.

*Dado que los muros reducen sustancialmente su rigidez lateral ante pequeñas deformaciones laterales, deben, para efectos del cálculo de deformaciones, considerarse rigideces reducidas, para tener una evaluación más realista.*



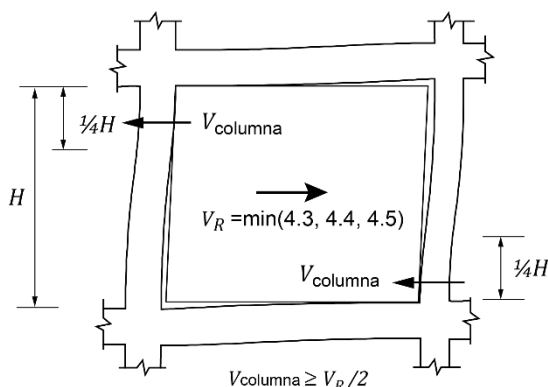
**Figura 4.7.1 Ejemplos esquemáticos de detallado de muros diafragma**

## 4.7 Volteo del muro diafragma

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 (figura 4.7.1). La resistencia a flexión perpendicular al plano del muro se calculará de acuerdo con el inciso 3.1.6.

## 4.8 Interacción marco–muro diafragma en el plano

Las columnas del marco deberán ser capaces de resistir, cada una, en una longitud igual a una cuarta parte de su altura medida a partir del paño de la viga, una fuerza cortante igual a la mitad de la carga lateral resistente del tablero (figura 4.8.1).



**Figura 4.8.1 Interacción marco–muro diafragma**

El valor de esta carga será, al menos, igual a la resistencia nominal a fuerza cortante en el plano del muro diafragma, calculada como la menor de las obtenidas con las secciones 4.3, 4.4 y 4.5 con  $F_R = 1.0$ .

# 5 MAMPOSTERÍA CONFINADA

## 5.1 Alcance

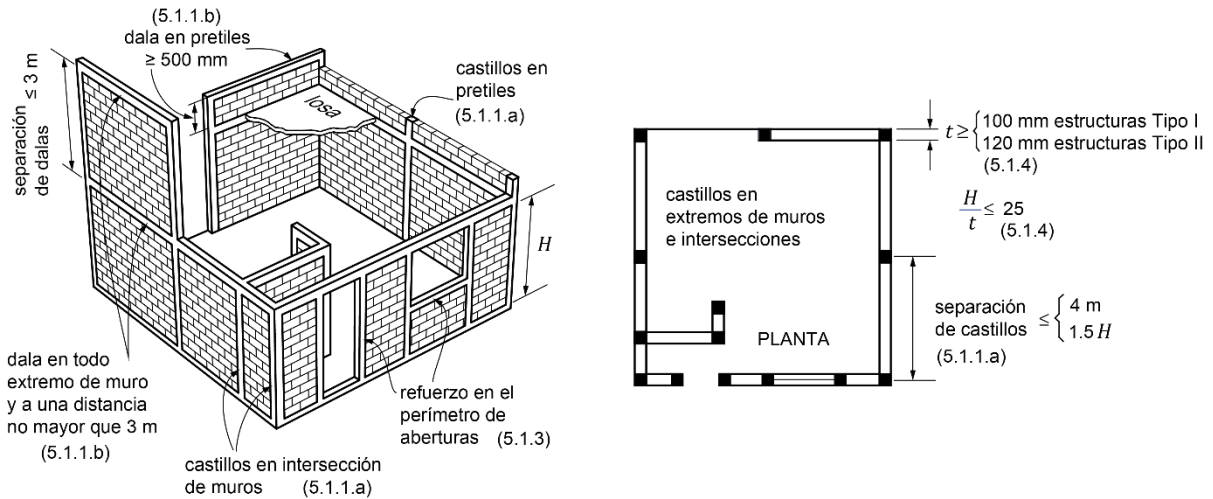
Es la que está reforzada con castillos y dalas. Para ser considerados como confinados, los muros deben cumplir con los requisitos 5.1.1 a 5.1.4 (figuras 5.1.1, 5.1.2 y 5.1.3). En esta modalidad, los castillos o porciones de ellos se cuelan una vez construido el muro o la parte de él que corresponda.

Los castillos serán externos si se construyen por fuera de la mampostería; los castillos internos son los que se construyen dentro de piezas huecas, de modo que no son visibles desde el exterior.

Los muros se construirán e inspeccionarán como se indica en los Capítulos 9 y 10, respectivamente.

### 5.1.1 Castillos y dalas

Los castillos y dalas deberán cumplir con lo siguiente: (figuras 5.1.1 y 5.1.2):



**Figura 5.1.1** Requisitos para mampostería confinada

- a) Existirán castillos por lo menos en los extremos de los muros e intersecciones con otros muros y en puntos intermedios del muro a una separación no mayor que  $1.5H$  ni 4 m. Los pretiles o parapetos deberán tener castillos con una separación no mayor que 4 m.
- b) Existirá una dala en todo extremo horizontal de muro, a menos que este último esté ligado a un elemento de concreto reforzado con un peralte mínimo de 100 mm (figura 5.1.2). Aun en este caso, se deberá colocar refuerzo longitudinal y transversal como lo establecen los incisos 5.1.1.e y 5.1.1.g. Además, existirán dalas en el interior del muro a una separación no mayor que 3 m y en la parte superior de pretiles o parapetos cuya altura sea superior a 500 mm.
- c) Los castillos y dalas tendrán como dimensión mínima el espesor de la mampostería del muro,  $t$ . En el caso de los castillos, la dimensión paralela al muro no será menor que 150 mm.
- d) El concreto de castillos y dalas de muros interiores y exteriores en ambientes no agresivos tendrá una resistencia a compresión,  $f'_c$ , no menor que 15 MPa (150 kg/cm<sup>2</sup>).
- e) El refuerzo longitudinal del castillo y la dala deberá dimensionarse para resistir las componentes vertical y horizontal correspondientes del puntal de compresión que se desarrolla en la mampostería para resistir las cargas laterales y verticales. En cualquier caso, estará formado por lo menos de cuatro barras, cuya área total sea al menos igual a la obtenida con la ecuación 5.1.1:

$$A_s = 0.2 \frac{f'_c}{f_y} b_c h_c \quad (5.1.1)$$

donde  $A_s$  es el área total de acero de refuerzo longitudinal colocada en el castillo o en la dala,  $h_c$  es la dimensión del castillo o dala en el plano del muro y  $b_c$  la dimensión perpendicular al plano del muro.

f) El refuerzo longitudinal del castillo y la dala estará anclado en los elementos que limitan al muro de manera que pueda alcanzar su esfuerzo de fluencia.

g) Los castillos y dalas estarán reforzados transversal-mente por estribos cerrados y con un área,  $A_{sc}$ , al menos igual a la calculada con la ecuación 5.1.2:

$$A_{sc} = \frac{10000s}{f_y h_c} \quad \left( A_{sc} = \frac{1000s}{f_y h_c} \right) \quad (5.1.2)$$

La separación de los estribos,  $s$ , no excederá de  $1.5t$  ni de 200 mm.

h) En estructuras Tipo II, se suministrará refuerzo transversal con área igual a la calculada con la ecuación 5.1.2, con una separación no mayor que  $h_c/2$  dentro de una longitud  $H_0$  en cada extremo de los castillos. La longitud  $H_0$  se tomará como el mayor de  $H/6$  y 400 mm.

i) Para facilitar la colocación y compactación del concreto en castillos se podrán utilizar estribos “vuelta un cuarto” (inciso 3.3.5.2).

### 5.1.2 Muros con castillos internos

Se acepta considerar a los muros como confinados si el espesor del muro es, al menos, de 200 mm y los castillos internos y las dalas cumplen con todos los apartados del inciso 5.1.1, con excepción del apartado 5.1.1.c.

El concreto de relleno de las celdas deberá satisfacer el inciso 5.1.1.d. Se deberán colocar estribos o grapas en los extremos de los castillos como se indica en el inciso 5.1.1.h, para estructuras Tipo I y Tipo II.

*Para que un muro con refuerzo interior pueda considerarse como confinado, los castillos internos deben alojarse en piezas suficientemente grandes para que pueda colocarse debidamente el refuerzo tanto longitudinal como transversal. Para facilitar el colado pueden utilizarse los estribos vuelta un cuarto. (Fig 5.1.2). En muchas ocasiones, se consideraba, en forma errónea, que un muro con refuerzo interior era confinado, utilizando “castillos” con una o dos barras y con un colado que solo podía ser muy deficiente por lo limitado del espacio en las celdas de piezas huecas de 12 y hasta 10 cm de espesor. Esta disposición está encaminada a asegurar que pueda efectivamente construirse un castillo con 4 barras longitudinales con el refuerzo transversal requerido dentro de una celda.*

### 5.1.3 Muros con aberturas

Existirán elementos de refuerzo con las mismas características que las dalas y castillos en el perímetro de toda abertura cuyas dimensiones horizontal o vertical excedan de 400 mm en estructuras Tipo I o 600 mm en estructuras Tipo II (figura 5.1.3). También se colocarán elementos verticales y horizontales de refuerzo en aberturas con altura igual a la del muro (figura 5.1.1)

*En la Figura 5.1.3, se muestran los refuerzos alrededor de las aberturas. En la figura de la izquierda la dala es parte del refuerzo, en el caso de la derecha, se observa un cerramiento en el borde superior de la abertura. Se enfatiza en este último esquema que la dala debe seguir estando en el extremo superior de los muros, donde se conectará con el sistema de piso. Esta recomendación contrasta con lo utilizado en regiones cálidas de la república, que requieren de entresijos altos por razones térmicas, en las que suelen construirse las dalas al nivel superior de ventanas y dinteles, posteriormente construyendo algunas hiladas adicionales para dar la altura deseada y finalmente descansando el sistema de piso directamente sobre el muro, sin una dala de refuerzo.*



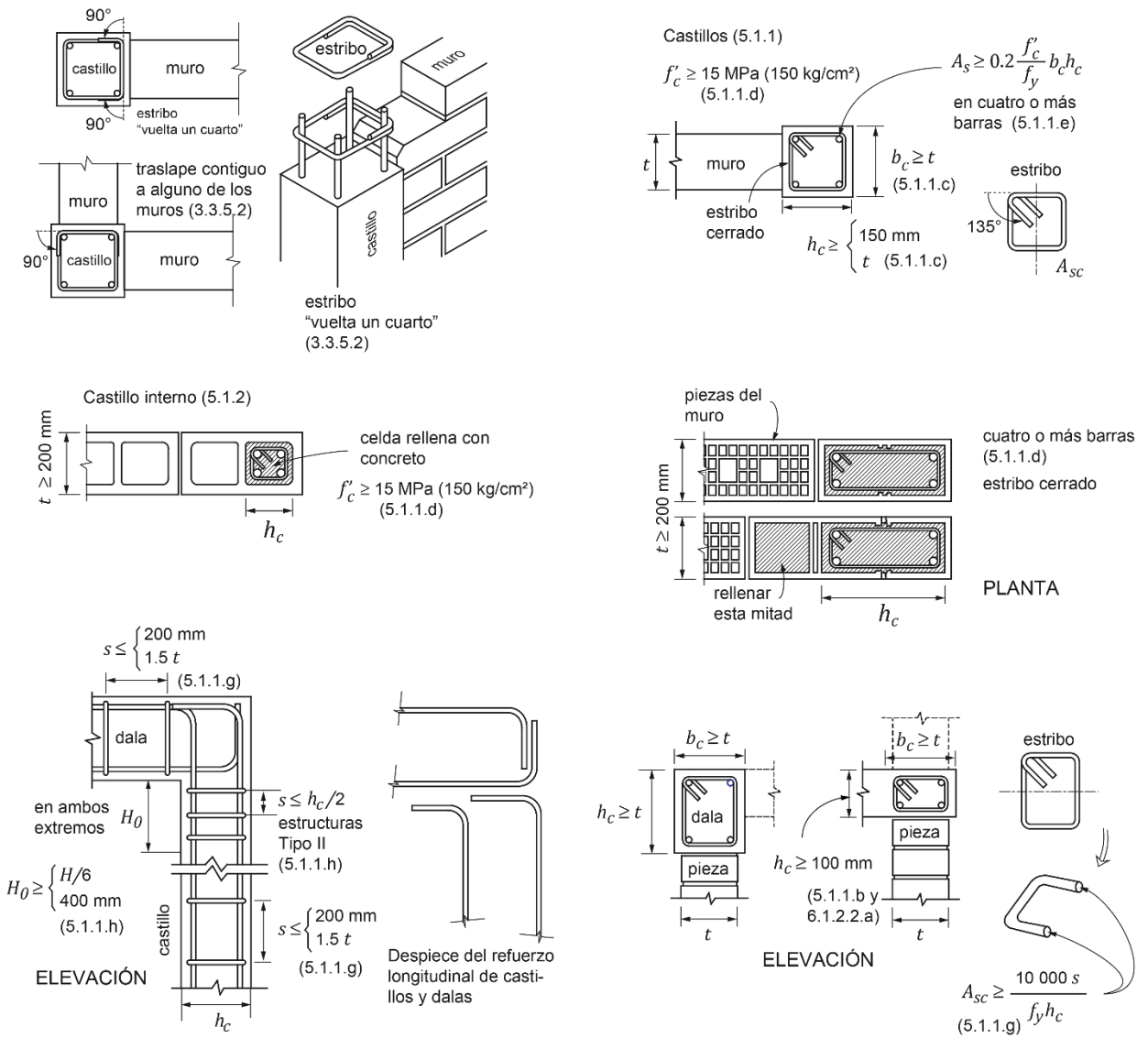


Figura 5.1.2 Castillos y dalas

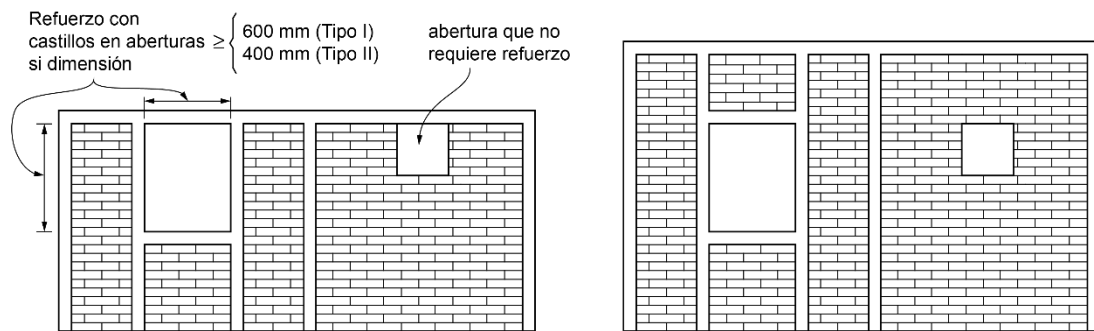


Figura 5.1.3 Refuerzo en el perímetro de aberturas

En muros con castillos internos, se aceptará sustituir a la dala de la parte inferior de una abertura por acero de refuerzo horizontal anclado en los castillos internos que confinan a la abertura. El refuerzo consistirá de barras capaces de alcanzar en conjunto una tensión a la fluencia de 29 kN (2950 kg).

#### 5.1.4 Espesor y relación altura a espesor de los muros

En estructuras Tipo I, el espesor de los muros de mampostería,  $t$ , no será menor que 100 mm, ni que 120 mm en estructuras Tipo II. En ningún caso la relación altura libre a espesor de la mampostería del muro,  $H/t$ , excederá de 25.

## 5.2 Fuerzas y momentos de diseño

Las fuerzas y momentos de diseño se obtendrán a partir de los análisis indicados en los incisos 3.2.2, 3.2.3 y 3.2.4, empleando las cargas de diseño que incluyan el factor de carga correspondiente.

La resistencia ante cargas verticales y laterales de un muro de mampostería confinada 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. En la revisión ante cargas laterales sólo se considerará la participación de muros cuya longitud sea sensiblemente paralela a la dirección de análisis.

La revisión ante cargas verticales se realizará conforme a lo establecido en el inciso 3.2.2.

## 5.3 Resistencia a compresión y flexocompresión en el plano del muro

### 5.3.1 Resistencia a compresión de muros confinados

La carga vertical resistente,  $P_R$ , se calculará como:

$$P_R = F_R F_E (f'_m A_T + \sum A_s f_y) \quad (5.3.1)$$

donde:

$F_E$  se obtendrá de acuerdo con el inciso 3.2.2; y  
 $F_R$  se tomará igual a 0.6.

### 5.3.2 Resistencia a flexocompresión en el plano del muro

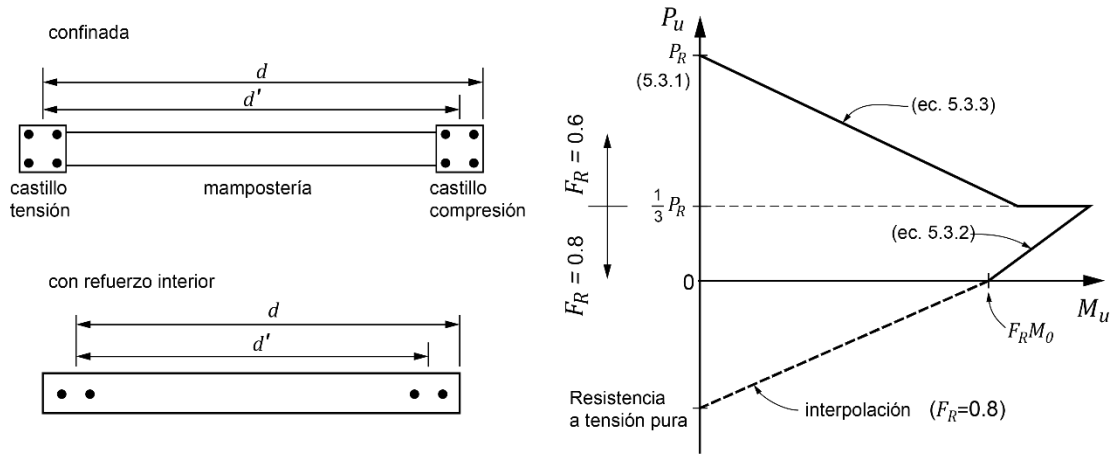
#### 5.3.2.1 Método general de diseño

La resistencia a flexión pura o flexocompresión en el plano de un muro confinado con elementos externos o internos se calculará con base en las hipótesis estipuladas en el inciso 3.1.6. La resistencia de diseño se obtendrá afectando la resistencia por el factor de resistencia indicado en el inciso 3.1.4.2.

### 5.3.2.2 Método optativo

Para muros con barras longitudinales colocadas simétricamente en sus castillos extremos, sean éstos externos o internos, las fórmulas simplificadas siguientes (ecuaciones 5.3.2 y 5.3.3) dan valores suficientemente aproximados y conservadores del momento flexionante resistente de diseño.

El momento flexionante resistente de diseño de la sección,  $M_R$ , se calculará de acuerdo con las ecuaciones (figura 5.3.1):



**Figura 5.3.1 Diagrama de interacción carga axial-momento flexionante resistente de diseño con el método optativo**

$$M_R = F_R M_0 + 0.3 P_u d \quad \text{si } 0 \leq P_u \leq \frac{P_R}{3} \quad (5.3.2)$$

$$M_R = (1.5 F_R M_0 + 0.15 P_R d) \times \left(1 - \frac{P_u}{P_R}\right) \quad \text{si } P_u > \frac{P_R}{3} \quad (5.3.3)$$

donde:

$M_0 = A_s f_y d'$  resistencia a flexión pura del muro;

$A_s$  área total de acero de refuerzo longitudinal colocada en cada uno de los castillos extremos del muro;

$d'$  distancia entre los centroides del acero colocado en ambos extremos del muro;

$d$  distancia entre el centroide del acero de tensión y la fibra a compresión máxima;

$P_u$  carga axial de diseño a compresión, cuyo valor se tomará con signo positivo en las ecuaciones 5.3.2 y 5.3.3; y

$F_R$  se tomará igual a 0.8, si  $P_u \leq P_R/3$  e igual a 0.6 en caso contrario.

Para cargas axiales de tensión será válido interpolar entre la carga axial resistente a tensión pura y el momento flexionante resistente  $M_0$ , afectando el resultado por  $F_R = 0.8$ .

*El procedimiento alternativo es, en general, conservador, pero conserva razonablemente la forma del diagrama de interacción obtenido mediante el equilibrio de la sección suponiendo una deformación plana como se hace en elementos de concreto. Puedo verse un ejemplo en (Libro de mampostería)*

## 5.4 Resistencia a cargas laterales

### 5.4.1 Consideraciones generales

La resistencia a cargas laterales,  $V_R$  será proporcionada por la mampostería,  $V_{mR}$ . Se acepta que parte de la fuerza cortante sea resistida por acero de refuerzo horizontal o por mallas de alambre soldado,  $V_{sR}$ , de modo que:

$$V_R = V_{mR} + V_{sR} \quad (5.4.1)$$

La resistencia a cargas laterales proporcionada por la mampostería se calculará con el procedimiento del inciso 5.4.2. La fuerza cortante resistida por el acero de refuerzo horizontal se determinará según el inciso 5.4.3. La fuerza cortante resistida por mallas de alambre soldado se calculará cumpliendo con el inciso 5.4.4. Para estructuras Tipo I se podrá utilizar el procedimiento optativo del inciso 5.4.5 para calcular  $V_{mR}$  y  $V_{sR}$ , si se usa acero de refuerzo horizontal o mallas de alambre soldado.

Cuando la carga vertical que actúe sobre el muro sea de tensión se aceptará que el acero de refuerzo horizontal o mallas de alambre soldado resistan la totalidad de la carga lateral.

No se considerará incremento alguno de la fuerza cortante resistente por efecto de las dalas y castillos de muros confinados.

El factor de resistencia,  $F_R$ , se tomará igual a 0.7 (inciso 3.1.4.3).

*Se considera que la resistencia debida a la mampostería,  $V_{mR}$ , corresponde a la resistencia a corte al primer agrietamiento y esta es la resistencia del muro en caso de que no se incluya refuerzo horizontal, aunque los muros, en general, tienen una resistencia mayor. Esto es debido a que la resistencia máxima de un muro sin refuerzo horizontal es difícil de predecir y al alcanzar dicha resistencia, esta se degrada en forma muy rápida. Dicho comportamiento es incompatible con el nivel de desempeño esperado de protección contra colapso. Cuando el muro tiene refuerzo horizontal, la resistencia especificada corresponde a la resistencia máxima. Esto es posible porque la resistencia, aunque disminuye con la deformación el muro, falla solo después de alcanzar un nivel de deformación lateral considerable. Se considera que la falla del muro se alcanza cuando la resistencia a corte se reduce al 80% de la resistencia máxima.*

### 5.4.2 Fuerza cortante resistida por la mampostería

La fuerza cortante de diseño debida a la mampostería  $V_{mR}$ , se calculará con la ecuación 5.4.2:

$$V_{mR} = F_R [(0.5v'_m A_T + 0.3P) \cdot f] \leq 1.5F_R v'_m A_T f \quad (5.4.2)$$

donde  $A_T$  es el área transversal del muro incluyendo a los castillos pero sin transformar su área transversal.

La carga axial  $P$  se deberá tomar positiva en compresión y 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  $P$  es de tensión, se despreciará la contribución de la mampostería  $V_{mR}$ .

El factor  $f$  se determinará como

$$f = \begin{cases} 1.5 & \text{si } \frac{H}{L} \leq 0.2 \\ 1.0 & \text{si } \frac{H}{L} \geq 1.0 \end{cases} \quad (5.4.3)$$

para los casos intermedios de  $H/L$ , se interpolará linealmente.

*La resistencia debida a la mampostería considera la resistencia a compresión diagonal,  $v'_m$ , de la mampostería, el incremento de la resistencia debida a la carga axial sobre el muro y el efecto de la relación de aspecto (SMIE 2019)*

#### **Muros con Refuerzo horizontal:**

*Aunque no se muestra en forma explícita en las expresiones de las normas, la contribución de la mampostería a la resistencia, cuando el muro tiene refuerzo, se reduce con la cuantía. El valor esperado de la contribución de la mampostería, en ese caso, puede escribirse como:*

$$V_{mR} = k_0 k_1 V_a$$

*Donde el factor  $k_0$  esta dado por la ec. 5.4.7 y el factor  $k_1$  por la ec. 5.4.8. El factor  $k_0$  tiene la función de amplificar la resistencia al agrietamiento,  $V_a$ , para obtener la resistencia máxima del muro sin considerar el refuerzo. El efecto del factor  $k_1$  es el de reducir la contribución de la mampostería,  $k_0 V_a$ , a la resistencia a medida que aumenta la cantidad de refuerzo horizontal, hasta cierto límite (ver comentario del inciso 5.4.3.4). Cuando el muro no tiene refuerzo horizontal el factor  $k_0 = k_1 = 1$  y  $V_{mR} = V_a$ , como se había comentado en el inciso 5.4.1. Esta reducción está considerada en las ecuaciones de resistencia a corte. Sin embargo, la reducción no aparece en forma explícita en las ecuaciones debido a que se decidió conservar el formato de las ecuaciones de las normas técnicas anteriores en las que la resistencia a corte de un muro con refuerzo horizontal se expresa como la suma de la resistencia debida a la mampostería,  $V_{mR}$ , y la debida al refuerzo,  $V_{sR}$ , como términos “independientes”.*

### 5.4.3 Fuerza cortante resistida por el acero de refuerzo horizontal

#### 5.4.3.1 Tipos de acero de refuerzo

Se permitirá el uso de acero de refuerzo horizontal colocado en las juntas de mortero para resistir fuerza cortante. El refuerzo consistirá de barras corrugadas o alambres corrugados laminados en frío que sean continuos a lo largo del muro.

No se permite el uso de armaduras planas de alambres de acero soldados por resistencia eléctrica (“escaleras”) para resistir fuerza cortante inducida por sismo.

El esfuerzo especificado de fluencia para diseño,  $f_{yh}$ , no deberá ser mayor que 600 MPa (6 000 kg/cm<sup>2</sup>).

El refuerzo horizontal se detallará como se indica en los incisos 3.3.2.2, 3.3.4.3, 3.3.5.1 y 3.3.6.4.

#### 5.4.3.2 Separación del acero de refuerzo horizontal

La separación máxima del refuerzo horizontal,  $s_h$ , no excederá de cuatro hiladas ni de 450 mm.

#### 5.4.3.3 Cuantías mínima y máxima del acero de refuerzo horizontal

El producto de la cuantía de refuerzo horizontal y el esfuerzo de fluencia especificado,  $p_h f_{yh}$ , no será inferior que 0.3 MPa (3 kg/cm<sup>2</sup>).

El valor mínimo de refuerzo horizontal garantiza que el ancho de las grietas se reduce significativamente, en comparación con las que se obtendrían en el mismo muro sin refuerzo horizontal. Si se incluye muy poco refuerzo, el agrietamiento se concentra en las diagonales principales del muro y los anchos de estas grietas son muy grandes cuando se alcanza la resistencia máxima, lo que conduce frecuentemente a la rotura de los alambres de refuerzo, con la consecuente degradación abrupta de la resistencia y el incremento igualmente abrupto de los desplazamientos laterales. La cuantía mínima se determinó con base en ensayos experimentales.

El valor máximo de  $p_h f_{yh}$  será  $0.15 f_{an} f'_m$  pero no menor que 0.3 MPa (3 kg/cm<sup>2</sup>) ni mayor que  $0.05 h_j f_{yh} / s_h$ , donde  $h_j$  es el espesor de la junta horizontal.

Como se verá en el comentario a la sección 5.4.3.4 el refuerzo máximo efectivo para el cálculo de la resistencia a corte de los muros está dado por  $0.1 f_{an} f'_m$  donde  $f_{an}$  es el factor de área neta y  $f'_m$  es la resistencia de diseño a compresión de la mampostería. Se decidió aceptar que el refuerzo pudiera ser mayor a este valor máximo efectivo, aunque ya no contribuya a la resistencia, debido a que se observó en ensayos experimentales que dicho refuerzo puede incrementar la capacidad de desplazamiento lateral del muro. Sin embargo, se observó también que una cantidad excesiva del refuerzo en una junta puede dar lugar a un plano de deslizamiento. Por esta razón se incluyó una restricción de tipo geométrico que establece que el área del refuerzo en la junta debe ser menor al 5% del área de la junta. Esta expresada como cuantía, esto es

$$A_{sh} \leq 0.05 h_j t$$

Dividendo ambos lados de la ecuación por  $s_h \times t$  y multiplicando ambos lados por  $f_{yh}$ , se obtiene que

$$p_h f_{yh} < 0.05 h_j f_{yh} / s_h$$

ya que  $p_h = A_{sh} / (s_h \times t)$ .

#### 5.4.3.4 Diseño del refuerzo horizontal

La fuerza cortante resistente debida al refuerzo horizontal,  $V_{SR}$ , se calculará con

$$V_{SR} = F_R \eta p_h f_{yh} A_T \quad (5.4.4)$$

El valor de  $\eta$  se determinará como sigue:

a) Si el muro está sujeto a una carga axial  $P$  de compresión,

$$\eta = \frac{V_{mR}}{F_R p_h f_{yh} A_T} (k_0 k_1 - 1) + \eta_s \quad (5.4.5)$$

$$p_h = \frac{A_{sh}}{s_h t} \quad (5.4.6)$$

$$k_0 = \begin{cases} 1.3 & \text{si } H/L \leq 1.0 \\ 1.0 & \text{si } H/L \geq 1.5 \end{cases} \quad (5.4.7)$$

$$k_1 = 1 - \alpha p_h f_{yh} \quad (5.4.8)$$

$$\eta_s = \begin{cases} 0.75 & \text{si } f'_m \geq 9 \text{ MPa } \left(90 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\right) \\ 0.55 & \text{si } f'_m \leq 6 \text{ MPa } \left(60 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\right) \end{cases} \quad (5.4.9)$$

El valor de  $k_1$  no será menor que  $(1 - 0.1f_{an}f'_m\alpha)$ .

Para casos intermedios de  $H/L$  y  $f'_m$ , se interpolará linealmente para obtener los valores de  $k_0$  y  $\eta_s$ , respectivamente;  $\alpha = 0.45 \text{ MPa}^{-1}$  ( $0.045 \text{ (kg/cm}^2\text{)}^{-1}$ ).

Cuando el valor de  $p_h f_{yh} > 0.1f_{an}f'_m$ , el valor de  $\eta_s$  se multiplicará por  $0.1f_{an}f'_m/(p_h f_{yh})$ .

b) Si el muro está sujeto a una carga axial  $P$  en tensión,

$$\eta = k_1 \eta_s \quad (5.4.10)$$

El valor de  $k_1$  y  $\eta_s$  se calcularán de acuerdo con el apartado a) de este inciso.

*Para explicar en forma más simple las expresiones adoptadas en las normas considere que la resistencia a debida al refuerzo está dada por*

$$V_{SR} = \eta_s A_T (p_h f_{yh})_e$$

*donde el factor  $\eta_s$ , dado por la ec. 5.4.9, mide la eficiencia con que las fuerzas debidas al refuerzo pueden transmitirse por la mampostería. Esta eficiencia se relaciona con la resistencia a compresión de la misma de acuerdo a la ec. 5.4.9. El factor  $(p_h f_{yh})_e$  se denomina como la cuantía resistente efectiva. Para explicar este término, debe considerarse un modelo bilineal de la resistencia debida al refuerzo (Figura C5.1). La contribución del refuerzo a la resistencia crece proporcionalmente a la cuantía resistente,  $(p_h f_{yh})$ , hasta llegar a un cierto valor límite de la cuantía resistente,  $(p_h f_{yh})_e$ , después de la cual la contribución del refuerzo a la resistencia ya no aumenta. Cuando esto sucede, se interpreta que la capacidad de la mampostería para transmitir las fuerzas, que se desarrollan en el refuerzo, se ha agotado. La cuantía resistente límite, por lo tanto, está definida por esa capacidad dada por:*

$$(p_h f_{yh})_e = 0.1f'_m f_{an}$$

*donde  $f_{an} = A_{neta}/A_{bruta}$  de las piezas y  $f'_m$  es la resistencia a la compresión de la mampostería.*

*La cuantía resistente efectiva se define entonces como la cuantía resistente, pero no mayor que la cuantía resistente límite (Cruz 2015)*

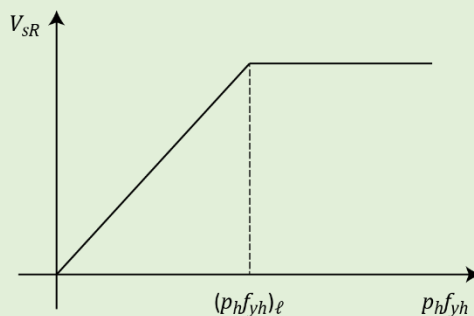


Figura C5.1 Modelo bilineal de la contribución del refuerzo a la resistencia

Para lograr que la resistencia a corte del muro pudiera expresarse como la suma de la contribución de la mampostería y la del refuerzo, se obtuvo un nuevo factor,  $\eta$ , de modo que

$$k_0 k_1 V_a + \eta_s (p_h f_{yh})_e A_T = V_a + \eta p_h f_{yh} A_T$$

donde  $V_a$  es la resistencia de la mampostería sin refuerzo, que proviene de la ec 5.4.2 sin el factor de reducción  $F_R$ ; despejando  $\eta$  se tiene que

$$\eta = \frac{V_a(k_0 k_1 - 1)}{p_h f_{yh} A_T} + \frac{\eta_s (p_h f_{yh})_e}{p_y f_{yh}} \dots (C5.1)$$

Solo falta observar que la reducción de la resistencia contribuida por la mampostería está dada por

$$k_1 = (1 - \alpha p_h f_{yh})$$

que es un factor que reduce a la resistencia de la mampostería a medida que aumenta la cuantía resistente,  $p_h f_{yh}$ . Esta reducción fue observada consistentemente en varios ensayos de muros en los que se varió la cantidad de refuerzo. El valor  $\alpha$  [MPa]<sup>-1</sup> representa la fracción de la resistencia que se reduce por cada incremento en la cuantía resistente. En realidad, lo que reduce la resistencia de la mampostería es la fuerza debida al refuerzo que se transmite por ella. Como dicha fuerza está dada por la cuantía resistente límite es por eso que

$$k_1 \geq (1 - 0.1 f_{an} f'_m \alpha)$$

como se estable en esta sección debajo de la ec 5.4.9

De la ec C5.1 puede verse que  $\eta_s$  debe afectarse por un factor,  $(p_h f_{yh})_e / (p_h f_{yh})$ , que es el que se especifica antes de la ec. 5.4.10

#### 5.4.4 Fuerza cortante resistida por malla de alambre soldado recubierta de mortero

##### 5.4.4.1 Tipo de refuerzo y de mortero

Se permitirá el uso de mallas de alambre soldado para resistir la fuerza cortante. Las mallas deberán tener, en ambas direcciones, la misma área de refuerzo por unidad de longitud.

El esfuerzo de fluencia para diseño,  $f_{yh}$ , no deberá ser mayor que 500 MPa (5 000 kg/cm<sup>2</sup>).

Las mallas se anclarán y se detallarán como se señala en las secciones 3.3.6.5 y 3.3.7.3.

Las mallas deberán ser recubiertas por una capa de mortero tipo I (tabla 2.5.3) con espesor mínimo de 15 mm.

##### 5.4.4.2 Cuantías mínima y máxima de refuerzo

Para fines de cálculo, sólo se considerará la cuantía de los alambres horizontales. Si la malla se coloca con los alambres inclinados, en el cálculo de la cuantía se considerarán las componentes horizontales.

En el cálculo de la cuantía sólo se incluirá el espesor de la mampostería del muro,  $t$ .

Las cuantías mínima y máxima serán las prescritas en el inciso 5.4.3.3.



#### 5.4.4.3 Diseño de la malla

La fuerza cortante que resistirá la malla se obtendrá como se indica en el inciso 5.4.3.4. No se considerará contribución a la resistencia por el mortero. En las ecuaciones 5.4.5 y 5.4.10, se debe usar  $\eta_s = 0.5$ .

#### 5.4.5 Procedimiento optativo para calcular la resistencia a corte en estructuras Tipo I

Este procedimiento sólo podrá utilizarse en el diseño de estructuras Tipo I.

##### 5.4.5.1 Fuerza cortante resistida por la mampostería

La fuerza cortante resistente de diseño,  $V_{mR}$ , se determinará como sigue:

$$V_{mR} = F_R(0.5v'_m A_T + 0.3P) \leq 1.5F_R v'_m A_T \quad (5.4.11)$$

donde  $P$  se deberá tomar positiva en compresión. En el área  $A_T$  se debe incluir a los castillos pero sin transformar el área transversal.

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  $P$  es de tensión, se despreciará la contribución de  $V_{mR}$ .

##### 5.4.5.2 Fuerza cortante resistida por el acero de refuerzo horizontal

Se deberán satisfacer los incisos 5.4.3.1, 5.4.3.2 y 5.4.3.3.

La fuerza cortante resistida por el acero de refuerzo horizontal se calculará como:

$$V_{sR} = F_R \eta p_h f_{yh} A_T \quad (5.4.12)$$

donde el factor  $\eta$  se determinará como

$$\eta = k_1 \eta_s \quad (5.4.13)$$

$k_1$  y  $\eta_s$  se determinarán de conformidad con el inciso 5.4.3.4.

##### 5.4.5.3 Fuerza cortante resistida por mallas de acero soldado

Se deberán satisfacer los incisos 5.4.4.1 y 5.4.4.2.

La fuerza cortante resistida por la malla se calculará como se indica en el inciso 5.4.5.2. No se considerará contribución a la resistencia por el mortero. En la ecuación 5.4.13, se debe usar  $\eta_s = 0.5$ .

## 6 MAMPOSTERÍA REFORZADA INTERIORMENTE

### 6.1 Alcance

Es aquella con muros reforzados con barras o alambres corrugados de acero, horizontales y verticales, colocados en las celdas de las piezas, en ductos o en las juntas. El acero de refuerzo, tanto horizontal como vertical, se distribuirá a lo alto y largo del muro. Para que un muro pueda considerarse como reforzado deberán cumplirse los requisitos 6.1.1 a 0 (figuras 6.1.1 a 6.1.3).

Los muros se construirán e inspeccionarán como se indica en los Capítulos 9 y 10, respectivamente.

#### 6.1.1 Cuantías de refuerzo horizontal y vertical

a) La suma de las cuantías multiplicadas por el esfuerzo de fluencia especificado del refuerzo horizontal y vertical, no será menor que 0.84 MPa (8.4 kg/cm<sup>2</sup>) y ninguna de las dos cuantías multiplicada por el esfuerzo de fluencia será menor que 0.3 MPa (3 kg/cm<sup>2</sup>), tal que:

$$\begin{aligned} p_h f_{yh} + p_v f_{yv} &\geq 0.84 \text{ MPa} \\ (p_h f_{yh} + p_v f_{yv}) &\geq 8.4 \text{ kg/cm}^2 \\ p_h f_{yh} &\geq 0.3 \text{ MPa} \text{ y } p_v f_{yv} \geq 0.3 \text{ MPa} \\ (p_h f_{yh} &\geq 3 \text{ kg/cm}^2 \text{ y } p_v f_{yv} \geq 3 \text{ kg/cm}^2) \end{aligned} \quad (6.1.1)$$

donde:

$$p_h = \frac{A_{sh}}{s_h t}; \quad p_v = \frac{A_{sv}}{s_v t} \quad (6.1.2)$$

$A_{sh}$  área de acero de refuerzo horizontal colocada a una separación  $s_h$  (figura 6.1.1);

$A_{sv}$  área de acero de refuerzo vertical colocada a una separación  $s_v$ ;

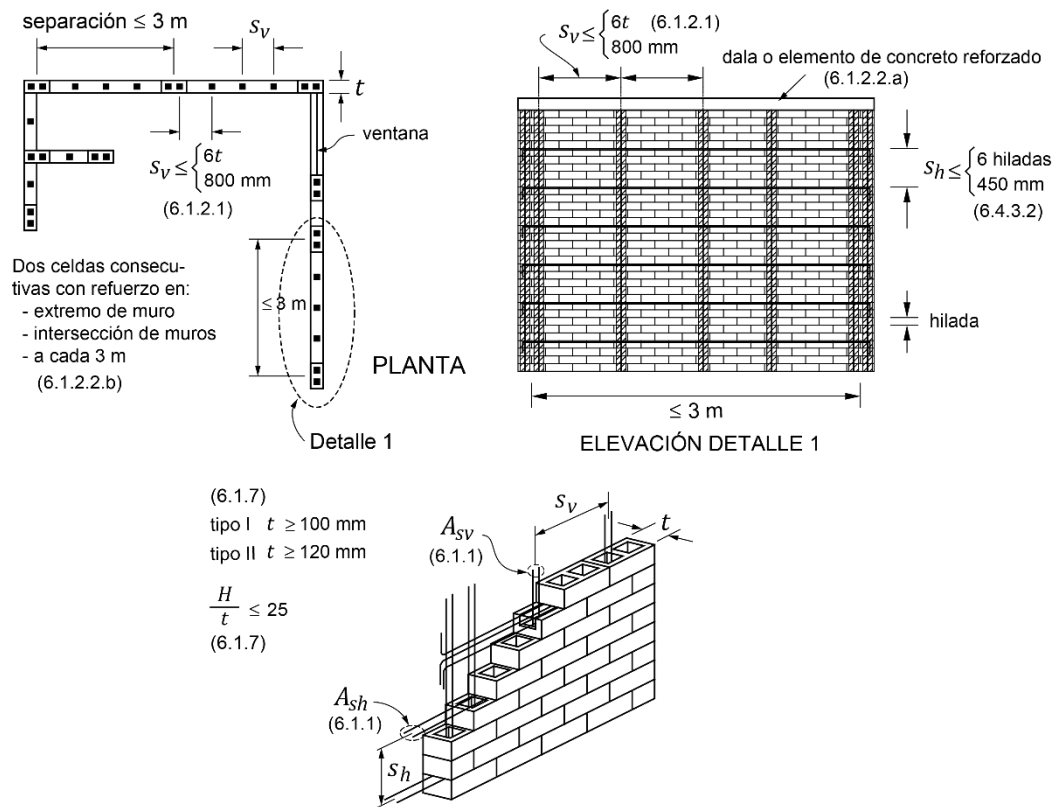
$f_{yh}$  esfuerzo de fluencia especificado del refuerzo horizontal; y

$f_{yv}$  esfuerzo de fluencia especificado del refuerzo vertical.

En las ecuaciones 6.1.1 y 6.1.2 no se deberá incluir el refuerzo en los extremos del muro requerido en el inciso 6.1.2.2.

#### 6.1.2 Tamaño, colocación y separación del refuerzo

Se deberá cumplir con las disposiciones aplicables de la sección 3.3, adicionalmente a lo establecido en este inciso.



**Figura 6.1.1 Requisitos para mampostería con refuerzo interior**

### 6.1.2.1 Refuerzo vertical

El refuerzo vertical en el interior del muro tendrá una separación no mayor que seis veces el espesor del mismo ni mayor que 800 mm (figura 6.1.1).

### 6.1.2.2 Refuerzo en los extremos de muros

a) Deberá colocarse, por lo menos, una barra vertical del No. 3 (9.5 mm de diámetro) con esfuerzo de fluencia especificado de 412 MPa (4200 kg/cm<sup>2</sup>), o refuerzo de otras características con resistencia a tensión equivalente, en cada una de dos celdas consecutivas, en todo extremo de muros, en la intersecciones entre muros o a cada 3 m (figura 6.1.1).

b) Existirá una dala en todo extremo horizontal de muro, a menos que este último esté ligado a un elemento de concreto reforzado con un peralte mínimo de 100 mm. Aún en este caso, se deberá colocar refuerzo longitudinal y transversal (ver figura 5.1.2).

El refuerzo longitudinal de la dala deberá dimensionarse para resistir la componente horizontal del puntal de compresión que se desarrolle en la mampostería para resistir las cargas laterales y verticales. En cualquier caso, estará formado por lo menos de cuatro barras, cuya área total sea al menos igual a la obtenida con la ecuación 6.1.3:

$$A_s \geq 0.2 \frac{f'_c}{f_y} b_c h_c \quad (6.1.3)$$

El refuerzo transversal de la dala estará formado por estribos cerrados y con un área,  $A_{sc}$ , al menos igual a la calculada con la ecuación 6.1.4:

$$A_{sc} = \frac{10\,000\,s}{f_y h_c} \quad \left( A_{sc} = \frac{1000\,s}{f_y h_c} \right) \quad (6.1.4)$$

donde  $h_c$  es la dimensión de la dala en el plano del muro. La separación de los estribos,  $s$ , no excederá de  $1.5t$  ni de 200 mm.

### 6.1.3 Mortero de relleno y concreto de relleno

Para el colado de las celdas donde se aloje el refuerzo vertical podrán emplearse los morteros de relleno y concretos de relleno especificados en el inciso 2.5.4, o se podrá usar el mismo mortero que se usa para pegar las piezas (inciso 2.5.2), si el mortero es del Tipo I y se rellena hilada por hilada. El hueco de las piezas (celda) tendrá una dimensión mínima igual o mayor que 50 mm y una área no menor que 3000 mm<sup>2</sup>.

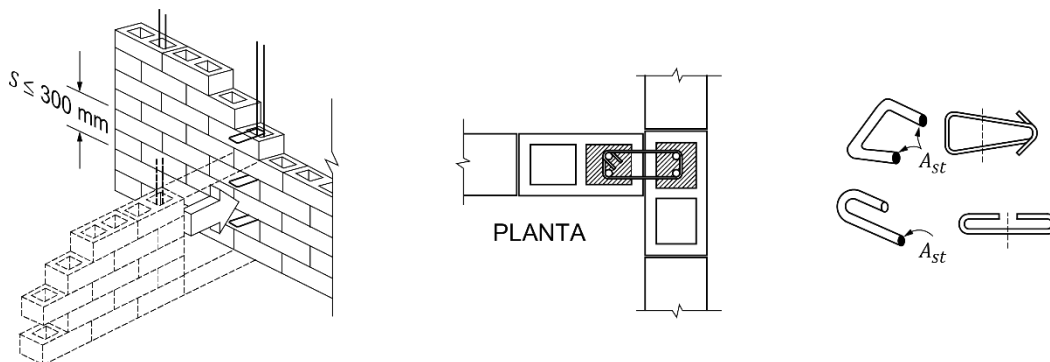
### 6.1.4 Anclaje del refuerzo horizontal y vertical

El anclaje de las barras de refuerzo horizontal y vertical deberá cumplir con el inciso 3.3.6.

### 6.1.5 Muros transversales

Cuando los muros transversales sean de carga y lleguen a tope, sin traslape de piezas, será necesario unirlos mediante dispositivos que aseguren la continuidad de la estructura (figura 6.1.2). Los dispositivos deberán ser capaces de resistir 1.33 veces la resistencia de diseño a fuerza cortante del muro transversal dividida por el factor de resistencia correspondiente. En la resistencia de diseño se incluirá la fuerza cortante resistida por la mampostería y, si aplica, la resistida por el refuerzo horizontal.

Alternativamente, el área de acero de los dispositivos o conectores,  $A_{st}$ , colocada a una separación  $s$  en la altura del muro, se podrá calcular mediante la expresión siguiente



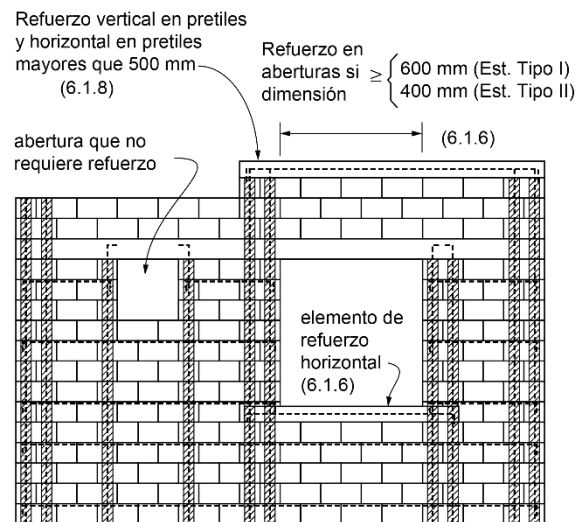
**Figura 6.1.2** Conectores entre muros sin traslape de piezas

$$A_{st} = \frac{2.5(V_{mR} + V_{sR})}{F_R} \frac{t}{L} \frac{s}{f_y} \quad \left( A_{st} = \frac{V_{mR} + V_{sR}}{4F_R} \frac{t}{L} \frac{s}{f_y} \right) \quad (6.1.5)$$

donde  $A_{st}$  está en  $\text{mm}^2$  ( $\text{cm}^2$ ),  $V_{mR}$  y  $V_{sR}$ , en N (kg), son las fuerzas cortantes resistidas por la mampostería y el refuerzo horizontal, si aplica,  $F_R$  se tomará igual a 0.7;  $t$  y  $L$  son el espesor y longitud del muro transversal, respectivamente, en mm (cm), y  $f_y$  es el esfuerzo de fluencia especificado de los dispositivos o conectores, en MPa ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ ). La separación  $s$  no deberá exceder de 300 mm.

### 6.1.6 Muros con aberturas

Existirán elementos de refuerzo vertical y horizontal en el perímetro de toda abertura cuya dimensión exceda 600 mm en estructuras Tipo I y 400 mm en estructuras Tipo II (figura 6.1.3). Los elementos de refuerzo vertical y horizontal serán como los señalados en el inciso 6.1.2.



**Figura 6.1.3 Refuerzo en aberturas y pretilos**

### 6.1.7 Espesor y relación altura a espesor de los muros

En estructuras Tipo I, el espesor de la mampostería de los muros,  $t$ , no será menor que 100 mm ni que 120 mm en estructuras Tipo II. En ningún caso la relación altura libre a espesor de la mampostería del muro,  $H/t$ , excederá de 25.

### 6.1.8 Pretilos

Los pretilos o parapetos deberán reforzarse interiormente con barras de refuerzo vertical como las especificadas en el inciso 6.1.2.2.a. Se deberá proporcionar refuerzo horizontal en la parte superior de pretilos o parapetos cuya altura sea superior a 500 mm de acuerdo con el inciso 6.1.6 (figura 6.1.3).

### 6.1.9 Supervisión

Deberá haber una supervisión continua en la obra que asegure que el refuerzo esté colocado de acuerdo con lo indicado en planos y que las celdas en que se aloja el refuerzo sean coladas completamente.

## 6.2 Fuerzas y momentos de diseño

Las fuerzas y momentos de diseño se obtendrán a partir de los análisis indicados en los incisos 3.2.2, 3.2.3 y 3.2.4, empleando las cargas de diseño que incluyan el factor de carga correspondiente.

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. En la revisión ante cargas laterales sólo se considerará la participación de muros cuya longitud sea sensiblemente paralela a la dirección de análisis.

La revisión ante cargas verticales se realizará conforme a lo establecido en el inciso 3.2.2.

## 6.3 Resistencia a compresión y flexocompresión en el plano del muro

### 6.3.1 Resistencia a compresión de mampostería con refuerzo interior

La carga vertical resistente,  $P_R$ , se calculará como:

$$P_R = F_R F_E (f'_m A_T + \sum A_s f_y) \leq 1.25 F_R F_E f'_m A_T \quad (6.3.1)$$

donde:

$F_E$  se obtendrá de acuerdo con el inciso 3.2.2; y

$F_R$  se tomará igual a 0.6.

### 6.3.2 Resistencia a flexocompresión en el plano del muro

#### 6.3.2.1 Método general de diseño

La resistencia a flexión pura o flexocompresión en el plano de un muro reforzado interiormente se calculará con base en las hipótesis estipuladas en el inciso 3.1.6. La resistencia de diseño se obtendrá afectando la resistencia por el factor de resistencia indicado en el inciso 3.1.4.2.

#### 6.3.2.2 Método optativo

Para muros con barras longitudinales colocadas simétricamente en sus extremos, las fórmulas simplificadas siguientes (ecuaciones 6.3.2 y 6.3.3) dan valores suficientemente aproximados y conservadores del momento flexionante resistente de diseño.

El momento flexionante resistente de diseño de la sección,  $M_R$ , se calculará de acuerdo con las ecuaciones:

$$M_R = F_R M_0 + 0.3 P_u d \quad \text{si } 0 \leq P_u \leq \frac{P_R}{3} \quad (6.3.2)$$

$$M_R = (1.5 F_R M_0 + 0.15 P_R d) \times \left(1 - \frac{P_u}{P_R}\right) \quad \text{si } P_u \geq \frac{P_R}{3} \quad (6.3.3)$$

donde:

- $M_0$  =  $A_s f_y d'$  resistencia a flexión pura del muro;
- $A_s$  área total de acero de refuerzo longitudinal colocada en los extremos del muro;
- $d'$  distancia entre los centroides del acero colocado en ambos extremos del muro;
- $d$  distancia entre el centroide del acero de tensión y la fibra a compresión máxima;
- $P_u$  carga axial de diseño a compresión, cuyo valor se tomará con signo positivo en las ecuaciones 6.3.2 y 6.3.3; y
- $F_R$  se tomará igual a 0.8, si  $P_u \leq P_R/3$  e igual a 0.6 en caso contrario.

Para cargas axiales de tensión será válido interpolar entre la carga axial resistente a tensión pura y el momento flexionante resistente  $M_0$ , afectando el resultado por  $F_R = 0.8$  (ver figura 5.3.1).

## 6.4 Resistencia a cargas laterales

### 6.4.1 Consideraciones generales

La resistencia a cargas laterales,  $V_R$ , será proporcionada por la mampostería,  $V_{mR}$ . Se acepta que parte de la fuerza cortante sea resistida por acero de refuerzo horizontal o por mallas de alambre soldado,  $V_{SR}$ , de modo que:

$$V_R = V_{mR} + V_{SR} \quad (6.4.1)$$

La resistencia a cargas laterales proporcionada por la mampostería se calculará con el procedimiento del inciso 6.4.2. La fuerza cortante resistida por el acero de refuerzo horizontal se determinará según el inciso 6.4.3. Para estructuras Tipo I se podrá utilizar el procedimiento optativo del inciso 6.4.4 para calcular  $V_{mR}$  y  $V_{SR}$ .

Cuando la carga vertical que actúe sobre el muro sea de tensión se aceptará que el acero de refuerzo horizontal o mallas de alambre soldado resistan la totalidad de la carga lateral.

No se considerará incremento alguno de la fuerza cortante resistente por efecto de las dalas, refuerzo vertical interior ni castillos internos de muros.

El factor de resistencia,  $F_R$ , se tomará igual a 0.7 (3.1.4.3).

### 6.4.2 Fuerza cortante resistida por la mampostería

La fuerza cortante de diseño debida a la mampostería  $V_{mR}$ , se calculará con la ecuación 6.4.2:

$$V_{mR} = F_R [(0.5v'_m A_T + 0.3P) \cdot f] \leq 1.5F_R v'_m A_T f \quad (6.4.2)$$

donde  $A_T$  es el área transversal del muro.

La carga axial  $P$  se deberá tomar positiva en compresión y 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  $P$  es de tensión, se despreciará la contribución de la mampostería  $V_{mR}$ .

El factor  $f$  se determinará como

$$f = \begin{cases} 1.5 & \text{si } \frac{H}{L} \leq 0.2 \\ 1.0 & \text{si } \frac{H}{L} \geq 1.0 \end{cases} \quad (6.4.3)$$

para los casos intermedios de  $H/L$ , se interpolará linealmente.

### 6.4.3 Fuerza cortante resistida por el acero de refuerzo horizontal

#### 6.4.3.1 Tipos de acero de refuerzo

Se permitirá el uso de acero de refuerzo horizontal colocado en las juntas de mortero para resistir fuerza cortante. El refuerzo consistirá de barras corrugadas o alambres corrugados laminados en frío que sean continuos a lo largo del muro.

No se permite el uso de armaduras planas de alambres de acero soldados por resistencia eléctrica (“escaleras”) para resistir fuerza cortante inducida por sismo.

El esfuerzo especificado de fluencia para diseño,  $f_{yh}$ , no deberá ser mayor que 600 MPa (6 000 kg/cm<sup>2</sup>).

El refuerzo horizontal se detallará como se indica en los incisos 3.3.2.2, 3.3.4.3, 3.3.5.1 y 3.3.6.4.

#### 6.4.3.2 Separación del acero de refuerzo horizontal

La separación máxima del refuerzo horizontal,  $s_h$ , no excederá de cuatro hiladas ni de 450 mm.

#### 6.4.3.3 Factor de área neta del muro

El factor de área neta de un muro reforzado interiormente,  $f_{nm}$ , es el cociente del área neta y el área bruta del muro. El área neta del muro se determinará deduciendo del área bruta los huecos de las piezas que no se rellenen de concreto o mortero.

#### 6.4.3.4 Cuantías mínima y máxima del acero de refuerzo horizontal

El producto de la cuantía de refuerzo horizontal y el esfuerzo de fluencia especificado,  $p_h f_{yh}$ , no será inferior que 0.3 MPa (3 kg/cm<sup>2</sup>).

El valor máximo de  $p_h f_{yh}$  será  $0.15 f_{nm} f'_m$  pero no menor que 0.3 MPa (3 kg/cm<sup>2</sup>) ni mayor que  $0.05 h_j f_{yh} / s_h$ , donde  $h_j$  es el espesor de la junta horizontal.



#### 6.4.3.5 Diseño del refuerzo horizontal

La fuerza cortante que toma el refuerzo horizontal,  $V_{sR}$ , se calculará con

$$V_{sR} = F_R \eta p_h f_{yh} A_T \quad (6.4.4)$$

El valor de  $\eta$  se determinará como sigue:

a) Si el muro está sujeto a una carga axial  $P$  de compresión,

$$\eta = \frac{V_{mR}}{F_R p_h f_{yh} A_T} (k_0 k_1 - 1) + \eta_s \quad (6.4.5)$$

$$k_0 = \begin{cases} 1.3 & \text{si } H/L \leq 1.0 \\ 1.0 & \text{si } H/L \geq 1.5 \end{cases} \quad (6.4.6)$$

$$k_1 = 1 - \alpha p_h f_{yh} \quad (6.4.7)$$

$$\eta_s = \begin{cases} 0.75 & \text{si } f'_m \geq 9 \text{ MPa} \left( 90 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) \\ 0.55 & \text{si } f'_m \leq 6 \text{ MPa} \left( 60 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) \end{cases} \quad (6.4.8)$$

El valor de  $k_1$  no será menor que  $(1 - 0.1 f_{nm} f'_m \alpha)$ .

Para casos intermedios de  $H/L$  y  $f'_m$ , se interpolará linealmente para obtener los valores de  $k_0$  y  $\eta_s$ , respectivamente;  $\alpha = 0.45 \text{ MPa}^{-1} (0.045 \text{ kg/cm}^2)^{-1}$ .

Cuando el valor de  $p_h f_{yh} > 0.1 f_{nm} f'_m$  el valor de  $\eta_s$  se multiplicará por  $0.1 f_{nm} f'_m / (p_h f_{yh})$ .

b) Si el muro está sujeto a una carga axial  $P$  en tensión,

$$\eta = k_1 \eta_s \quad (6.4.9)$$

El valor de  $k_1$  y  $\eta_s$  se calcularán de acuerdo con el apartado a) de este inciso.

### 6.4.4 Procedimiento optativo para calcular la resistencia a corte en estructuras Tipo I

Este procedimiento sólo podrá utilizarse en el diseño de estructuras Tipo I.

#### 6.4.4.1 Fuerza cortante resistida por la mampostería

La fuerza cortante resistente de diseño,  $V_{mR}$ , se determinará como sigue:

$$V_{mR} = F_R(0.5v'_m A_T + 0.3P) \leq 1.5F_R v'_m A_T \quad (6.4.10)$$

donde  $P$  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  $P$  es de tensión, se despreciará la contribución de  $V_{mR}$ .

#### 6.4.4.2 Fuerza cortante resistida por el acero de refuerzo horizontal

Se deberán satisfacer los incisos 6.4.3.1, 6.4.3.2 y 6.4.3.4.

La fuerza cortante resistida por el acero de refuerzo horizontal se calculará como:

$$V_{SR} = F_R \eta p_h f_{yh} A_T \quad (6.4.11)$$

donde el factor  $\eta$  se determinará como

$$\eta = k_1 \eta_s \quad (6.4.12)$$

$k_1$  y  $\eta_s$  se determinarán de conformidad con el inciso 6.4.3.5.

## 7 MUROS NO ESTRUCTURALES

---

### 7.1 Alcance

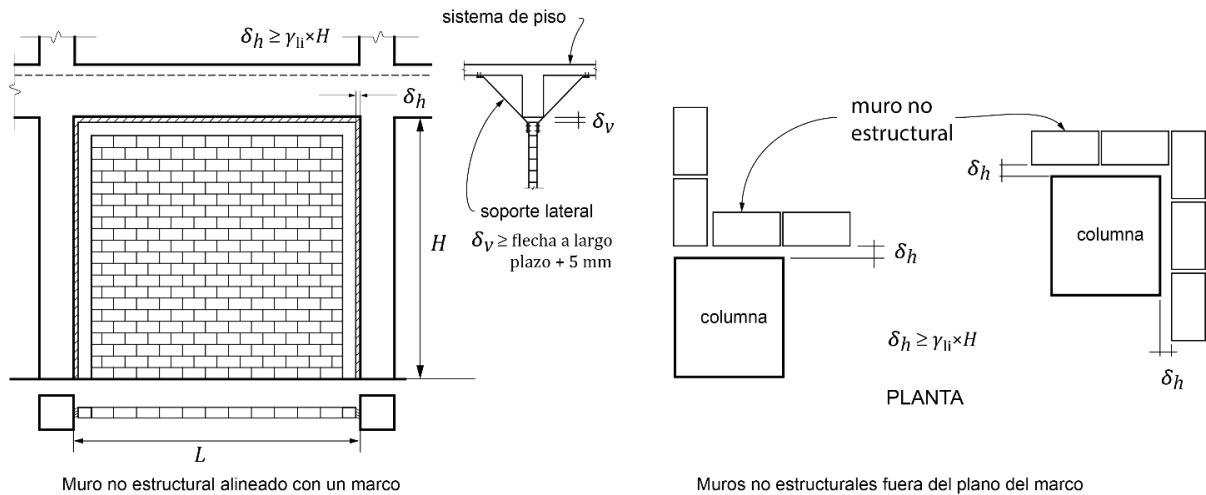
Son los que se construyen entre las vigas y columnas de un marco estructural y que no proporcionan rigidez y resistencia ante cargas laterales ya que se construyen, intencionalmente, separados del marco, así como muros divisorios, pretilas, bardas etc., de los cuales no depende la seguridad de la estructura. Pueden ser de mampostería confinada (Capítulo 5), reforzada interiormente (Capítulo 6), o de otros materiales ligeros y cuya contribución a la resistencia y rigidez laterales sea poco significativa.

Los muros no estructurales deberán cumplir con lo siguiente:

- a) Deben diseñarse y construirse de modo de garantizar que no entren en contacto con el marco para las máximas distorsiones de entrepiso calculadas.
- b) El espesor de la mampostería no será menor que 100 mm.
- c) Se revisará que resista las fuerzas laterales en el sentido perpendicular a su plano.
- d) Los muros se construirán e inspeccionarán como se indica en los Capítulos 9 y 10, respectivamente.

## 7.2 Diseño

Los muros no estructurales se deberán diseñar de modo que la holgura lateral,  $\delta_h$ , entre un muro no estructural y un elemento estructural, columna o muro, no sea menor que el desplazamiento lateral inelástico del entrepiso (inciso 3.1.10) más 10 mm ( $\delta_h = \gamma_{li} \times H$ ). La holgura vertical no será menor que la flecha a largo plazo calculada al centro del claro de la viga más 5 mm. Cuando sea posible, de acuerdo con el proyecto arquitectónico, los muros deberán localizarse fuera del plano del marco (figura 7.2.1).



**Figura 7.2.1** *Holguras entre muros no estructurales y columnas y vigas*

Preferentemente, se deberán usar materiales ligeros tales que su rigidez y resistencia en el plano sean poco significativas.

En todos los casos, se revisará que los muros no estructurales puedan resistir las fuerzas laterales en el sentido perpendicular a su plano de conformidad con lo requerido en la sección 2.7.4 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo.

*Las divisiones entre espacios de un inmueble, así como las fachadas se deberán hacer con elementos que, por una parte, no interfieran con el desempeño estructural, tanto en rigidez como en resistencia, y por otra, que sean estables. Esto implica que la estructura se pueda deformar sin la restricción de los muros no estructurales, es decir, que tengan las holguras suficientes y que sean estables. El uso de mampostería para muros divisorios debe tomar en cuenta que:*

- *son muy rígidos en su plano y a su vez frágiles*
- *es necesario garantizar su estabilidad en la dirección perpendicular al muro*
- *para su diseño ante acciones sísmicas deben resistir las fuerzas perpendiculares al plano del muro producidas por las aceleraciones de piso (inciso 2.7 de la Norma para Diseño por Sismo).*
- *el material para rellenar las juntas debe, por una parte, ser flexible y dicha flexibilidad debe perdurar en el tiempo y, por otra, dar el aislamiento requerido.*

*Las consecuencias de que los muros no estructurales participen en la respuesta estructural pueden ser grave. A continuación, se señalan algunas consecuencias:*

- Pueden generar efectos de torsión, en algunos casos muy importantes, que no fueron tomados en cuenta en el análisis, como pueden ser edificios en esquina los cuales cuentan con muros no estructurales en las colindancias interiores. En el pasado sismo del 19 de septiembre de 2017 se observaron casos de este tipo con daño severo o inclusive colapso (figura C7.1).
- Generación de daño en el propio muro lo que genera en muchos casos que el inmueble no pueda ser ocupado después del sismo adicional al efecto psicológico.

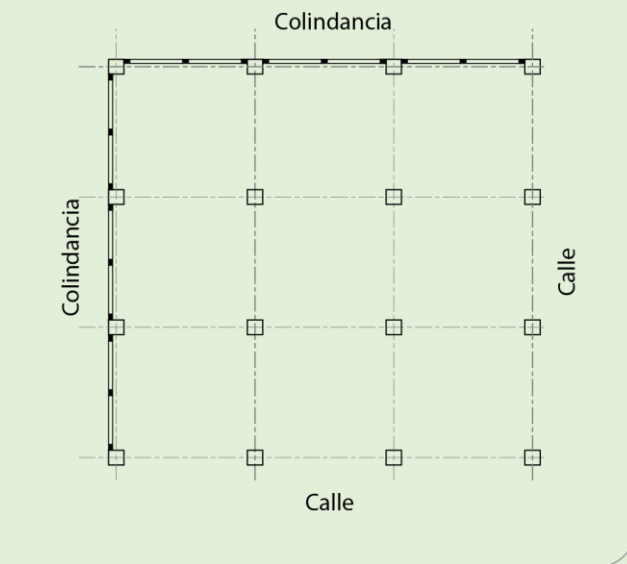


Figura C7.1 Edificio en esquina, muros que producen torsión

Históricamente, los pretilos de fachada han generado columnas cortas que fallan a cortante en forma frágil (figura C7.2).

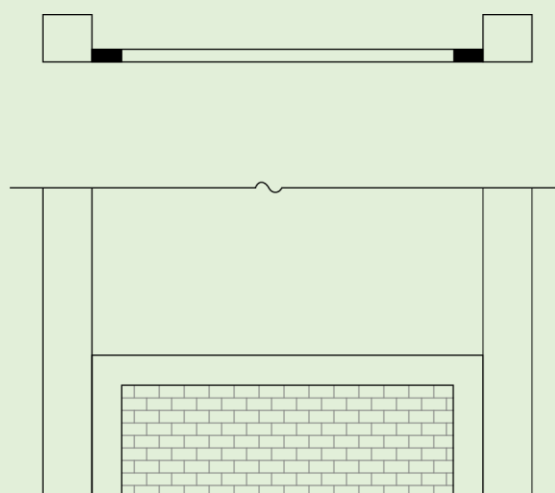


Figura C7.2 Pretilos que producen columnas cortas

## 8 MAMPOSTERÍA DE PIEDRAS NATURALES

### 8.1 Alcance

Esta sección se refiere al diseño y construcción de cimientos, muros de retención y otros elementos estructurales de mampostería del tipo conocido como de tercera, o sea, formado por piedras naturales sin labrar unidas por mortero.

### 8.2 Materiales

#### 8.2.1 Piedras

Las piedras que se empleen en elementos estructurales deberán satisfacer los requisitos siguientes:

- a) Su resistencia mínima a compresión en dirección normal a los planos de formación sea de 15 MPa (150 kg/cm<sup>2</sup>);
- b) Su resistencia mínima a compresión en dirección paralela a los planos de formación sea de 10 MPa (100 kg/cm<sup>2</sup>);
- c) La absorción máxima sea de 4 por ciento; y
- d) Su resistencia al intemperismo, medida como la máxima pérdida de peso después de cinco ciclos en solución saturada de sulfato de sodio, sea de 10 por ciento.

Las propiedades anteriores se determinarán de acuerdo con los procedimientos indicados en la Norma Mexicana correspondiente.

Las piedras no necesitarán ser labradas, pero se evitará, en lo posible, el empleo de piedras de formas redondeadas y de cantos rodados. Por lo menos, el 70 por ciento del volumen del elemento estará constituido por piedras con un peso mínimo de 300 N (30 kg), cada una.

#### 8.2.2 Morteros

Los morteros que se empleen para mampostería de piedras naturales deberán ser al menos del tipo II (tabla 2.5.1), tal que la resistencia mínima en compresión sea de 7.5 MPa (75 kg/cm<sup>2</sup>).

La resistencia se determinará según lo especificado en la norma NMX-C-061-ONNCCE.

### 8.3 Diseño

#### 8.3.1 Esfuerzos resistentes de diseño

Los esfuerzos resistentes de diseño en compresión,  $f'_m$ , y en cortante,  $v'_m$ , multiplicados por el factor de reducción de la resistencia,  $F_R$ , se tomarán como sigue:

$$F_R f'_m = 2.0 \text{ MPa (20 kg/cm}^2\text{)}$$

$$F_R v'_m = 0.06 \text{ MPa (0.6 kg/cm}^2\text{)}$$

#### 8.3.2 Determinación de la resistencia

Se verificará que, en cada sección, la fuerza normal actuante de diseño no exceda la fuerza resistente de diseño dada por la expresión

$$P_R = F_R f'_m A_T \left( 1 - \frac{2e}{t} \right) \quad (8.3.1)$$

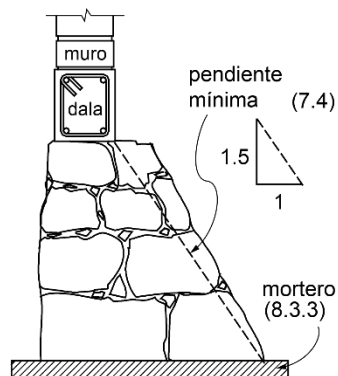
donde  $t$  es el espesor de la sección y  $e$  es la excentricidad con que actúa la carga que incluye los efectos de empujes laterales si existen. La expresión anterior es válida cuando la relación entre la altura y el espesor medio del elemento de mampostería no excede de cinco; cuando dicha relación se encuentre entre cinco y diez, la resistencia se tomará igual al 80 por ciento de la calculada con la expresión anterior; cuando la relación exceda de diez deberán tomarse en cuenta explícitamente los efectos de esbeltez en la forma especificada para mampostería de piedras artificiales (inciso 3.2.2).

La fuerza cortante actuante no excederá de la resistente obtenida de multiplicar el área transversal de la sección más desfavorable por el esfuerzo cortante resistente especificado en el inciso 8.3.1.

## 8.4 Cimientos

En cimientos de piedra brasa la pendiente de las caras inclinadas (escarpio), medida desde la arista de la dala o muro, no será menor que 1.5 (vertical) : 1 (horizontal) (figura 8.4.1).

En cimientos de mampostería de forma trapezoidal con un paramento vertical y el otro inclinado, tales como cimientos de lindero, deberá verificarse la estabilidad del cimiento a torsión.



**Figura 8.4.1 Cimiento de piedra**

De no efectuarse esta verificación, deberán existir cimientos perpendiculares a separaciones no mayores que las señaladas en la tabla 8.4.1.

En la tabla 8.4.1, el claro máximo permisible se refiere a la distancia entre los ejes de los cimientos perpendiculares, menos el promedio de los anchos medios de éstos.

En todo cimiento deberán colocarse dalas de concreto reforzado, tanto sobre los cimientos sujetos a momento de volteo como sobre los perpendiculares a ellos. Los castillos deben empotrarse en los cimientos no menos de 400 mm (figura 3.1.1).

En el diseño se deberá considerar la pérdida de área debido al cruce de los cimientos.

**Tabla 8.4.1 Separación máxima de cimientos perpendiculares a cimientos donde no se revise la estabilidad a torsión**

Presión de contacto con el terreno, kPa (kg/m <sup>2</sup> )		Claro máximo, m
menos de 20 (2000)		10.0
más de 20 (2000)	hasta 25 (2500)	9.0
más de 25 (2500)	hasta 30 (3000)	7.5
más de 30 (3000)	hasta 40 (4000)	6.0
más de 40 (4000)	hasta 50 (5000)	4.5

## 8.5 Muros de contención

En el diseño de muros de contención se tomará en cuenta la combinación más desfavorable de cargas laterales y verticales debidas a empuje de tierras, al peso propio del muro, a las demás cargas muertas que puedan obrar y a la carga viva que tienda a disminuir el factor de seguridad contra volteo o deslizamiento.

Los muros de contención se diseñarán con un sistema de drenaje adecuado. Además, se deberán cumplir las disposiciones del Capítulo 6 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones.

# 9 CONSTRUCCIÓN

La construcción de las estructuras de mampostería cumplirá con lo especificado en el Título Séptimo del Reglamento de Construcciones para el D. F. y con lo indicado en este capítulo. El Director Responsable de Obra debe supervisar el cumplimiento de las disposiciones de este capítulo.

## 9.1 Planos de construcción

Adicionalmente a lo establecido en el Reglamento de Construcciones para el D. F., los planos de construcción deberán señalar, al menos:

- a) El tipo, dimensiones exteriores e interiores (si aplica) y tolerancias, resistencia a compresión media y de diseño, absorción, así como el peso volumétrico máximo y mínimo de la pieza. Si es aplicable, el nombre y marca de la pieza.
- b) El tipo de cementante a utilizar.
- c) Características y tamaño de los agregados.
- d) Proporcionamiento y resistencia a compresión media y de diseño del mortero para pegar piezas. El proporcionamiento deberá expresarse en volumen y así deberá indicarse en los planos. Se incluirá el porcentaje de retención, fluidez, revenimiento y el consumo de mortero.
- e) Procedimiento de mezclado y remezclado del mortero.
- f) Si aplica, proporcionamiento, resistencia a compresión y revenimiento de morteros y concretos de relleno. El proporcionamiento deberá expresarse en volumen. Si se usan aditivos, como superfluidificantes, se deberá señalar el tipo y su proporcionamiento.
- g) Tipo, diámetro y grado de las barras de acero de refuerzo.

- h) Resistencias a compresión y a compresión diagonal de diseño de la mampostería.
- i) El módulo de elasticidad y de cortante de diseño de la mampostería.
- j) Los detalles del refuerzo mediante figuras y/o notas, que incluyan colocación, anclaje, traslape, dobleces.
- k) Detalles de intersecciones entre muros y anclajes de elementos de fachada.
- l) Tolerancias de construcción.
- m) Si aplica, el tipo y frecuencia de muestreo de mortero y mampostería, como se indica en el inciso 10.2.2.

## 9.2 Construcción de mampostería de piedras artificiales

### 9.2.1 Materiales

#### 9.2.1.1 Piezas

Las fórmulas y procedimientos de cálculo especificados en estas Normas son aplicables en muros contruidos con un mismo tipo de pieza. Si se combinan tipos de pieza, de arcilla, concreto o piedras naturales, se deberá deducir el comportamiento de los muros a partir de ensayos a escala natural.

Se deberá cumplir con los siguientes requisitos:

- a) Condición de las piezas. Las piezas empleadas deberán estar limpias y sin rajaduras.
- b) Humedecimiento de las piezas. Todas las piezas de arcilla deberán saturarse al menos 2 h antes de su colocación. Las piezas a base de cemento deberán estar secas al colocarse. Se aceptará un rociado leve de las superficies sobre las que se colocará el mortero.
- c) Orientación de piezas huecas. Las piezas huecas se deberán colocar de modo que sus celdas y perforaciones sean ortogonales a la cara de apoyo (inciso 2.1.1.2).
- d) Modulación de los bloques. Los bloques contarán con longitud modular de 400 mm, y altura modular de 200 mm, o mayores, en módulos de 100 mm, donde ambas dimensiones incluyen la junta de mortero.

#### 9.2.1.2 Morteros

Deberán cumplir con lo siguiente:

- a) Mezclado del mortero. Se acepta el mezclado en seco de los sólidos hasta alcanzar un color homogéneo de la mezcla, la cual sólo se podrá usar en un lapso de 24 h. Los materiales se mezclarán en un recipiente no absorbente, prefiriéndose un mezclado mecánico. El tiempo de mezclado, una vez que el agua se agrega, no debe ser menor que 4 min, ni del necesario para alcanzar 120 revoluciones. La consistencia del mortero se ajustará tratando de que alcance la mínima fluidez compatible con una fácil colocación.
- b) Remezclado. Si el mortero empieza a endurecerse, podrá remezclarse hasta que vuelva a tomar la consistencia deseada agregándole un poco de agua si es necesario. Sólo se aceptará un remezclado.
- c) Los morteros a base de cemento portland ordinario deberán usarse dentro del lapso de 2.5 h a partir del mezclado inicial.
- d) Revenimiento de morteros y concretos de relleno. Se deberán proporcionar de modo que alcancen el revenimiento señalado en los planos de construcción. Se deberán satisfacer los revenimientos y las tolerancias del inciso 2.5.4.



### 9.2.1.3 Concretos

Los concretos para el colado de elementos de refuerzo, internos o externos al muro, tendrán la cantidad de agua que asegure una consistencia líquida sin segregación de los materiales constituyentes. Se aceptará el uso de aditivos que mejoren la trabajabilidad. El tamaño máximo del agregado será de 10 mm.

## 9.2.2 Procedimientos de construcción

### 9.2.2.1 Juntas de mortero

El mortero en las juntas cubrirá totalmente las caras horizontales y verticales de la pieza. Su espesor,  $h_j$ , será el mínimo que permita una capa uniforme de mortero y la alineación de las piezas. Si se usan piezas de fabricación mecanizada, el espesor de las juntas horizontales no excederá de 12 mm si se coloca refuerzo horizontal en las juntas, ni de 10 mm sin refuerzo horizontal. Si se usan piezas de fabricación artesanal, el espesor de las juntas no excederá de 15 mm. El espesor mínimo será de 6 mm.

### 9.2.2.2 Aparejo

Las fórmulas y procedimientos de cálculo especificados en estas Normas son aplicables sólo si las piezas se colocan en forma cuatrapeada (figura 9.2.1); para otros tipos de aparejo, el comportamiento de los muros deberá deducirse de ensayos a escala natural.

### 9.2.2.3 Unión vertical de la mampostería con castillos externos

La unión vertical de la mampostería con los castillos externos deberá detallarse para transmitir las fuerzas de corte. Se aceptará que la mampostería se deje dentada o bien, que se coloquen conectores metálicos o refuerzo horizontal. El colado del castillo se hará una vez construido el muro o la parte de él que corresponda.

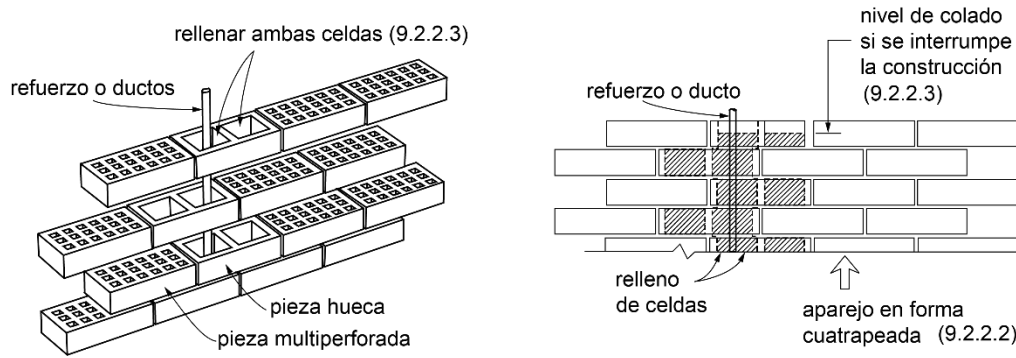
### 9.2.2.4 Mortero de relleno y concreto de relleno

Los huecos deberán estar libres de materiales extraños y de mortero de la junta. En castillos y huecos internos se colocará el mortero de relleno o concreto de relleno de manera que se obtenga un llenado completo de los huecos. Se admite la compactación del mortero y concreto, sin hacer vibrar excesivamente el refuerzo. El colado de elementos interiores verticales se efectuará en tramos no mayores que:

- a) 500 mm, si el área de la celda es de hasta 8000 mm<sup>2</sup>; o
- b) 1.5 m, si el área de la celda es mayor que 8000 mm<sup>2</sup>.

Si por razones constructivas se interrumpiera la construcción del muro en ese día, el concreto o mortero de relleno deberá alcanzar hasta la mitad de la altura de la pieza de la última hilada (figura 9.2.1).

En muros con piezas huecas y multiperforadas sólo se rellenarán las celdas de las primeras (figura 9.2.1) y los huecos de las piezas multiperforadas, deberán rellenarse de acuerdo con el inciso 10.1.2.m



**Figura 9.2.1 Relleno de piezas**

#### 9.2.2.5 Refuerzo

El refuerzo se colocará de manera que se asegure que se mantenga fijo durante el colado. El recubrimiento, separación y traslapes mínimos, así como el refuerzo horizontal colocado en las juntas, serán los que se especifican en la sección 3.3. No se admitirá traslape de barras de refuerzo colocadas en juntas horizontales, ni traslape de mallas de alambre soldado en una sección vertical del muro, ni de refuerzo vertical en muros de mampostería reforzada interiormente en la altura calculada de la articulación plástica por flexión.

No se permite doblar el refuerzo una vez iniciada la colocación del mortero o concreto.

#### 9.2.2.6 Tuberías y ductos

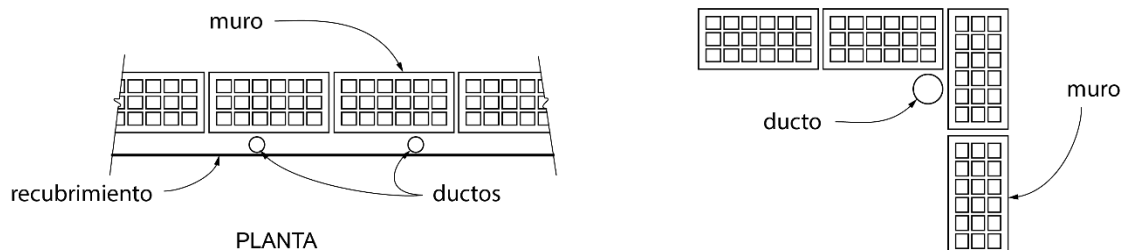
El Director Responsable de Obra o en su caso el Corresponsable en Instalaciones deberá verificar que las instalaciones hidráulicas, sanitarias y eléctricas no interfieren con las dadas ni los castillos, ya sean internos o externos, o en su caso, con el refuerzo interior en los muros.

Para garantizar el cumplimiento del inciso 9.2.2.8, en el caso de muros confinados construidos con piezas multiperforadas se deberá indicar en los planos estructurales la localización de piezas “doble hueco” para alojar tuberías y/o ductos.

No se permite colocar tuberías y ductos en castillos que tengan función estructural, sean externos o internos, o en celdas reforzadas verticalmente como las dispuestas en los Capítulos 5 y 6, respectivamente.

*La inclusión de ductos en castillos reduce significativamente el área de la sección y dificulta el colado del de los castillos. Lo anterior se traduce en un deterioro del confinamiento de los muros.*

Las instalaciones eléctricas e hidrosanitarias se deberán colocar sin dañar los muros, de modo que la resistencia a flexocompresión y cortante se preserve.

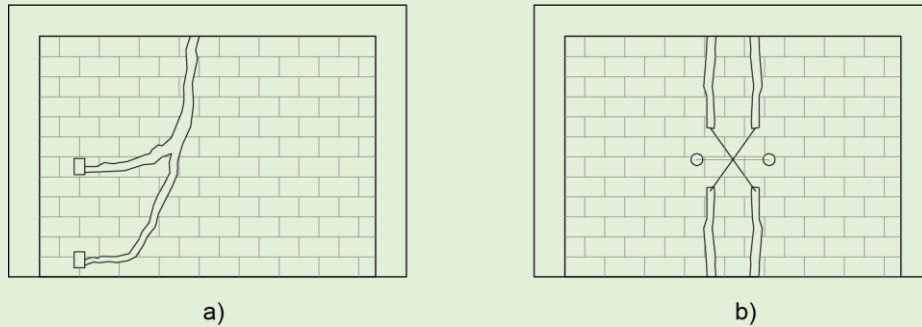


### **Figura 9.2.2 Ejemplos de ductos fuera del muro**

Las instalaciones hidrosanitarias y eléctricas dentro del muro, deberán satisfacer los incisos 9.2.2.7, 9.2.2.8 y 9.2.2.9. Si no pueden satisfacerse estos incisos, las instalaciones se deberán colocar fuera del muro o en un muro adosado que no tendrá fines estructurales (figura 9.2.2).

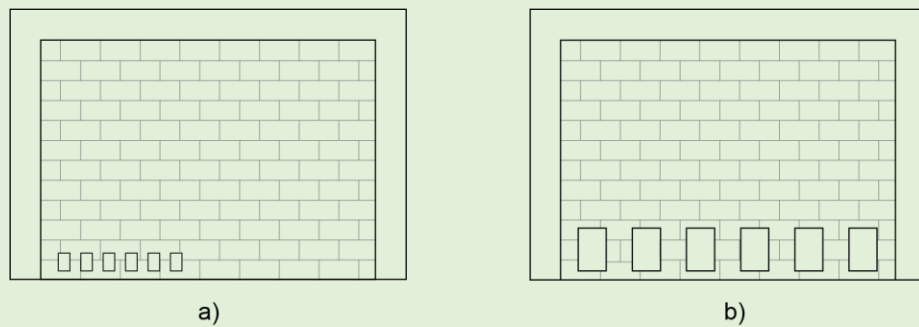
*Es muy importante que las instalaciones, tanto eléctricas como hidrosanitarias, no reduzcan la resistencia y capacidad de deformación de los muros supuesta en el diseño. Para evitarlo, en el diseño, deberá contemplarse la ubicación de instalaciones tales como cisternas, tanques de almacenamiento de agua, cárcamos de bombeo, subestaciones eléctricas, así como la trayectoria de todos los ductos. Debe hacerse una conciliación plena entre los distintos proyectos: arquitectónico, estructural, eléctrico, hidrosanitario, etc.*

*No es adecuado que el proyecto estructural se desarrolle independientemente del de instalaciones, lo que normalmente se hace, y que posteriormente las trayectorias de las tuberías sean resueltas en obra, sin ninguna planeación, haciendo indiscriminadamente ranuras en los muros. Este problema se ilustra en la figura C9.1:*



*Figura C9.1 Ranuras inapropiadas en muros. a) Instalación de ductos eléctricos en habitaciones e b) hidrosanitarias en baños*

*Otro problema importante es la instalación de cajas grandes para la concentración de las instalaciones eléctricas, empotradas en los muros, que no fueron consideradas en el diseño. Esto ocurre generalmente en algunos muros de los niveles inferiores, por ejemplo, en planta baja (Figura C9.2).*



*Figura C9.2 Cajas para instalaciones eléctricas: a) cajas de contactos, b) cajas de concentraciones eléctricas*

*El hecho de hacer ranuras o perforar los muros de mampostería para alojar ductos o cajas eléctricas puede abatir su resistencia y rigidez, lo que, a su vez, puede producir efectos de torsión y el incremento del periodo de la estructura. El incremento del periodo puede aumentar las acciones sísmicas, ya que las estructuras tienen usualmente un periodo corto que se encuentra en la rama ascendente del espectro de respuesta.*

*En ninguna circunstancia se podrán colocar tubos, para la conducción de aguas pluviales o sanitarias, de diámetros considerables, por ejemplo, de tres cuartas partes del espesor del muro o mayores, interrumpiendo el muro por medio de castillos, a menos que este considerado en el proyecto estructural. De no haber sido*

considerado, este procedimiento altera, de manera importante, la resistencia y rigidez del muro y por ende de la estructura. Este problema se repite frecuentemente en todos los muros coincidentes de los niveles inferiores dado que el tubo debe llegar al drenaje.

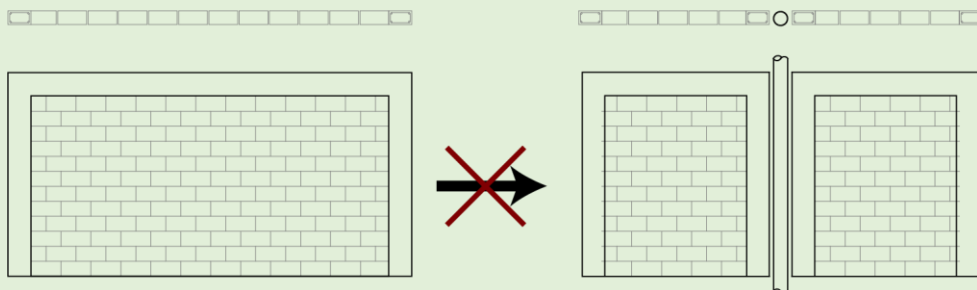


Figura C9.3 División de muros en obra para acomodar tubería, no considerada en el proyecto estructural.

Los ductos pueden adosarse al muro colocándoles un recubrimiento, por ejemplo, en cocinas, o bien para ductos de drenaje de aguas pluviales o negras (figura 9.2.2)

#### 9.2.2.7 Tuberías y ductos en piezas macizas (sin huecos)

Se permitirá ranurar el muro para alojar tuberías o ductos siempre que:

a) la profundidad de la ranura no exceda de la cuarta parte del espesor de la mampostería del muro ( $t/4$ ) (figura 9.2.3);

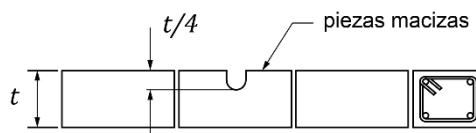


Figura 9.2.3 Profundidad de ranuras

b) el recorrido sea vertical;

c) el recorrido no sea mayor que la mitad de la altura libre del muro ( $H/2$ ); y

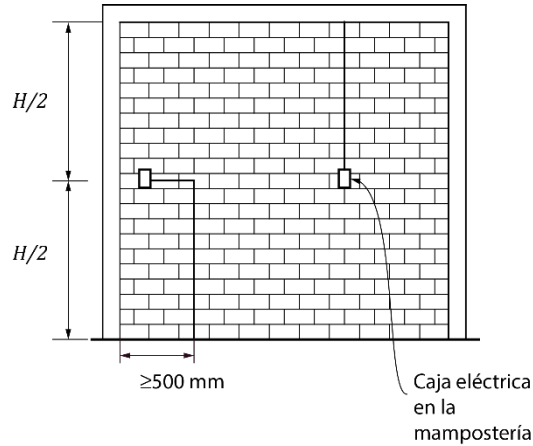
d) la ranura se separe del castillo por lo menos 500 mm (figura 9.2.4).

e) Las aberturas realizadas en muros para alojar instalaciones eléctricas deberán cumplir con lo especificado en el inciso 5.1.3.

Esta especificación tiene como objetivo el no disminuir la capacidad ni la rigidez del muro. Se hace notar que cuando las piezas son de arena cemento y estas son muy resistentes ( $f'_p > 100 \text{ kg/cm}^2$ ) es difícil hacer la ranura sin que se genere el despostillamiento de la pieza, por lo que se recomienda se haga una prueba previamente.

Es recomendable rellenar el espacio entre el ducto y la pieza con mortero de alta resistencia o mortero de alta resistencia de baja contracción ('grout') y colocar una malla para reforzar la superficie del muro, recibir el aplanado y evitar que aparezcan fisuras. En caso de que se requieran varios ductos se pueden sustituir las piezas macizas por piezas doble hueco con resistencia similar y de material igual, barro o arena cemento, para alojar los ductos de instalaciones, cuyo diámetro no deberá exceder de  $\frac{1}{4}$  del ancho de la celda (9.2.2.8). En las piezas doble hueco donde se coloquen instalaciones sus huecos deberán ser rellenados con mortero cuyo objetivo es igualar la capacidad a la maciza (figura 9.2.1). De acuerdo con pruebas de laboratorio se ha observado que el incremento

*en la resistencia y rigidez de piezas huecas rellenas de mortero se asemejan a los muros con piezas macizas del mismo material.*



**Figura 9.2.4 Ranuras en muros**

#### 9.2.2.8 Tuberías y ductos en piezas multiperforadas

No se permite ranurar el muro para alojar ductos o tuberías. Estos se deberán instalar en el interior de celdas de piezas huecas rellenas de mortero o concreto.

El diámetro del ducto no deberá ser mayor que una cuarta parte del ancho de la celda de la pieza.

*En piezas multiperforadas, ya sean de barro o de arena-cemento, no se permite el hacer ranuras debido a que se altera el comportamiento mecánico de las piezas. Para alojar las instalaciones en muros de piezas multiperforadas se deberán colocar en piezas doble hueco y rellenar el espacio, entre el ducto y la pieza, con mortero. La limitación en el diámetro de la tubería y posterior relleno de mortero tiene la finalidad de garantizar que no se deteriore la resistencia del muro.*

#### 9.2.2.9 Tuberías en muros reforzados interiormente

En muros con piezas huecas no se podrán alojar tubos o ductos en celdas con refuerzo. Las celdas con tubos y ductos deberán ser rellenas con concreto o mortero de relleno (inciso 2.5.4).

#### 9.2.2.10 Construcción de muros

En la construcción de muros, además de los requisitos de las secciones anteriores, se cumplirán los siguientes:

- La dimensión de la sección transversal de un muro que cumpla alguna función estructural o que sea de fachada no será menor que 100 mm, en estructuras del Tipo I, ni que 120 mm en estructuras del Tipo II.
- Todos los muros que se toquen o crucen deberán anclarse o ligarse entre sí (incisos 5.1.1, 6.1.2.2 y 6.1.5), salvo que se tomen precauciones que garanticen su estabilidad y buen funcionamiento.
- Las superficies de las juntas de construcción deberán estar limpias y rugosas. Se deberán humedecer en caso de usar piezas de arcilla.

d) Los muros de fachada que reciban recubrimiento de materiales pétreos naturales o artificiales deberán llevar elementos suficientes de liga y anclaje para soportar dichos recubrimientos.

e) Durante la construcción de todo muro se tomarán las precauciones necesarias para garantizar su estabilidad en el proceso de la obra, tomando en cuenta posibles empujes horizontales, incluso viento y sismo.

f) En muros reforzados con mallas de alambre soldado y recubrimiento de mortero, la superficie deberá estar saturada y libre de materiales que afecten la adherencia del mortero.

#### 9.2.2.11 Tolerancias

a) En ningún punto, el eje de un muro que tenga función estructural distará más de 20 mm del indicado en los planos.

b) El desplomo de un muro no será mayor que 0.004 veces su altura ni 15 mm.

#### 9.2.2.12 Muros no estructurales

Los muros divisorios no estructurales deberán indicarse en planos y detallarse de modo de garantizar su estabilidad lateral y que no contribuyan a la rigidez lateral ni a resistir fuerzas verticales o laterales (figura 7.2.1).

#### 9.2.2.13 Acabados de muros

En los pasillos y escaleras que formen parte de la ruta de evacuación por emergencia de una edificación, la fijación de los acabados deberá detallarse y construirse para evitar su desprendimiento y el bloqueo de la circulación.

### 9.3 Construcción de mampostería de piedras naturales

#### 9.3.1 Piedras

Las piedras que se emplean deberán estar limpias y sin rajaduras. No se emplearán piedras que presentan forma de laja. Las piedras se mojarán antes de usarlas.

#### 9.3.2 Mortero

El mortero se elaborará con la cantidad de agua mínima necesaria para obtener una pasta manejable. Para el mezclado y remezclado se respetarán los requisitos del inciso 9.2.1.2.

#### 9.3.3 Procedimiento constructivo

La mampostería se desplantará sobre una plantilla de mortero o concreto que permita obtener una superficie plana. En las primeras hiladas se colocarán las piedras de mayores dimensiones y las mejores caras de las piedras se aprovecharán para los paramentos. Cuando las piedras sean de origen sedimentario se colocarán de manera que los lechos de estratificación queden normales a la dirección de las compresiones. Las piedras deberán humedecerse antes de colocarlas y se acomodarán de manera de llenar lo mejor posible el hueco formado por las otras piedras. Los vacíos se rellenarán completamente con piedra chica y mortero. Deberán usarse piedras a tizón (que cubran el espesor del muro), que ocuparán por lo menos una quinta parte del área del paramento y estarán distribuidas en forma regular. No deberán existir planos definidos

de falla transversales al elemento. Se respetarán, además los requisitos del inciso 9.2.2.10 que sean aplicables.

## 9.4 Construcción de cimentaciones

Las cimentaciones se ejecutarán según lo especificado en el Capítulo 7 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones. Si la cimentación es de concreto, se cumplirá con lo indicado en el Capítulo 7 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto. Si la cimentación es de mampostería de piedras naturales se seguirá lo señalado en el inciso 9.3.3 de estas Normas.

# 10 INSPECCIÓN Y CONTROL DE OBRA

## 10.1 Inspección

El Director Responsable de Obra deberá supervisar el cumplimiento de las disposiciones constructivas señaladas en este Capítulo.

### 10.1.1 Antes de la construcción de muros de mampostería

Se deberá verificar que la cimentación se haya construido con las tolerancias señaladas en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, si la cimentación es de concreto, y con las especificaciones de la sección 8.4 de estas Normas, si la cimentación es de mampostería.

Se revisará que el refuerzo longitudinal de castillos, o el vertical de muros, esté anclado y en la posición señalada en los planos estructurales. Se hará énfasis en que se cumpla con los incisos 3.3.6 y 3.3.7.

### 10.1.2 Durante la construcción

En especial, se revisará que:

- a) Las piezas sean del tipo y tengan la calidad especificados en los planos de construcción.
- b) Las piezas de arcilla estén sumergidas en agua al menos 2 h antes de su colocación.
- c) Las piezas de concreto estén secas y que se rocíen con agua justo antes de su colocación.
- d) Las piezas estén libres de polvo, grasa, aceite o cualquier otra sustancia o elemento que reduzca la adherencia o dificulte su colocación.
- e) Las barras de refuerzo sean del tipo, diámetro y grado indicado en los planos de construcción.
- f) El aparejo sea cuatrapeado.
- g) Los bordes verticales de muros confinados con castillos externos estén dentados o que cuenten con conectores o refuerzo horizontal.
- h) El refuerzo longitudinal de castillos o el interior del muro esté libre de polvo, grasa o cualquier otra sustancia que afecte la adherencia, y que su posición de diseño esté asegurada durante el colado.
- i) El refuerzo horizontal sea continuo en el muro, sin traslapes, y anclado en los extremos con ganchos a 90 grados colocados en el plano del muro.

- j) El mortero no se fabrique en contacto con el suelo o sin control de la dosificación.
- k) El relleno de los huecos verticales en piezas huecas de hasta cuatro celdas se realice a la altura máxima especificada en los planos.
- l) Las juntas verticales y horizontales estén totalmente rellenas de mortero.
- m) Si se usan tabiques multiperforados, que el mortero penetre en las perforaciones la distancia indicada en los planos, pero no menos de 10 mm.
- n) El espesor de las juntas no exceda el valor indicado en los planos de construcción.
- o) El desplomo del muro no exceda  $0.004H$  ni 15 mm.
- p) En castillos internos, el concreto o mortero de relleno haya penetrado completamente, sin dejar huecos.
- q) En muros hechos con tabique multiperforado y piezas huecas (estas últimas para alojar instalaciones o castillos internos), la pieza hueca esté llena con concreto o mortero de relleno.
- r) En muros reforzados con malla soldada de alambre, los conectores de anclaje estén firmemente instalados en la mampostería y concreto, con la separación señalada en los planos de construcción.
- s) Los muros transversales de carga que lleguen a tope estén conectados con el muro ortogonal.
- t) Las aberturas en muros, si así lo señalan los planos, estén reforzadas o confinadas en sus bordes.
- u) Los pretilas cuenten con castillos y dalas o refuerzo interior.

## 10.2 Control de obra

### 10.2.1 Alcance

Las disposiciones de control de obra son aplicables a cada edificación y a cada empresa constructora que participe en la obra. No será necesario aplicar estas disposiciones en estructuras Tipo I.

### 10.2.2 Muestreo y ensayos

#### 10.2.2.1 Mortero para pegar piezas

Se tomarán como mínimo seis muestras por cada lote de 3000 m<sup>2</sup> o fracción de muro construido. En casos de edificios que no formen parte de conjuntos, al menos dos muestras serán de la planta baja en edificaciones de hasta tres niveles, y de la planta baja y primer entresque en edificios de más niveles.

Las muestras se tomarán durante la construcción del lote indicado. Cada muestra estará compuesta de tres probetas cúbicas. La elaboración, curado, ensayo y determinación de la resistencia de las probetas se hará según lo especificado en la norma NMX-C-061-ONNCCE. Las muestras se ensayarán a los 28 días. Los ensayos se realizarán en laboratorios acreditados por la entidad de acreditación reconocida en los términos de la Ley Federal sobre Metrología y Normalización.

#### 10.2.2.2 Mortero de relleno y concreto de relleno

Se tomarán como mínimo tres muestras por cada lote de 3000 m<sup>2</sup> o fracción de muro construido. En casos de edificios que no formen parte de conjuntos, al menos una muestra será de la planta baja en edificaciones de hasta tres niveles, y de la planta baja y primer entresque en edificios de más niveles.



Para el control de la resistencia del mortero en obra, se utilizará la resistencia media conforme a lo indicado en las normas NMX-C-486-ONNCCE.

Para el control en obra de las propiedades del mortero en estado fresco tales como porcentaje de retención de agua, fluidez y revenimiento se aplicará lo indicado en las normas NMX-C-486-ONNCCE.

Las muestras se tomarán durante la construcción del lote indicado. Cada muestra estará compuesta de tres probetas cúbicas en el caso de morteros, y de tres cilindros en el caso de concretos de relleno. La elaboración, curado, ensaye y determinación de la resistencia de las probetas de mortero se hará según lo especificado en la norma NMX-C-061-ONNCCE. La elaboración, curado y ensaye de cilindros de concreto de relleno se hará de acuerdo con las normas NMX-C-159 y NMX-C-083-ONNCCE. Las muestras se ensayarán a los 28 días. Los ensayos se realizarán en laboratorios acreditados por la entidad de acreditación reconocida en los términos de la Ley Federal sobre Metrología y Normalización.

#### 10.2.2.3 Mampostería

Se tomarán como mínimo tres muestras por cada lote de 3000 m<sup>2</sup> o fracción de muro construido con cada tipo de pieza. En casos de edificios que no formen parte de conjuntos, al menos una muestra será de la planta baja en edificios de hasta tres niveles, y de la planta baja y primer entrespacio si el edificio tiene más niveles. Las muestras se tomarán durante la construcción del lote indicado. Las probetas se elaborarán con los materiales, mortero y piezas, usados en la construcción del lote. Cada muestra estará compuesta por una pila y un murete. Se aceptará elaborar las probetas en laboratorio usando las piezas, la mezcla en seco del mortero y la cantidad de agua empleada en la construcción del lote. La elaboración, curado, transporte, ensaye y determinación de las resistencias de las probetas se hará según lo indicado en las normas NMX-C-464-ONNCCE. Las muestras se ensayarán a los 28 días. Los ensayos se realizarán en laboratorios acreditados por la entidad de acreditación reconocida en los términos de la Ley Federal sobre Metrología y Normalización.

#### 10.2.2.4 Penetración del mortero en piezas multiperforadas

Se aceptará la aplicación de cualquiera de los procedimientos siguientes:

- a) Penetración del mortero. Se determinará la penetración del mortero retirando una pieza multiperforada en un muro de planta baja si el edificio tiene hasta tres niveles, o de planta baja y primer entrespacio si el edificio tiene más niveles.
- b) Consumo de mortero. Se controlará el consumo de mortero que penetra en las perforaciones de las piezas, adicional al colocado en las juntas horizontal y vertical, en todos los muros de planta baja, si el edificio tiene hasta tres niveles, o de planta baja y primer entrespacio si el edificio tiene más niveles.

### 10.2.3 Criterio de aceptación

#### 10.2.3.1 De morteros y mampostería

El criterio de aceptación se basa en que la resistencia de diseño, especificada en los planos de construcción, sea alcanzada por lo menos por el 98 por ciento de las probetas. Es decir, se deberá cumplir que

$$z' \geq \frac{\bar{z}}{1 + 2.5c_z} \quad (10.2.1)$$

donde:

- $z'$  resistencia de diseño de interés ( $f_j'$  del mortero o del mortero o concreto de relleno,  $f_m'$  y  $v_m'$  de la mampostería);
- $\bar{z}$  resistencias medias de las muestras obtenidas según el inciso 10.2.2; y
- $c_z$  coeficiente de variación de la resistencia de interés de las muestras, que en ningún caso será menor que 0.20 para la resistencia a compresión de los morteros o de los concretos de relleno y que lo indicado en las secciones 2.8.1.1 y 2.8.2.1 para pilas y muretes, respectivamente.

#### 10.2.3.2 De la penetración del mortero en piezas multiperforadas

Si se opta por el apartado 10.2.2.4.a, la penetración media del mortero, tanto en la junta superior como en la inferior de la pieza, será de 10 mm, a menos que los planos de construcción especifiquen otros valores mínimos.

Se aceptará si, aplicando el inciso 10.2.2.4.b, el consumo de mortero varía entre 0.8 y 1.2 veces el consumo indicado en los planos de construcción.

### 10.3 Inspección y control de obra de edificaciones en rehabilitación

Se debe cumplir con lo señalado en las secciones 10.1 y 10.2. Adicionalmente, será necesario respaldar con muestreo y pruebas de laboratorio las características de los materiales utilizados en la rehabilitación, incluyendo las de aquellos productos comerciales que las especifiquen al momento de su compra.

Se deberá verificar la correcta aplicación de las soluciones de proyecto, así como la capacidad, sea resistente o de deformación, de elementos o componentes, tales como los conectores.

La medición de las características dinámicas de una estructura proporciona información útil para juzgar la efectividad de la rehabilitación, cuando ésta incluye refuerzo, adición o retiro de elementos estructurales.

## 11 EVALUACIÓN Y REHABILITACIÓN

---

*Los métodos, sistemas, procesos requeridos en este capítulo de las Normas se discuten con más detalle en el capítulo 10 de SMIE (2019).*

### 11.1 Evaluación

#### 11.1.1 Necesidad de evaluación

Se deberá evaluar la seguridad estructural de una edificación cuando se tengan indicios de que ha sufrido algún daño, presente problemas de servicio o de durabilidad, vaya a sufrir alguna modificación, cambie su uso, o bien, cuando se requiera verificar el cumplimiento del nivel de seguridad establecido en el Título Sexto del Reglamento de Construcciones para el D. F..

*El término evaluación se define como la revisión e investigación técnica de la configuración de la estructura existente, tipos de elementos y materiales de construcción, condición y deficiencias, así como cualquier característica relevante al análisis y diseño estructural. Es indispensable incluir en la evaluación los elementos contruidos con otros materiales distintos de la mampostería (SMIE, 2019).*

### 11.1.2 Proceso de evaluación

El proceso de evaluación deberá incluir:

- a) Investigación y documentación de la estructura, incluyendo daños causados por sismos u otras acciones.
- b) Si es aplicable, clasificación del daño en cada elemento de la edificación (estructural y no estructural) según su severidad y modo de comportamiento.
- c) Si aplica, estudio de los efectos del daño en los elementos estructurales en el desempeño futuro de la edificación.
- d) Determinación de la necesidad de rehabilitar.

*Para que una rehabilitación sea exitosa, es fundamental entender el comportamiento probable de la estructura bajo evaluación. Ello implica tener la mayor y mejor cantidad de información posible, entender el daño y su impacto en la estructura en general, además de conocer las nuevas condiciones de acciones y cargas para las que se debe revisar la seguridad estructural.*

### 11.1.3 Investigación y documentación de la edificación y de las acciones que la dañaron

#### 11.1.3.1 Información básica

Se deberá recolectar información básica de la edificación y de las acciones que la dañaron; en particular se deberá:

- a) Recopilar memorias, especificaciones, planos arquitectónicos y estructurales, así como informes y dictámenes disponibles.
- b) Inspeccionar la edificación, así como reconocer su edad y calidad de la construcción.
- c) Estudiar el reglamento y normas de construcción en vigor a la fecha de diseño y construcción de la estructura.
- d) Determinar las propiedades de los materiales y del suelo.
- e) Definir el alcance y magnitud de los daños.
- f) Tener entrevistas con los propietarios, ocupantes, así como con los constructores y diseñadores originales.
- g) Obtener información sobre las acciones que originaron el daño, tal como su magnitud, duración, dirección, espectros de respuesta u otros aspectos relevantes.

Al menos, se debe realizar una inspección en sitio con el fin de identificar el sistema estructural, su configuración y condición. Si es necesario, se deben retirar los recubrimientos y demás elementos que obstruyan la revisión visual.

*Con objeto de alcanzar un nivel de confianza adecuado sobre las condiciones del edificio y su probable comportamiento, es crucial recabar toda la documentación e información disponible sobre su diseño, construcción, conservación, modificaciones, rehabilitaciones, entre otros. El nivel de detalle de la información recabada es determinante para definir el esfuerzo necesario para entender el comportamiento del edificio existente.*

### 11.1.3.2 Determinación de las propiedades de los materiales

La determinación de las propiedades de los materiales podrá efectuarse mediante procedimientos no destructivos o destructivos, siempre que por estos últimos no se deteriore la capacidad de los elementos estructurales. En caso de que se tengan daños en la cimentación o modificaciones en la estructura que incidan en ella, será necesario verificar las características del subsuelo mediante un estudio geotécnico.

*En caso de elementos de concreto, es deseable obtener corazones. En Mendoza (1991) se recomiendan el nivel de muestreo y número mínimo de pruebas. En el caso de mampostería, las propiedades pueden obtenerse de folletos de los fabricantes y/o de las normas en vigor. De no poderse suponer con un nivel de confianza adecuado, se recomienda obtenerlas de pilas y muretes de los muros de la edificación. La confiabilidad de estas pruebas depende de la calidad del procedimiento de obtención de las probetas. Las técnicas de evaluación y ensayos en el sitio de estructuras de mampostería se pueden consultar en SMIE (2019).*

### 11.1.4 Clasificación del daño en los elementos de la edificación

#### 11.1.4.1 Modo de comportamiento

Atendiendo al modo de comportamiento de los elementos estructurales y no estructurales, se deberá clasificar el tipo y magnitud 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 los distintos elementos mecánicos que actúen en él.

*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.*

#### 11.1.4.2 Magnitud de daño

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

- a) Insignificante, que no afecta de manera relevante la capacidad estructural (resistente y de deformación). La reparación será de tipo superficial.
- b) Ligero, cuando afecta ligeramente la capacidad estructural. Se requieren medidas de reparación sencillas para la mayor parte de elementos y de modos de comportamiento.
- c) Moderado, cuando afecta medianamente la capacidad estructural. La rehabilitación de los elementos dañados depende del tipo de elemento y modo de comportamiento.
- d) Severo, cuando el daño afecta significativamente la capacidad estructural. La rehabilitación implica una intervención amplia, con reemplazo o refuerzo de algunos elementos.
- e) Muy grave, cuando el daño ha deteriorado a la estructura al punto que su desempeño no es confiable. Abarca el colapso total o parcial. La rehabilitación involucra el reemplazo o refuerzo de la mayoría de los elementos, o incluso la demolición total o parcial.

*Las Normas han adoptado cinco niveles para clasificar la magnitud del daño. Este número permite distinguir con más detalle los daños cercanos al entorno de los daños intermedios (o moderados). Es recomendable aplicar esta clasificación en la evaluación post-sísmica de edificios.*

### 11.1.5 Evaluación del impacto de elementos dañados en el comportamiento de la edificación

#### 11.1.5.1 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 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.*

#### 11.1.5.2 Edificación 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.

#### 11.1.5.3 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.

*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 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% de la original, y una rigidez de un tercio de la original.*

#### 11.1.5.4 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 estas Normas o de otras Normas Técnicas Complementarias. 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.

*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.*

### 11.1.5.5 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 y el uso al que se destine.

*Se recomienda prestar atención a los cambios de rigidez que pueda sufrir la estructura, ya que de ellos depende la distribución de elementos mecánicos obtenidos 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.*

### 11.1.6 Determinación de la necesidad de rehabilitación

#### 11.1.6.1 Daño ligero

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.

#### 11.1.6.2 Daño mayor

Si se concluye que no cumple con el Reglamento, se presentan daños estructurales moderados o de mayor nivel, 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.

*La comparación de la resistencia de entrepiso con el cortante actuante, ofrece 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.*

## 11.2 Evaluación de mampostería no reforzada

### 11.2.1 Alcance

Esta sección aplica para muros de mampostería simple de piezas artificiales. Adicionalmente, se considerarán como muros no reforzados aquéllos que, aun contando con algún tipo de refuerzo interior o confinamiento con castillos y dalas, no tengan el refuerzo necesario para ser incluidos en alguna de las categorías descritas en los Capítulos 5 y 6.

Para el diseño de estructuras nuevas, no podrá utilizarse mampostería simple; los requisitos de esta sección se utilizarán solamente para la revisión de estructuras existentes.

No se considerará como muros estructurales a aquellos elementos con espesor,  $t$ , menor que 100 mm.

Para la revisión de esta modalidad de mampostería se usará el factor de comportamiento sísmico prescrito en las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo.

*En la versión 2017 de las Normas, se eliminó el capítulo sobre mampostería no reforzada ni confinada de la versión 2004. En la versión 2017 sólo se permite el diseño y construcción de edificaciones de mampostería que cumplan con las modalidades de muros diafragma, mampostería confinada y mampostería, con refuerzo interior (capítulos 4 a 6, respectivamente). La sección 11.2 es aplicable a la evaluación del comportamiento de estructuras de mampostería simple o que no cumplen con los requisitos para mampostería confinada y reforzada interiormente.*

### 11.2.2 Fuerzas y momentos para revisión

Las fuerzas y momentos se obtendrán a partir de los análisis indicados en los incisos 3.2.2, 3.2.3 y 3.2.4, 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.

La revisión ante cargas verticales se realizará conforme a lo establecido en el inciso 3.2.2.

### 11.2.3 Resistencia a compresión

La carga vertical resistente  $P_R$  de un muro de mampostería simple sin daño, se calculará como:

$$P_R = F_R F_E f'_m A_T \quad (11.2.1)$$

donde:

$F_E$  se obtendrá de acuerdo con el inciso 3.2.2.; y  
 $F_R$  se tomará igual a 0.3.

#### 11.2.4 Resistencia a flexocompresión

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 según el inciso 3.1.4.2.

#### 11.2.5 Resistencia a cargas laterales

La fuerza cortante resistente,  $V_{mR}$ , de un muro de mampostería simple sin daño, se determinará como sigue:

$$V_{mR} = F_R(0.5v'_m A_T + 0.3P) \leq 1.5F_R v'_m A_T \quad (11.2.2)$$

donde:

$F_R$  se tomará igual a 0.4 (inciso 3.1.4.3); y  
 $P$  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  $V_{mR} = 0$ .

*Los factores de resistencia para revisar estructuras de mampostería simple, no confinada o no reforzada interiormente son bajos ya que consideran el modo de falla 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.*

### 11.3 Rehabilitación

#### 11.3.1 Apuntalamiento, rehabilitación temporal y demolición

##### 11.3.1.1 Control del acceso

Si se detectan daños en la estructura que puedan poner en peligro su estabilidad, deberá controlarse el acceso a la misma y proceder a su rehabilitación temporal en tanto se termina la evaluación. En aquellos casos en que los daños hagan inminente el derrumbe total o parcial, con riesgo para las construcciones o vías de comunicación vecinas, será necesario proceder a la demolición urgente de la estructura o de la zona que representa riesgo.

##### 11.3.1.2 Rehabilitación temporal

Cuando el nivel de daños observados en una edificación así lo requiera, será necesario rehabilitar temporalmente, o apuntalar, de modo que se proporcione la rigidez y resistencia provisionales necesarias para la seguridad de los trabajadores que laboren en el inmueble, así como de los vecinos y peatones en las zonas adyacentes. La rehabilitación temporal será igualmente necesaria cuando se efectúen modificaciones a una estructura que impliquen la disminución transitoria de la rigidez o capacidad resistente de algún elemento estructural.



### 11.3.1.3 Seguridad durante la rehabilitación

Las obras de rehabilitación temporal, o apuntalamiento, deberán ser suficientes para garantizar la estabilidad de la estructura. Antes de iniciar las obras de rehabilitación, deberá demostrarse que el edificio cuenta con la capacidad de soportar simultáneamente las acciones verticales estimadas (cargas muerta y viva) y 30 por ciento de las accidentales obtenidas de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo con las acciones permanentes previstas durante la ejecución de las obras. Para alcanzar dicha capacidad será necesario, en los casos que se requiera, recurrir a la rigidización temporal de algunas partes de la estructura.

*Es frecuente que las estructuras sujetas a evaluación y durante el diseño de la rehabilitación, si es el caso, requieran que el acceso sea restringido, sean apuntaladas y que algunos de sus elementos se rehabiliten temporalmente para dar suficiente seguridad. La ausencia de apuntalamiento y refuerzos temporalmente puede conducir al incremento de daños que, incluso, puedan comprometer la estabilidad de la edificación.*

### 11.3.2 Conexión entre elementos existentes y materiales o elementos nuevos

Las conexiones entre elementos existentes y los materiales o elementos nuevos se deben 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).

*La rehabilitación de una estructura mediante la adición de nuevos materiales o elementos se sustenta en lograr un comportamiento monolítico entre los materiales nuevos y los existentes, de modo que las deformaciones impuestas sean consistentes entre ambos tipos de materiales. Se ha demostrado en ensayos de laboratorio que basta con lograr una rugosidad de al menos 6 mm (de cresta a valle) en el concreto existente y que la superficie esté libre de recubrimientos, polvo y grasa, para lograr un comportamiento monolítico con el nuevo concreto. Sólo es necesario saturar la superficie con agua antes del colado, sin que se requieran usar aditivos (Bass et al. 1989)*

*Si se requiere emplear conectores metálicos, se recomienda usar fijadores mecánicos cuando las cargas inducidas por el sismo sean bajas (ACI 355 3R, 2011); en caso contrario, los conectores adhesivos son preferibles (Collins, 1989). Para asegurar un buen comportamiento, es indispensable que el barreno se limpie de polvo mediante un cepillo de cerdas rígidas y aspiración desde el fondo del barreno. No es recomendable retirar el polvo del barreno con aire comprimido. Se puede usar agua para la limpieza si se asegura la compatibilidad con la resina. Una vez que se mezclan los componentes de la resina hasta alcanzar su uniformidad, se coloca desde el fondo del barreno. Se recomienda que el conector se instale de modo que gire ligeramente conforme se inserta el conector en el barreno (SMIE, 2019).*

*Los pernos instalados con cargas explosivas de potencia controlada han dado muy buenos resultados en virtud de su capacidad resistente y el elevado rendimiento de instalación (SMIE, 2019).*

*Si se conectan elementos de acero (placas o canales) al concreto o mampostería, además de seguir las recomendaciones para conectores, para mejorar la rigidez y resistencia de la conexión, es conveniente aplicar resina en la cara del elemento de acero en contacto con el concreto o mampostería, así como llenar el espacio anular que queda entre el perno y el agujero en el acero (Weiner, 1985). También es conveniente usar rondanas de presión para incrementar la rigidez de la conexión (Jiménez, 1992).*

### 11.3.3 Reparación de elementos

#### 11.3.3.1 Alcance

Cuando se requiera recuperar la capacidad original de un elemento será necesaria su reparación o restauración. Aquellos elementos dañados que adicionalmente serán reforzados deberán ser reparados antes.

Conviene hacer notar que el éxito de una reparación, por ejemplo de inyección de grietas depende, entre otros factores, de la magnitud del daño y de la calidad de la ejecución. Por tanto, se debe considerar en el análisis y en la evaluación, el nivel de restitución de la capacidad estructural que sea factible alcanzar para el modo de comportamiento, magnitud de daño y calidad de ejecución de la edificación.

*La reparación de un elemento estructural depende, entre otros, de la calidad de mano de obra. Se recomienda que el Director Responsable de Obra y, en su caso, el Corresponsable en Seguridad Estructural consideren este factor en el diseño, construcción y supervisión de la rehabilitación. Es más relevante si se usan materiales, técnicas y sistemas poco comunes.*

#### 11.3.3.2 Reemplazo de piezas, mortero, barras y concreto dañados

En elementos con daño severo y muy grave, puede ser necesario sustituir a los materiales dañados por materiales nuevos, previo apuntalamiento del elemento por reparar. Se deberá promover una buena adherencia entre los materiales existentes y los nuevos, así como pequeños 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, de la calidad de su ejecución. Se debe tener presente que la inserción de piezas o concreto con propiedades muy distintas de las originales, puede desencadenar concentraciones de esfuerzos que dañen la estructura (SMIE, 2019).*

#### 11.3.3.3 Reparación de grietas

##### a) Inyección de fluidos.

Se podrá recurrir a la inyección de resinas o fluidos a base de polímeros o cementos hidráulicos. No se admitirán inyecciones por el método de vacío.

Los fluidos a base de cementos hidráulicos (lechadas) deberán dosificarse de modo de asegurar que fluyan a través de grietas y vacíos, pero sin aumentar la segregación, sangrado y contracción plástica.

La viscosidad y tipo de la resina epóxica se determinarán en función del ancho de las grietas por obturar y de la absorción de las piezas.

Cuando las grietas tengan un ancho significativo (del orden de 5 mm), se podrán rellenar mediante pedazos de piezas, denominadas rajuelas. Las rajuelas deben acuñarse debidamente y deben pegarse con mortero tipo I.

En todos los casos, se debe retirar el acabado del muro cuando menos en los 300 mm adyacentes a la grieta.

*La inyección de fluidos es aplicable en muros de piezas sólidas, con bajo número de grietas que, además, estén bien definidas (SMIE, 2019). Para el caso de muros con refuerzo horizontal que exhiben una cantidad amplia de grietas de anchura pequeña, la inyección de grietas sería difícil y costosa.*

*La calidad de la inyección de resinas es función de la viscosidad, y ésta se selecciona según la anchura de la grieta. A mayor anchura, mayor viscosidad. La anchura mínima recomendable para llenar grietas a presión es 0.05 mm. Para la correcta inyección, se debe limpiar la grieta, de preferencia sin usar agua. Posteriormente se sellan las grietas y se colocan boquillas de inyección, separadas al menos una vez el espesor del muro. La inyección se hace de abajo hacia arriba a lo largo de la grieta. Una vez que la resina sale por la boquilla inmediata superior, se cierra la boquilla y se procede con la siguiente. En SMIE (2019) se incluyen recomendaciones para la inyección de morteros epóxicos y de cemento. Se recomienda evaluar la calidad de la inyección mediante la técnica de transmisión de pulso.*

#### b) Inserción de piezas metálicas

Se aceptará insertar placas, grapas, pernos u otros elementos metálicos que crucen las grietas. Los elementos metálicos deberán anclarse en la mampostería o en el concreto de modo que puedan desarrollar la fuerza de diseño. Los refuerzos deben dejarse cubiertos de mortero impermeable para protegerlos del intemperismo. Si esta técnica se aplica para reparar daño debido a sismo, se deberán tomar precauciones para evitar el pandeo de las grapas durante los ciclos de desplazamiento.

Se podrá insertar barras metálicas en perforaciones previamente realizadas en la mampostería y que se adhieren a ella mediante lechada que ha sido inyectada en los huecos. La perforación deberá realizarse con equipo que no dañe la mampostería. Las barras podrán ser presforzadas.

#### c) Aplanado sobre malla

Las grietas se podrán reparar por medio de bandas hechas de malla de alambre soldado, conectadas a la mampostería y recubiertas con un aplanado de mortero de algunos centímetros de espesor. Las bandas de malla se deberán anclar a la mampostería de modo que puedan alcanzar la fuerza de diseño.

*Las mallas pueden ser de alambre en forma de hexágonos (malla de gallinero), de material desplegado o de alambre soldado. Normalmente se fijan a la mampostería directamente mediante fijadores mecánicos (clavos) o colocados mediante cargas explosivas de potencia controlada.*

#### 11.3.3.4 Reparación de daños debidos a corrosión

Se deberá retirar el concreto o la mampostería agrietada y exponer totalmente las barras de refuerzo corroídas y sanas que estén dentro de la zona afectada. Para asegurar la adherencia entre los materiales nuevos, las barras de refuerzo y el concreto o mampostería viejos, se deberán limpiar las barras y las superficies del material existente. Si las barras corroídas han perdido más de un 25 por ciento de su sección transversal, se deben reemplazar o bien colocar barras suplementarias ancladas adecuadamente. El concreto o mampostería nueva que se coloque deberá tener una menor permeabilidad que la de los materiales existentes. Se deberá considerar la conveniencia de proteger de la corrosión al refuerzo expuesto a través de medidas activas o pasivas.

*La exposición de la mampostería y del concreto a ambientes agresivos favorece la penetración del ion cloruro, con los consecuentes efectos negativos por la corrosión del acero de refuerzo que se expresa por el agrietamiento y desprendimiento del concreto. Este deterioro puede afectar de manera sensible la capacidad estructural, en particular si se reduce la sección transversal del acero de refuerzo a causa de corrosión. Una vez reparada la zona dañada, es recomendable diseñar e implantar una estrategia para proteger a la estructura en su conjunto de la corrosión, como es mediante el uso de ánodos de sacrificio, por ejemplo.*

## 11.3.4 Refuerzo

### 11.3.4.1 Generalidades

Cuando se requiera modificar las capacidades resistente o de deformación de un elemento estructural, será necesario recurrir a su refuerzo. El refuerzo de un elemento suele producir cambios en su rigidez que deberán tomarse en cuenta en el análisis estructural. Se debe revisar que la modificación de los elementos sujetos a refuerzo no produzca que los elementos no intervenidos alcancen, prematuramente, estados límite de servicio o de falla, que puedan conducir a comportamientos desfavorables y no estables. El análisis estructural podrá efectuarse suponiendo el comportamiento monolítico del elemento original y su refuerzo, si el diseño y ejecución de las conexiones entre los materiales así lo aseguran.

*La rehabilitación de una estructura implica corregir, según el orden jerárquico identificado en la evaluación estructural, las principales deficiencias a fin de lograr un mejor comportamiento. Estas correcciones normalmente involucran aumentos de resistencia, deformación inelástica y rigidez. En otros casos, pueden requerir la flexibilización de la estructura (mediante el retiro o separación de elementos de la estructura) e incluso el debilitamiento de algunos elementos con respecto a otros. Para el diseño de la rehabilitación, es aconsejable que el modelo numérico reproduzca la interacción entre la estructura existente y los nuevos elementos, en particular reconociendo las deformaciones aplicadas en la estructura existente. En todo caso, la rehabilitación de un elemento no debería causar un comportamiento inadecuado o no deseable en otros, de modo que afecten el modo de comportamiento de la estructura en su conjunto.*

### 11.3.4.2 Encamisado de elementos de concreto y de mampostería

Los elementos de concreto y de mampostería se pueden rehabilitar colocando mallas metálicas o plásticas recubiertas con mortero o bien, encamisando a los elementos con ferrocemento o con materiales plásticos adheridos con resinas.

En el diseño, detallado y construcción de encamisados con mortero o ferrocemento se aplicará lo indicado en los incisos 3.3.6.5, 5.4.4 o 5.4.5.3 y en el Capítulo 8.

Cuando el refuerzo de un elemento estructural se realice mediante encamisado con elementos hechos con fibras de materiales plásticos, deberá prepararse la superficie del elemento para que sea lisa y se deben retirar los recubrimientos que afecten la adherencia de los materiales plásticos y las resinas. Las aristas de los elementos deben redondearse para evitar la rotura de las fibras. Se debe garantizar la compatibilidad entre las resinas y fibras usadas. Se deberán recubrir con un material protector aquellos elementos que estén expuestos directamente a la radiación solar y que en su encamisado se hayan usado resinas degradables con los rayos ultravioleta.

*El encamisado de elementos de concreto y, especialmente, de muros de mampostería, con mallas metálicas recubiertas de mortero o concreto es la técnica de rehabilitación (más específicamente, de reforzamiento) más confiable, eficiente y económica. Se puede aplicar para cualquier condición de daño en los muros. Su eficiencia radica en cuatro factores principales (SMIE, 2019). El primero se refiere a la cuantía del refuerzo de la malla de alambre soldado que debe ser suficiente para resistir las fuerzas inducidas por el sismo. La resistencia se calcula como la suma de las contribuciones de la mampostería y la del encamisado. De la primera, se puede considerar que la contribución de la mampostería a la resistencia es igual a la calculada para daño nulo a moderado. Para mayores niveles de daño, se puede suponer que la contribución de la mampostería es 80% de la calculada (SMIE, 2019). La contribución de la malla a la resistencia es función de la cuantía de refuerzo horizontal de la malla y de un factor de eficiencia,  $\eta$ , que considera implícitamente la distribución no uniforme de esfuerzos en la malla, la*

calidad del anclaje y la resistencia del mortero o concreto. El factor  $\beta$  es mayor para muros robustos y muros con cuantías bajas de refuerzo.

El segundo factor es la calidad de la fijación de la malla. Se necesita que la fuerza cortante en el muro se transmita a la malla mediante los conectores que fijan a la malla a la mampostería. Los fijadores debieran tener la resistencia y rigidez suficientes para que las mallas alcancen deformaciones plásticas. Los fijadores que usan carga explosiva con potencia controlada han demostrado un excelente comportamiento. Los resultados experimentales sugieren que el uso de clavos no es recomendable y que el uso de separadores de la malla con respecto a la mampostería no es conveniente. La fijación de mallas con alambres colocados a través del muro en barrenos es un proceso laborioso y lento.

El tercer factor es la resistencia y rigidez del recubrimiento de mortero o concreto. Estos dependen, a su vez, de que se dosifiquen y coloquen de conformidad con estas Normas y las Normas Mexicanas aplicables. En el caso del mortero, conviene prestar atención a la granulometría de la arena, de modo de evitar exceso de finos que aumentan la contracción por secado. Si se usa concreto lanzado, es deseable tomar precauciones para disminuir el rebote y la mala compactación del concreto. Es conveniente evaluar el uso de humos de sílice, fibras de polipropileno u otra adición para reducir las contracciones y aumentar la densidad de morteros y concretos del encamisado.

La continuidad del encamisado en los extremos de los muros y en muros transversales es el cuarto factor esencial para lograr integridad estructural. El requisito de colocar la malla alrededor de castillos es para promover un mecanismo resistente y dúctil cuando el agrietamiento inclinado del muro penetre en los extremos superior e inferior de los castillos. Asimismo, se requiere que la malla del encamisado sea continua en los muros transversales de modo de desarrollar un campo resistente de tensión igualmente continuo.

Si se requiere aumentar la capacidad de flexión, la malla se continuaría y fijaría a la cimentación.

El encamisado de muros empleando mallas y bandas plásticas ofrece la ventaja de la elevada relación resistencia/peso, rigidez/peso y durabilidad en comparación del acero. Para su adecuado desempeño, se requiere que las resinas sean consistentes con el tipo de fibra y que su colocación se haga por personal entrenado para asegurar la correcta adhesión a la superficie, así como una distribución uniforme de carga entre las fibras.

#### 11.3.4.3 Adición de elementos confinantes de concreto reforzado

Se pueden construir en aquellas edificaciones que no tengan castillos o dalas, o bien cuando los castillos o dalas no cumplan con los requisitos señalados en las secciones 3.3 y 5.1. En el diseño, detallado y construcción de los nuevos castillos y dalas se deberá seguir lo indicado en las secciones 3.3, 5.1 y el Capítulo 8. Se deberá anclar el refuerzo longitudinal de manera que alcance su esfuerzo de fluencia especificado.

Los castillos y dalas permiten conectar entre sí los muros y los sistemas de piso y techo, de modo de promover la integridad estructural. Asimismo, su contribución al confinamiento de muros ante cargas laterales les permite a los muros resistir mayores cargas (hasta en un 30 a 40 por ciento superiores a las de agrietamiento) y alcanzar mayores deformaciones inelásticas. Su eficacia depende de lograr un trabajo monolítico con la mampostería, mediante llaves de cortante en la mampostería y el empleo de concretos con buena trabajabilidad.

#### 11.3.4.4 Adición o retiro de muros

Será necesario adicionar o retirar muros cuando se requiera corregir irregularidades o defectos en la estructuración, reforzar la edificación en su conjunto o efectuar una modificación del proyecto original. En el diseño deberá cuidarse que la rigidez de los nuevos elementos sea compatible con la de la estructura original si se desea un trabajo conjunto. Requiere especial atención, el diseño de las conexiones entre los

nuevos elementos y la estructura original. Asimismo, deberá revisarse la transmisión de las cargas a la cimentación, lo que frecuentemente puede llevar también a la necesidad de modificarla.

Si se colocan muros diafragma de mampostería se deberá cumplir con lo señalado en el Capítulo 4.

*Cuando se añaden muros, es aconsejable que se considere, en el análisis estructural, las condiciones deformadas de los elementos existentes y la consecuente interacción y contribución a la rigidez y resistencia laterales de los nuevos muros.*

*Si se colocan muros diafragma, es deseable que sean confinados en sus lados verticales y arriba, de modo que los castillos y dala queden conectados al marco. Se aconseja que los elementos confinantes se conecten mediante anclas colocadas al marco antes del armado. Estas anclas se instalan como los conectores descritos en 11.3.2. Normalmente se colocan perpendicularmente a la superficie de colado; sin embargo, se pueden instalar de manera oblicua a ese plano, logrando una conexión más resistente y rígida.*

### 11.3.5 Construcción, supervisión y control de calidad

Los trabajos de rehabilitación deberán satisfacer las disposiciones del Capítulo 9. La inspección y control de calidad deben cumplir con lo señalado en el Capítulo 10.

*La idoneidad del comportamiento de un elemento rehabilitado, y de la estructura en general, es dependiente de la calidad de la construcción, la supervisión y el aseguramiento de la calidad de materiales durante la rehabilitación. Es recomendable que el Director Responsable de Obra y, en su caso, el Corresponsable en Seguridad Estructural, diseñen con el constructor y contratistas especializados, e incluso con la participación del propietario del inmueble, una estrategia que asegure que se cumpla con lo especificado en los planos y memorias de cálculo. Esta estrategia debiera incluir los procedimientos para modificar en obra algunos requisitos por restricciones geométricas, presencia de refuerzo, entre otros, que no se hayan previsto en gabinete.*

## A CRITERIO DE ACEPTACIÓN DE SISTEMAS CONSTRUCTIVOS A BASE DE MAMPOSTERÍA DISEÑADOS POR SISMO

---

### A.1 Definiciones

#### *Distorsión*

Rotación del eje vertical del muro bajo carga lateral, con respecto a la vertical. Se puede obtener dividiendo el desplazamiento lateral aplicado a nivel de losa, y medido a la mitad de la longitud del muro, entre la altura del entrepiso.

#### *Ductilidad*

Cociente entre la distorsión a la resistencia del espécimen y la distorsión a la fluencia del modelo elastoplástico equivalente.

#### *Especimen*

Estructura probada en el laboratorio que representa el arreglo común del refuerzo y condiciones de borde.

#### *Resistencia*

Máxima capacidad de carga en un ciclo o para una distorsión determinada. Puede ser medida o calculada.

### Rigidez de ciclo

Pendiente de la secante que une los puntos de máxima distorsión, en sentidos positivo y negativo, para un mismo ciclo.

## A.2 Notación

$H$	altura no restringida del muro, mm (cm)
$n$	número de niveles
$Q$	factor de comportamiento sísmico
$R$	resistencia lateral de diseño calculada del espécimen con un factor de resistencia unitario, N (kg)
$R_a$	resistencia lateral aproximada del espécimen, N (kg)
$R_{máx}$	resistencia (carga lateral máxima) del espécimen medida en laboratorio, N (kg)
$R_y$	resistencia de fluencia del modelo elastoplástico equivalente, kN (kg)
$R_{\gamma max}$	resistencia experimental obtenida de la envolvente a la distorsión máxima admisible dividida entre 2, kN (kg)
$\Delta$	desplazamiento lateral aplicado en la parte superior del espécimen y medido a la mitad de la longitud del muro, mm (cm)
$\gamma_{max}$	Distorsión límite de entrepiso
$\theta$	distorsión
$\theta_{max}$	distorsión a la resistencia del espécimen, medida experimentalmente.
$\theta_y$	distorsión a la fluencia del modelo elastoplástico equivalente
$\theta_u$	distorsión a la falla experimental o última, cuando la resistencia del muro es $0.8R_{max}$
$\lambda$	factor de sobrerresistencia de las conexiones.

## A.3 Alcance

En este apéndice se establece el criterio de aceptación de sistemas constructivos a base de muros de mampostería que sean diseñados para resistir las fuerzas inducidas por los sismos. La aceptación se apoya en evidencia experimental de su desempeño, así como en análisis matemáticos.

El comportamiento del sistema constructivo evaluado deberá ser, al menos, igual al exhibido por la mampostería diseñada y construida según las modalidades de estas Normas, y hecha con piezas macizas o huecas.

Se deberá establecer, mediante las pruebas de laboratorio de los especímenes, la resistencia a carga lateral, la capacidad de desplazamiento lateral, la ductilidad y la rigidez lateral.

El espécimen de prueba deberá mantener su integridad estructural y su capacidad de carga vertical a una distorsión al menos igual a  $\gamma_{max}/2$ .

## A.4 Criterio de diseño de los especímenes

Antes de realizar las pruebas, se deberá contar con un proceso de diseño, en cuyo desarrollo se hayan incluido el comportamiento no lineal de los materiales, el efecto de conexiones y refuerzo, así como la influencia de las cargas cíclicas reversibles. Si el desarrollo del proceso requiere de pruebas preliminares, éstas no serán parte de las pruebas para aceptación objeto del Apéndice.

Los especímenes se diseñarán con este proceso de diseño. Se determinará la resistencia lateral calculada,  $R$ , a partir de las propiedades geométricas especificadas, de los esfuerzos de fluencia especificados del acero, de las resistencias de la mampostería especificadas y concreto (si aplica), de un análisis de compatibilidad de deformación y usando un factor de resistencia unitario.

Se diseñarán los especímenes de manera tal que la resistencia lateral asociada a la falla de la conexión más débil sea  $\lambda$  veces la resistencia lateral aproximada del espécimen,  $R_a$ . El término conexión se refiere, por ejemplo, a la unión entre muros transversales u oblicuos, a la unión del espécimen con la cimentación y con sistemas de piso o techo, y a la unión entre elementos que proporcionan resistencia, rigidez o confinamiento, como es el caso de castillos en la mampostería confinada. El valor mínimo del factor de sobrerresistencia de las conexiones,  $\lambda$ , será 1.3.

La resistencia lateral aproximada del espécimen,  $R_a$ , se calculará usando el proceso de diseño del sistema, a partir de las propiedades geométricas y mecánicas reales (medidas), con un factor de resistencia unitario, incluyendo, si aplica, los efectos de endurecimiento por deformación del acero.

### A.5 Especímenes de pruebas

Se probará, al menos, un espécimen para cada configuración característica del refuerzo, o condiciones de borde.

Los especímenes se diseñarán y construirán a una escala que permita reproducir fielmente los fenómenos de transmisión de carga, en particular en las conexiones y bordes. La menor escala permitida será un medio.

Se deberán reproducir las condiciones de borde (restricciones a giros o desplazamientos) de la configuración estudiada.

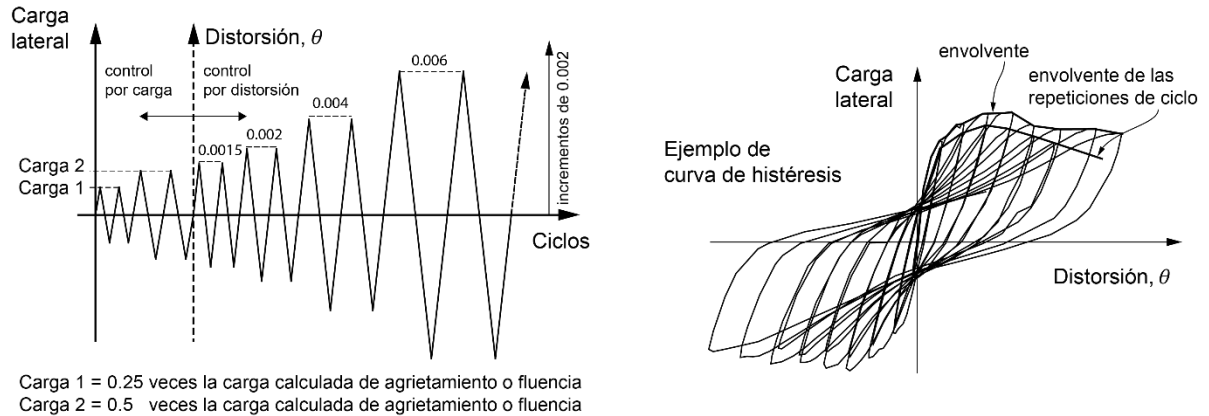
### A.6 Laboratorio

Las pruebas se llevarán a cabo en un laboratorio de reconocido prestigio y que cuente con equipos calibrados. El programa experimental y los análisis de datos deberán ser revisados por el Comité Asesor en Seguridad Estructural del Distrito Federal.

### A.7 Protocolo de ensayo

Los especímenes serán probados bajo la serie de ciclos a deformación controlada de la figura A.1 A.1. Las pruebas se harán bajo una carga vertical constante que represente las acciones permanentes del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal consistentes con el uso que se pretende dar al sistema constructivo, así como con la magnitud (número de niveles). Para cada distorsión se aplicarán dos ciclos. Los dos primeros pares de ciclos se aplicarán controlando por carga, y corresponderán a la cuarta parte y a la mitad de la carga calculada de agrietamiento inclinado del muro o de fluencia del refuerzo vertical. A partir de ahí se aplicarán las distorsiones de la figura A.1 hasta alcanzar la falla o la resistencia se reduzca un 20% respecto a la carga máxima.





**Figura A.1 Historia de carga y curva carga lateral–distorsión**

La fuerza lateral cíclica alternada se aplicará de modo que su distribución sea sensiblemente uniforme a lo largo del muro. Se aceptará que la fuerza lateral se aplique en los extremos superiores opuestos del muro, según el semiciclo que se trate.

Durante los ensayos se llevará, al menos, un registro gráfico que defina la curva carga lateral–distorsión, uno fotográfico del espécimen al término de cada pareja de ciclos a una misma distorsión y uno escrito con la fecha de prueba, nombre del operador y la información de los sucesos relevantes ocurridos durante el ensayo, tales como agrietamientos, desconchamientos, fracturas, ruidos, fugas de aceite, y otros.

## A.8 Informe de pruebas

El informe de las pruebas deberá contener, como mínimo, lo siguiente:

A.8.1 Fecha de la prueba, nombre del laboratorio, operadores y autores, nombre del supervisor (Corresponsable en Seguridad Estructural) y del patrocinador.

A.8.2 Teoría usada para calcular la resistencia (con factor de resistencia unitario) y el valor predicho. Si se espera más de un modo de falla, se deberán incluir las teorías y resistencias asociadas a cada modo de falla.

A.8.3 Detalles de los especímenes ensayados: dimensiones, cuantía y detallado de refuerzo, así como de la construcción. Se deberán incluir figuras claras e ilustrativas.

A.8.4 Propiedades de los materiales, tanto aquéllas especificadas en el diseño, como las medidas mediante probetas en el laboratorio.

A.8.5 Descripción del arreglo para aplicación de la carga, con fotos o figuras.

A.8.6 Tipo, localización y propósito de los sensores usados en la instrumentación. Se deberán incluir, si aplica, las características del sistema de captura de datos. Se presentarán fotos y figuras.

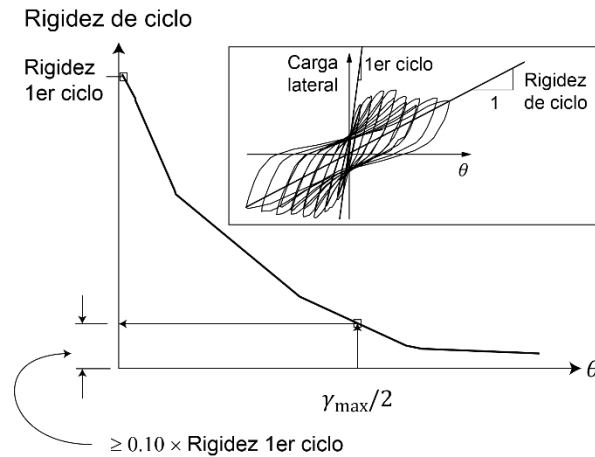
A.8.7 Gráfica de la historia de distorsiones aplicada al espécimen.

A.8.8 Descripción del desempeño observado durante los experimentos, con fotos del espécimen inmediatamente después de algún suceso relevante. Al menos, se incluirán fotos correspondientes al primer

agrietamiento inclinado, a la formación de un patrón estable de agrietamiento, a la distorsión asociada a la resistencia medida, a la distorsión asociada a una caída del 20 por ciento de la resistencia medida y al final de la prueba.

A.8.9 Gráfica de la curva carga lateral–distorsión (figura A.1)

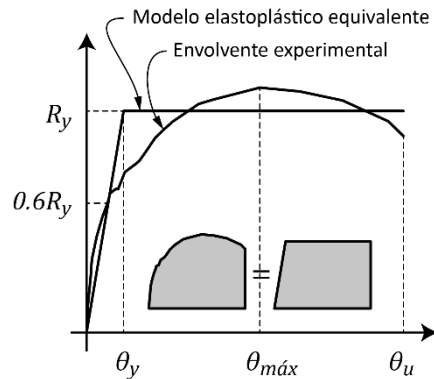
A.8.10 Gráfica de la curva rigidez de ciclo–distorsión (figura A.8.1).



**Figura A.8.1 Degradación de rigidez de ciclo**

A.8.11 El modelo elastoplástico equivalente de la envolvente, en ambas direcciones, de la curva de fuerza cortante contra distorsión, definido por la distorsión a la fluencia  $\theta_y$  y la fuerza lateral de fluencia  $R_y$ . El modelo elastoplástico equivalente se obtiene de manera que se cumpla que:

a) El área bajo la curva del modelo elastoplástico equivalente sea igual al área bajo la curva de la envolvente de la curva fuerza lateral contra distorsión obtenida experimentalmente considerada hasta la distorsión última  $\theta_u$ ; y



**Figura A.8.2 Modelo elastoplástico equivalente**

b) La ordenada de la intersección de la rama ascendente del modelo elastoplástico equivalente con la envolvente experimental sea  $0.6 R_y$  (Figura A.8.2)

### A.9 Criterio de aceptación

Se considerará que el espécimen satisface el criterio de aceptación si se cumplen todos los criterios siguientes en ambos sentidos de comportamiento cíclico:

A.9.1 La resistencia medida,  $R_{m\acute{a}x}$ , es menor que  $\lambda R$  (figura A.9.1), donde  $\lambda$  es el factor de sobrerresistencia para las conexiones descrito en la sección A.4. Lo anterior se comprobará por el hecho de que no falle ninguna conexión de las que se señalan en el inciso A.4.

A.9.2 El espécimen alcanza una resistencia,  $R_{max}$ , igual o superior a la calculada,  $R$ , para una distorsión,  $\theta_{max}$ , mayor o igual a  $\gamma_{max}/2$ , donde  $\gamma_{max}$  es la distorsión límite de entrepiso especificada en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, de acuerdo con el tipo de pieza y a si el muro tiene o no refuerzo horizontal (figura A.9.1).

A.9.3 El cociente

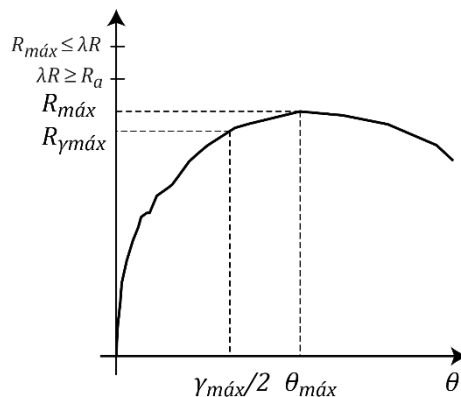
$$\frac{R_{m\acute{a}x}}{R_{\gamma_{max}}} \text{ sea mayor o igual a } \begin{cases} 0.6 & \text{para muros sin refuerzo horizontal} \\ 0.8 & \text{para muros con refuerzo horizontal} \end{cases}$$

donde  $R_{\gamma_{max}}$  es la resistencia que corresponde a una distorsión igual a la distorsión  $\gamma_{max}/2$ ,  $\gamma_{max}$  se define en las Normas Técnicas para el Diseño por Sismo, dependiendo del tipo de pieza y de si el muro tiene refuerzo horizontal o no (figura A.9.1).

A.9.4 La rigidez de ciclo para la distorsión  $\gamma_{max}/2$  no sea menor que 0.1 veces la rigidez de ciclo calculada a partir del primer ciclo aplicado en el experimento (figura A.8.1).

A.9.5 La ductilidad calculada como  $\theta_{max}/\theta_y$  deberá cumplir que

$$\frac{\theta_{max}}{\theta_y} \geq 1 + 4(Q - 1)$$



**Figura A.9.1 Resistencia y resistencia a la distorsión máxima admisible.**

donde  $\theta_{max}$  es la distorsión a la resistencia y  $\theta_y$  es la distorsión a la fluencia del modelo elastoplástico equivalente, como se define en el inciso A.8.11, donde  $Q$  es el valor máximo admisible del factor de

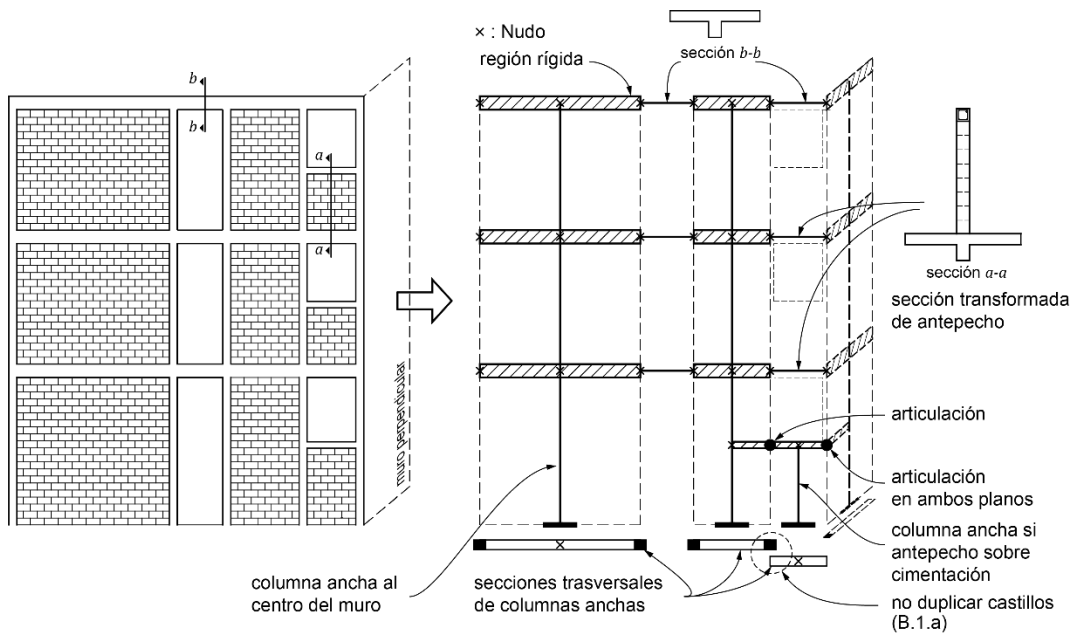
comportamiento sísmico en función del tipo de pieza y de si se incluye refuerzo horizontal, que se indica en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo.

## B Modelación de estructuras de mampostería

### B.1 Modelos con columna ancha

En estructuras de mampostería confinada o reforzada interiormente, los muros y segmentos de muro se pueden modelar como columnas anchas (figura B.1), con momentos de inercia y áreas de cortante iguales a las del muro o segmento de muro de acuerdo con los siguientes apartados:

a) Área transversal. Será el área transversal del muro más el área transformada de los castillos que se estén considerando en la sección del muro. Los castillos



**Figura B.1 Modelo de columna ancha**

deberán incluirse solamente en la sección transversal de un solo muro (no deben duplicarse en el modelo).

b) Área de cortante en la dirección paralela al muro. En forma aproximada, el área de cortante podrá estimarse como el área del muro más el área sin transformar de los castillos.

c) Área de cortante en el sentido transversal. Deberá tomarse como el área transversal de la mampostería más el área transformada de los castillos y todo dividido entre el factor de forma para cortante de la sección transversal (1.2, para secciones rectangulares).

d) Momento de inercia con respecto al eje centroidal transversal de la sección. Se tomará como la suma del momento de inercia de la sección de mampostería y el momento de inercia transformado de los castillos considerados en la sección, respecto al mismo eje.

e) Inercia respecto al eje paralelo al muro. Se tomará como la inercia de la mampostería más la inercia transformada de los castillos.

f) Constante de torsión de Saint Venant. Se tomará como  $Lt^3/3$ .

Por simplicidad, los ejes de las columnas anchas podrán localizarse en el centro del muro o segmento del muro que se modela, siempre que la distancia del centro del muro al centroide de la sección no sea mayor que 15% de la longitud del muro.

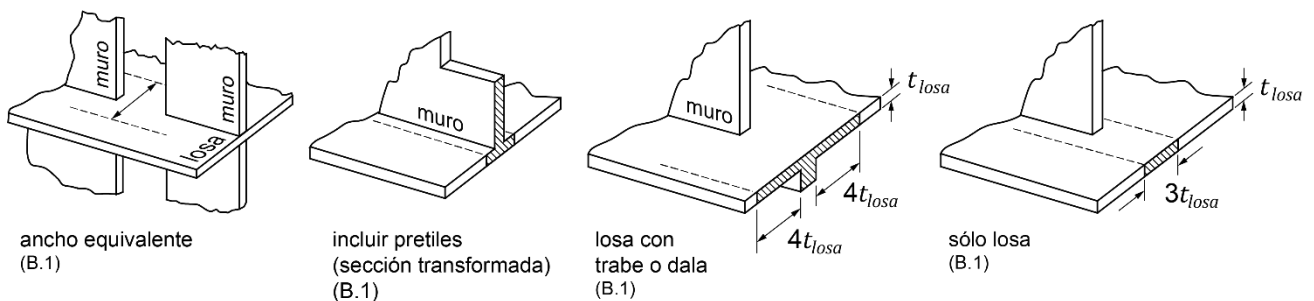
Las columnas anchas estarán acopladas por vigas con extremos rígidos dentro del ancho del muro y con el momento de inercia de la losa con un ancho efectivo, al cual deberá sumarse el momento de inercia de dinteles y pretilos (figura B.2). Los momentos de inercia deberán calcularse, en todos los casos, con respecto a ejes centroidales de la sección que se considere.

Los muros largos, como aquéllos con castillos intermedios, podrán dividirse, para efectos de modelación, en uno o más segmentos, cada uno para modelarse con una columna ancha, siempre que la longitud del muro dividida entre la altura libre del muro sea al menos 1.4 ( $L/H \geq 1.4$ ).

En los análisis, se usarán los módulos de elasticidad y de cortante de la mampostería,  $E_m$  y  $G_m$ , con valores para cargas de corta duración (incisos 2.8.5 y 2.8.6). Los valores deberán reflejar las rigideces axial y de cortante que se esperan obtener de la mampostería en obra. Los valores usados en el análisis deberán indicarse en los planos (sección 9.1).

Para estimar la rigidez a flexión en losas, con o sin pretilos, se considerará un ancho de cuatro veces el espesor de la losa a cada lado de la viga o dala, o de tres veces el espesor de la losa cuando no se tiene viga o dala, o cuando la dala está incluida en el espesor de la losa (figura B.2).

En los análisis a base de marcos planos, para estimar la rigidez a flexión de muros con patines, se considerará un



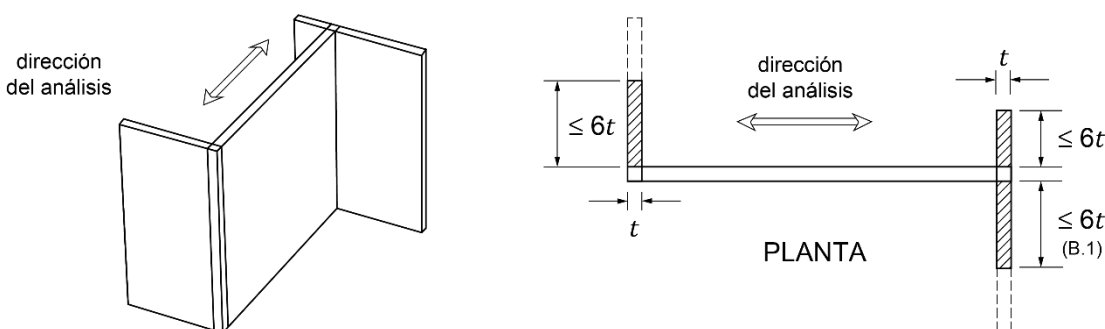
**Figura B.2 Ancho equivalente en losas**

ancho del patín a compresión a cada lado del alma que no exceda de seis veces el espesor del patín (figura B.3).

Para el caso de muros que contengan aberturas, éstos podrán modelarse como columnas anchas equivalentes, solamente si el patrón de aberturas es regular en elevación (figura B.1), en cuyo caso los segmentos del muro se modelarán como columnas anchas y éstas se acoplarán por vigas conforme se establece anteriormente. Si la distribución de aberturas es irregular o compleja en elevación, deberán emplearse métodos más refinados para el modelado de dichos muros. Se admite usar el método de elementos finitos, el método de puntales y tensores u otros procedimientos analíticos similares que permitan modelar adecuadamente la distribución de las aberturas en los muros y su impacto en las rigideces, deformaciones y distribuciones de esfuerzos a lo largo y alto de los muros.

Los muros diafragma se podrán modelar como diagonales equivalentes o como paneles unidos en las esquinas con las vigas y columnas del marco perimetral (ver Capítulo 4).

Si se usan muros de mampostería y de concreto se deberán considerar las diferencias entre las propiedades mecánicas de ambos materiales.



**Figura B.3** Ancho efectivo del patín a compresión en muros para análisis a base de marcos planos

## B.2 Modelos con elementos finitos

### B.2.1 Muros de carga

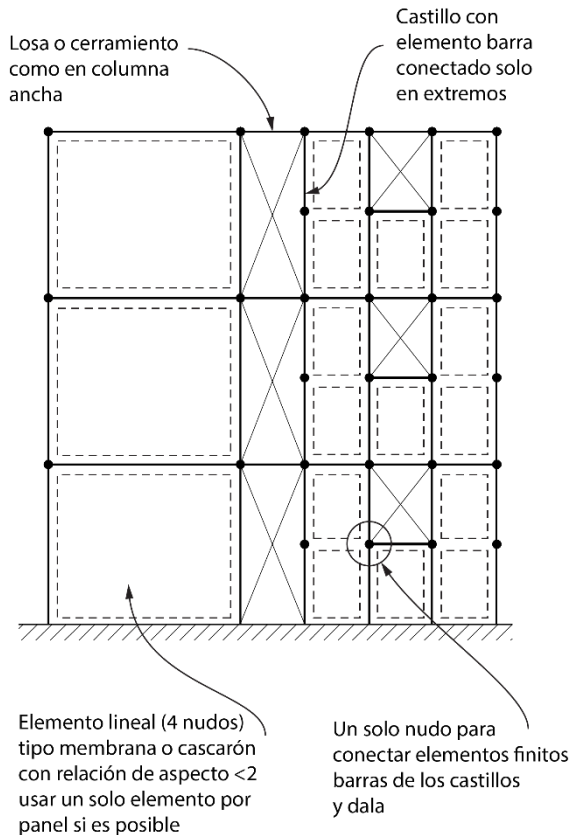
Los muros de mampostería podrán modelarse con elementos finitos lineales (cuatro nudos) tipo membrana (con rigidez sólo en su plano), siempre que la formulación de dichos elementos pueda representar adecuadamente la flexión en el plano del muro, o con elementos lineales tipo cascarón (con rigidez en su plano y fuera del plano). Los elementos tendrán las propiedades mecánicas de la mampostería y un espesor igual al espesor del muro.

Se utilizará un solo elemento por panel, siendo un panel el área de muro delimitada por castillos y dalas, siempre que la relación de aspecto del elemento no sea mayor que 2; en caso contrario se propondrá una malla de elementos que cumplan este requisito.

Los elementos contiguos tanto en el plano del muro como fuera de él deberán ser continuos en los nudos.

Los castillos se modelarán con elementos prismáticos tipo barra localizados en el centroide de la sección transversal del castillo y las propiedades mecánicas del concreto de que están hechos. Los elementos barra deberán ser continuos en los nudos de todos los elementos finitos contiguos (figura B.1).

Será admisible utilizar un modelo más detallado siempre que los castillos estén debidamente representados en el modelo.



**Figura B.1** Modelo de muro con elementos finitos

## C Glosario

Glosario para las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería.

### A

#### 1. Acciones

Todos los fenómenos que inducen en una estructura fuerzas internas, esfuerzos y deformaciones. Generalmente denominadas cargas. El término acciones es más amplio ya que incluye cambios de temperatura, hundimientos, viento, sismo, etc.

**2. Aditivo**

Material, distinto al agua, agregados, material cementante o fibras de refuerzo, usado como un ingrediente en una mezcla cementante para modificar sus propiedades y es agregado al conjunto antes o durante el mezclado.

**3. Aglutinante**

Material que permite pegar un elemento con otro de modo que resulte en un cuerpo compacto; materiales cementantes.

**4. Alambre**

Hilo de metal obtenido por trefilado, con diámetro de 6.35 mm o menor.

**5. Alambrón**

Alambre de acero redondo liso laminado en caliente con diámetros de 5.5 a 6.35 mm.

**6. Albañilería**

Ver “mampostería”. Obra de ladrillo, piedra, cal y arena; sinónimo de mampostería.

**7. Alvéolo**

Cavidad o hueco de los que forma un conjunto, que se deja en el interior de piezas de mampostería.

**8. Aparejo**

Disposición geométrica en que quedan colocadas las piezas de mampostería en el muro. Disposición de los ladrillos y piedras en una construcción.

**9. Aplanado**

Recubrimiento de mortero sobre un elemento de mampostería. Sinónimos de revoque, enlucido y enjarre.

**10. Aplastamiento**

Desmoronamiento local de la piedra, mampostería o concreto debido a esfuerzos de compresión que exceden la resistencia del material a este efecto.

**11. Arcilla**

Material mineral de partículas muy finas compuesto principalmente por agregados de silicatos de aluminio hidratados, el cual posee propiedades plásticas.

**12. Asentamiento**

Deformación vertical que experimenta una estructura por deformaciones del terreno situado bajo la misma.



**B****13. Barra de refuerzo**

Elemento de acero, con sección transversal nominal uniforme, utilizado para reforzar el concreto o la mampostería con diámetro mayor que 6.35 mm.

**14. Bloque**

Pieza de mampostería cuyo largo nominal es 400 mm o mayor, en módulos de 100 mm y cuya altura nominal es de 200 mm, (incluyendo la junta de mortero). Generalmente se fabrica de concreto y puede ser macizo, multiperforado o hueco.

**15. Bovedilla**

Elemento que se apoya entre viguetas, a modo de cimbra perdida, para aligerar el sistema de piso. Puede ser de concreto vibrocomprimido, arcilla, poliestireno u otros materiales.

**C****16. Cabeceo**

Preparación de la superficie de un espécimen con el objetivo de obtener la planicidad requerida para su ensaye.

**17. Cadena**

Ver “dala”.

**18. Canto rodado**

Fragmento de roca de tamaño reducido de superficie alisada y redondeada debido a un desgaste de erosión.

**19. Carga muerta**

Es la carga que actúa en forma permanente sobre la estructura, y que se debe al peso de todos los componentes del edificio.

**20. Carga viva**

Incluye las acciones derivadas del uso del edificio y que pueden variar en forma importante en el tiempo, distinguiéndose así de la carga muerta. Incluye mobiliario, equipo, personas y vehículos.

**21. Castillo**

Elemento estructural vertical, de concreto reforzado, colocado en los bordes del muro y de sus huecos. En muros reforzados se ligan con las dalas para proporcionar confinamiento. Pueden ser internos o externos en relación al muro.

**22. Castillo interno**

Castillo construido en el interior de piezas huecas de un muro.

**23. Castillo externo**

Castillo que se construye por fuera de las piezas del muro. Se requiere de una cimbra para ser colado.

**24. Celda**

Espacio vacío que atraviesa la pieza de mampostería por lo menos en el 95% de su altura con el fin de aligerarla y eventualmente alojar los elementos de refuerzo, tuberías e instalaciones.

**25. Cementante**

Material inorgánico finamente pulverizado que en presencia de agua tiene la propiedad de fraguar y endurecer, y que permite unir o pegar piezas de mampostería de modo que resulte un cuerpo compacto.

**26. Cemento Portland**

Cementante hidráulico compuesto de una mezcla de caliza y arcilla, la cual es parcialmente fundida en horno (kiln) y molida para hacer el cemento.

Aglutinante hidráulico producido por la pulverización de clínker y sulfatos de calcio en algunas de sus formas.

**27. Cimbra**

Molde o estructura provisional, fabricada con madera, metal o plástico, el cual tiene la forma del elemento a construir. Dentro de ella es colada la mezcla de concreto fresco.

**28. Cimentación**

Parte de la estructura que está en contacto con el suelo y sirve para transmitir a éste las cargas generadas por la edificación.

**29. Claro**

Dimensión horizontal entre las caras internas de dos apoyos de una viga o losa.

**30. Colado**

Proceso en el cual una mezcla fresca de concreto, o mortero, es colocada en un molde o cimbra, donde se le deja endurecer (fraguar).

**31. Columna**

Elemento estructural vertical con sección transversal pequeña comparada con su altura. Es un elemento principal de soporte de las cargas de la cubierta y de los pisos intermedios de un edificio. Trabaja principalmente a esfuerzos de flexocompresión.

**32. Comportamiento no lineal**

Cuando la relación entre las deformaciones y la carga aplicada deja de ser proporcional y que genera deformaciones permanentes, lo que equivale a una progresiva pérdida de rigidez y es indicio de algún tipo de daño.

**33. Compresión**

Estado de esfuerzos que produce un acortamiento de las fibras de la sección transversal de un elemento estructural paralelas a su eje. Es el estado de esfuerzos opuesto al de tensión.

**34. Concreto hidráulico**

Mezcla de cemento hidráulico, agregados finos y gruesos y agua. También puede tener aditivos y fibras. Una vez endurecido, tomando la forma del molde, y generalmente reforzado con acero, es capaz de tomar cargas como parte de una estructura.

**35. Continuidad**

Condición de conexión entre dos elementos estructurales en que se impide los movimientos relativos entre ellos.

**36. Contracción plástica**

Reducción del volumen que ocurre cuando el concreto, mortero o pasta cementante, está pasando de su estado plástico (aún no ha fraguado) al estado endurecido.

**37. Contrafuertes**

Elemento estructural vertical o inclinado que tiene la función de proveer estabilidad lateral, absorbiendo los empujes laterales o el coceo de una cubierta. Generalmente es un muro transversal exterior a la construcción principal.

**38. Contratrabe**

Viga de concreto reforzado, construida para reforzar y rigidizar la cimentación.

**39. Corrosión**

Deterioro de un material provocado por reacción química o electroquímica. En el caso de un metal se identifica como oxidación.

**40. Corrugado**

Surcos o resaltos sobre una superficie, normalmente siguiendo un patrón determinado. Se usa en barras, alambres y láminas de acero para refuerzo de concreto.

**41. Cortante**

Un tipo de esfuerzo o deformación que tiende a producir un corrimiento de fibras adyacentes y la consiguiente distorsión de la sección transversal del elemento.

**42. Cuantía de refuerzo**

Relación del área del refuerzo entre el área del concreto o mampostería en cualquier sección de un elemento.

### 43. Cuatrapeado

Aparejo en el que se colocan los elementos de manera alternada; i.e. colocación de las piezas con sus extremos verticales alternados respecto a la hilada inferior.

## D

### 44. Dala

Elemento horizontal de concreto reforzado, colocada sobre el muro (dala de cerramiento), debajo de él (dala de desplante) o alrededor de huecos. En muros se conecta a los castillos para proporcionar confinamiento.

### 45. Deformación

Cambio en la forma o en las dimensiones debido a los esfuerzos a que está sometido el elemento estructural.

### 46. Dentado

Corte en forma de diente o cuña en las piezas del borde vertical de un muro de mampostería para realizar la unión con el castillo. Como alternativa en piezas industrializadas, se deja sobresaliendo una de cada dos hiladas para formar un dentado rectangular en el borde que llevará el castillo.

### 47. Desplomo

Desviación con respecto a la vertical de un elemento, normalmente se refiere a un muro o a una columna.

### 48. Diafragma

Elemento estructural diseñado para soportar esfuerzos cortantes paralelos a su plano. Placa, muro u otra estructura rígida en su plano, que evita la distorsión de un piso o marco.

### 49. Dintel

Elemento de soporte horizontal ubicado sobre aberturas de muros, como puertas o ventanas.

### 50. Distorsión de entrepiso

Rotación del eje vertical del entrepiso. Se puede obtener dividiendo el desplazamiento lateral relativo a nivel de losas, entre la altura del entrepiso.

### 51. Dosificación

Pesado, o medición volumétrica, de los ingredientes para introducir a la mezcla de concreto o mortero según el proporcionamiento estipulado.

## E

### 52. Elemento estructural

Unidad básica constitutiva de una estructura, capaz de soportar y transmitir las cargas a sus apoyos u otros elementos a los que está conectada (arco, viga, columna, bóveda, losa, etc.).

**53. Empotramiento**

Apoyo rígido de un elemento estructural de modo que impide la rotación y el desplazamiento en el extremo del elemento.

**54. Encamisado**

Técnica para aumentar la resistencia de un elemento estructural, la cual consiste en colocar componentes de refuerzo, como mallas metálicas o fibras de polímeros, alrededor de las caras exteriores de los elementos estructurales.

**55. Escalerilla**

Refuerzo de acero, formado por dos alambres de acero paralelos, los cuales se unen entre sí por medio de elementos de acero transversales electro-soldados entre sí. Se prohíben para fines de resistencia lateral en muros.

**56. Escarpio**

Cara lateral inclinada de una cimentación o muro de piedra.

**57. Esfuerzo**

Fuerza por unidad de área. Los esfuerzos normales a la superficie son de compresión y de tensión y los paralelos a ella son esfuerzos cortantes.

**58. Estable (estabilidad)**

Condición de equilibrio que no es alterada por pequeños cambios en el estado de esfuerzos y deformaciones.

**59. Estribo**

Barras o alambres de refuerzo con forma cerrada colocadas perpendicularmente, al sentido longitudinal de un elemento de concreto con el objetivo de resistir fuerza cortante y confinar el núcleo del elemento.

**F****60. Factor de carga**

Factor de seguridad parcial mayor que la unidad que se aplica a las cargas calculadas para cubrir la incertidumbre que se tiene para su determinación.

**61. Factor de resistencia**

Factor de seguridad parcial menor que la unidad que se aplica a la resistencia calculada (o nominal) para cubrir las incertidumbres que se tienen en su determinación.

**62. Ferrocemento**

Material estructural de poco espesor el cual se compone de una o varias capas de mallas de alambre revestidas con mortero, o mortero reforzado con mallas de alambre.

**63. Flexión**

Un tipo de deformación en la cual las secciones transversales de un elemento estructural que eran inicialmente paralelas se inclinan unas hacia las otras. También se denomina así a la acción estructural que produce dicho efecto.

**64. Fluencia**

Estado de un material o elemento estructural en que éste pierde totalmente rigidez y se deforma plásticamente. Se llaman esfuerzos de fluencia y fuerza de fluencia a las condiciones para las que se produce este fenómeno, y que se consideran como límite para la resistencia de una estructura.

**65. Fluides**

Propiedad de una mezcla de mortero, o concreto fresco la cual indica su plasticidad y trabajabilidad.

**66. Flujo plástico**

Deformación con el paso del tiempo de un material debido a la permanencia de las cargas. Esta deformación es adicional a la elástica que se produce por la aplicación inicial de la carga.

**67. Fraguado**

Proceso químico que resulta del desarrollo gradual de rigidez, pérdida de plasticidad, de una mezcla de cemento, adhesivo o resina.

**G****68. Grapa**

Pieza de metal con forma de U, utilizada para mantener unidas dos elementos. Las grapas deberán rematarse con dobleces a 180 grados.

**69. Grieta**

Abertura o hendidura que se presenta en un elemento estructural cuando los esfuerzos de tensión exceden la resistencia a este efecto. El término fisura es equivalente aunque suele emplearse para identificar una grieta de pequeña abertura.

**H****70. Hilada**

Serie de piezas de tabiques, o bloques, colocados horizontalmente.

**71. Histéresis**

Curva esfuerzo-deformación que describe el comportamiento de un espécimen que es esforzado más allá de su intervalo elástico en ciclos alternados de tensión y compresión. También conocido como "curva histerética".

**I****72. Intemperismo**

Proceso fisicoquímico de descomposición, o desgaste, como respuesta a la exposición a agentes de la intemperie, como son el agua, la humedad, o las variaciones de temperatura.

**J****73. Junta**

En muros de mampostería es la separación, tanto vertical como horizontal, entre tabiques o bloques, que se rellena con mortero aglutinante o de pega.

**L****74. Ladrillo**

Ver “Tabique”

**75. Laja**

Tipo de roca plana, lisa y poco gruesa.

**76. Lechada**

Mezcla cementante fluida con que se llenan cavidades o grietas en un elemento de mampostería. Generalmente constituida de cemento y/o cal y agua, con la adición de arena cuando los huecos son de cierto tamaño.

**77. Lindero**

Límite de una propiedad.

**78. Losa**

Elemento estructural plano horizontal para cubrir un claro.

**M****79. Mampostería**

Construcción compuesta, integrada por piezas de origen pétreo, naturales o artificiales, que por lo general son lo suficientemente pequeñas como para ser manejadas por una persona y que son unidas entre sí con mortero aglutinante.

**80. Marco**

Un conjunto de elementos estructurales lineales, vigas y columnas, conectados en sus uniones.

**81. Momento flexionante**

Un momento, o par de fuerzas que induce flexión en la sección transversal de un elemento.

**82. Monolítico**

Compuesto de un solo gran bloque de piedra lo que se simula con el material en un colado de concreto. También estructura en que no hay discontinuidades entre sus elementos.

**83. Mortero**

Mezcla de cementante y agua con agregado fino.

**84. Murete**

Probeta compuesta por piezas de mampostería, con una longitud de al menos una vez y media la dimensión máxima de la pieza y con el número de hiladas para tener una altura aproximadamente igual a la longitud.

**85. Muro de carga**

Se denomina así a un muro estructural con la función de soportar cargas verticales adicionales a su propio peso.

**86. Muro estructural**

Es el elemento del que depende parte de la estabilidad de la edificación, contribuyendo a la resistencia a cargas laterales y/o verticales.

**87. Muro no estructural**

Es un muro del que no depende la estabilidad de la edificación pero que debe soportar las acciones para la estabilidad propia (viento, sismo, empujes por carga viva, etc.). Ejemplos son muros divisorios, pretilas, bardas.

**P****88. Pandeo**

Flexión súbita de un elemento que se despegaba de su eje original, perdiendo drásticamente su rigidez y capacidad de resistir cargas.

**89. Paramento**

Cada una de las dos caras de una pared.

**90. Parapeto**

Ver "pretil".

**91. Patín**

Proyección horizontal en un extremo de la sección de un elemento, con lo que se proporciona un notable incremento de momento de inercia y de capacidad para resistir momentos flexionantes.

**92. Peralte**

Altura (peralto).



**93. Permeabilidad**

Capacidad de un material de permitir el flujo de líquidos o gases.

**94. Peso propio**

Las cargas debidas al peso de los elementos estructurales.

**95. Piedra labrada**

Piedra que ha sido trabajada hasta llevarla a un estado, o forma, conveniente para su uso.

**96. Piedra braza**

Fragmento de roca natural, de origen volcánico, para uso en construcción.

**97. Polímero**

El producto obtenido del proceso de polimerización, también conocido como resina.

**98. Polimerización**

Reacción química en la cual dos o más moléculas de bajo peso molecular, se combinan para formar un compuesto de mayor peso molecular, el cual contiene el mismo número de elementos y en misma proporción.

**99. Pretil**

Muro no estructural de poca altura, aproximadamente no mayor que 1 m, el cual se forma por la continuación de las paredes exteriores sobre la azotea o bajo una ventana. Sinónimos: parapeto, antepecho de ventana.

**100. Probeta**

Parte de una muestra preparada, o no, con las dimensiones y características adecuadas para someterla a una prueba determinada.

**101. Proporcionamiento**

Acción de seleccionar las cantidades de los ingredientes para generar la mezcla, de mortero o concreto, más eficiente y con las propiedades requeridas con los materiales disponibles.

**102. Puntal**

Elemento estructural de sección transversal pequeña que se introduce en una estructura para resistir cargas de compresión. A diferencia de una columna, puede ser inclinado y frecuentemente forma parte de una armadura.

**R****103. Refuerzo**

Elementos como barras, alambres, hebras, fibras u otros, que son embebidos o anclados con un elemento estructural para que juntos resistan las fuerzas del sistema. En estas Normas se refiere a barras, alambres o mallas de acero embebidas o sujetas en el concreto o en la mampostería.

**104. Resina**

Sustancia orgánica o sintética de consistencia plástica viscosa, generalmente referida al producto de polimerización, y es capaz de endurecer cuando es mezclada con los reactivos adecuados.

**105. Resina epóxica**

Resina sintética de polímero termoestable el cuál se utiliza en recubrimientos o adhesivos especiales.

**106. Resistencia**

Máxima carga que un elemento estructural puede soportar antes de llegar a un estado de falla.

**107. Retención de agua**

Propiedad de la mezcla de mortero, la cual al ser sometida a una prueba de succión retiene el agua de la mezcla. Se define como la relación entre la fluidez inicial y la fluidez después de la prueba de succión.

**108. Revenimiento**

Prueba realizada a una mezcla de concreto, o mortero fresco que permite determinar la consistencia del material.

**109. Rigidez**

Oposición de un material o elemento estructural a ser deformado. Carga necesaria para producir una deformación unitaria.

**S****110. Sangrado**

Flujo de agua proveniente de una mezcla de concreto, o mortero, recién colocada y causado por el asentamiento de los agregados sólidos de la mezcla.

**111. Segregación**

Concentración no uniforme de los componentes en una mezcla de concreto o mortero.

**112. Superfluidificantes**

Tipo de aditivo que modifica la consistencia de una mezcla de concreto, o mortero, aumentando la fluidez del concreto, lo que permite reducir la cantidad de agua.

**T****113. Tabicón**

Tabique macizo compuesto de concreto.

**114. Tabique**

Pieza para mampostería de forma prismática rectangular, de dimensiones menores que el bloque, fabricado con arcillas, comprimidas o extruidas, mediante un proceso de cocción o de concreto. Puede ser macizo, hueco o multiperforado. Al tabique macizo de arcilla se le conoce comúnmente como ladrillo.

**115. Talud**

Inclinación del paramento de un muro o de un terreno.

**116. Tensión**

Esfuerzo principal que produce el alargamiento de un elemento estructural o de las fibras de su sección transversal paralelas a su eje.

**117. Tensor**

Barra o cable que, trabajando en tensión, se coloca para restringir el alargamiento entre dos puntos de una estructura.

**118. Tizón, a**

Proceso constructivo en el que las piezas del aparejo en un muro de mampostería, se colocan con su dimensión más larga en sentido perpendicular al paramento.

**119. Torsión**

Estado de esfuerzos que tiende a producir rotación de la sección transversal de un elemento. En relación a estructura completa es la rotación de los sistemas de pisos y techo alrededor del eje vertical durante la vibración por el efecto de sismos.

**120. Trabajabilidad**

Propiedad de una mezcla de mortero, o concreto, que indica qué tan fácilmente puede ser manejado, distribuido en la superficie de trabajo y compactado. (Ver también “fluidez”).

**121. Trefilado**

Proceso de reducción de una sección de metal estirándolo en frío a través de hileras de diámetro menor.

**V****122. Viga**

Elemento estructural de eje recto que cubre un claro horizontal y en que el peso propio y las cargas externas inducen principalmente momentos flexionantes y fuerzas cortantes. Sinónimo, trabe.

**123. Vigüeta**

Viga de tamaño relativamente angosto apoyadas sobre vigas o muros, con poca separación, para soportar bovedillas de losas de entrapiso o cubierta.

**124. Voladizo**

Viga o losa empotrada en un extremo y libre en el otro.

**Z****125. Zapata**

Elemento estructural de la cimentación que transmite las cargas directamente al suelo, generalmente tiene una forma ensanchada, hacia la parte de contacto con el terreno, para distribuir las cargas en una superficie más amplia. Puede ser aislada, corrida o de borde o lindero.

## Referencias

ACI 355 3R (2011). *Guide for design of anchorage to concrete: Examples using ACI 318 Appendix D*. American Concrete Institute.

Bass, R., Carrasquillo, R. & Jirsa, J. (1989). "Shear transfer across new and existing concrete interfaces." *ACI Structural Journal*, 86(4), 383-393.

Collins, D. (1989). *Load-deflection behavior of cast-in-place and retrofit concrete anchors subjected to static, fatigue and impact tensile loads*. Tesis de maestría, Universidad de Texas en Austin.

Jiménez, J. (1992). *Behavior of steel-to-concrete connections for use in repair and rehabilitation of reinforced concrete structures*. Tesis de maestría, Universidad de Texas en Austin.

Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, SMIE. (2019). "Estructuras de mampostería". Limusa.

Weiner, D. (1985). *Behavior of steel to concrete connections used to strengthen existing structures*. Tesis de maestría, Universidad de Texas en Austin.

Cruz O., AI 2015, 'Contribución del refuerzo horizontal a la resistencia de muros de mampostería confinada', Tesis de Maestría, Instituto de Ingeniería, UNAM, México.

Lizárraga P., JF 2017, 'Comportamiento de muros de mampostería confinada sobre elementos flexibles', Tesis Doctoral, Instituto de Ingeniería, UNAM, México.

Paulay, T & Priestley, MJN 1992, *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*, John Wiley & Sons, Inc, Nueva York, USA.

Pérez Gavilán, JJ, Flores, LE & Alcocer, SM 2013, 'Efectos de la esbeltez en la resistencia de muros de mampostería confinada', *Ingeniería Sísmica*, pp. 55-77.

Rubio P., L 2017, 'Contribución del refuerzo horizontal a la resistencia a corte de muros confinados de piezas de arcilla extruida', *Masters Thesis (in Spanish)*, Instituto de Ingeniería, UNAM, México.

CSA S304-14 2014, *Design of Masonry Structures*, Mississauga, Ontario.

CSA S304-14 2014, *Design of Masonry Structures*, Mississauga, Ontario.

Leal, GM 2018, *Comportamiento de muros diafragma ante cargas laterales*, Instituto de Ingeniería de la UNAM, Mexico

# **Ejemplos de Aplicación**

**de las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y  
Construcción de Estructuras de Mampostería de la  
Ciudad de México 2017**



## Introducción

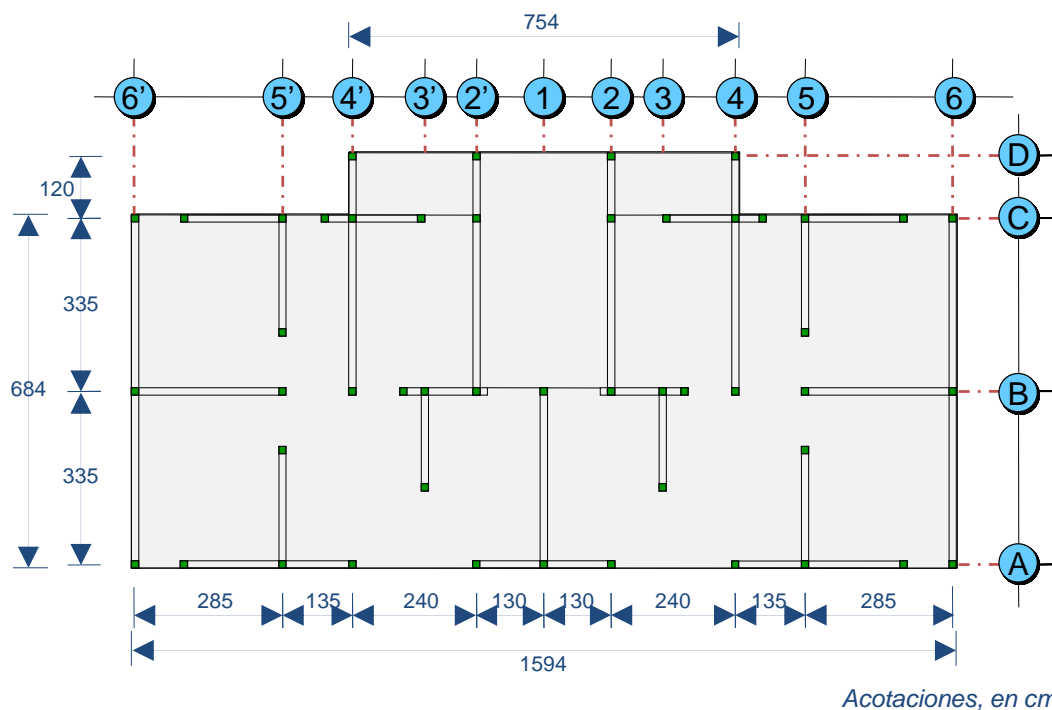
Se presentan algunos ejemplos de aplicación de las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería de la Ciudad de México. Se creyó conveniente expresar los ejemplos en el sistema MKS en vez del sistema internacional.

## E1 Diseño de un edificio de cinco niveles con muros de carga de mampostería

### E1.1 Datos del proyecto

Se trata de un edificio para vivienda con dos departamentos en cada piso ubicado en la zona del lago (ZONA III) de la Ciudad de México.

- La planta tipo mostrada en la Figura E1.1 se repite en forma idéntica en los cinco pisos.
- La altura de entrepiso (a ejes) es de 2.5 m; la altura libre de los muros es de 2.4 m.
- El sistema de piso es una losa maciza de concreto perimetralmente apoyada sobre los muros con espesor de 10 cm. Hay una dala de 14×30 cm sobre todos los muros.
- Los muros son de tabique de concreto macizo confinados con castillos y dalas.
- El mortero es de cemento-cal-arena: 1:¼:3 (Tipo I). El área construida por planta es de  $A_p = 118.1 \text{ m}^2$ .



**Figura E1.1** Planta del edificio

## E1.2 Propiedades de la mampostería

### E1.2.1 Clasificación

Siendo un edificio de más de dos niveles y con área mayor que 250 m<sup>2</sup> se clasifica como estructura Tipo II.

### E1.2.2 Resistencia de la mampostería a compresión

Dado que se trata de una estructura Tipo II la resistencia a la compresión de la mampostería no puede ser tomada de los valores índice de la tabla 2.8.4 de las NTC-M, por lo que se deben realizar ensayos de pilas a compresión como se indica en la norma mexicana NMX-C-464-ONNCCE o adquirir las piezas con un fabricante que haya realizado los ensayos y que cuente con la certificación correspondiente. Para fines de este ejemplo, considerando un tabique macizo de concreto (“tabicón”) con resistencia a la compresión de diseño de  $f_p' = 100 \text{ kg/cm}^2$ , unido con mortero tipo I, se puede obtener de la tabla 2.8.2 de las NTC-M una resistencia a compresión de la mampostería de

$$f_m' = 50 \text{ kg/cm}^2$$

que deberá estar garantizada mediante los ensayos a compresión de las piezas como se estipula en la norma mexicana NMX-C-036-ONNCCE, y con el mortero Tipo I, para uso estructural, que cumpla la norma NMX-C-486-ONNCCE.

### E1.2.3 Resistencia de diseño a cortante

Dado que la edificación es Tipo II, no se puede tomar el valor índice de diseño de la tabla 2.8.5 de las NTC-M. Es necesario realizar ensayos de compresión diagonal de muretes como se indica en la norma mexicana NMX-C-464-ONNCCE o adquirir las piezas con un fabricante que haya realizado los ensayos y cuente con la certificación. Para este ejemplo consideraremos que se cuenta con los ensayos y que el esfuerzo a compresión diagonal de diseño resultó de:

$$v_m' = 3 \text{ kg/cm}^2$$

### E1.2.4 Módulos de elasticidad y de cortante

Los valores de los módulos de elasticidad y de cortante se pueden obtener de ensayos de pilas a compresión o muretes a compresión diagonal, respectivamente, como se indica en la norma mexicana NMX-C-464-ONNCCE. Sin embargo, las NTC-M en la sección 2.8.5.2 permiten calcular estos valores a partir de la resistencia a compresión de las piezas.

Para fines de análisis sísmico se usará el módulo de elasticidad,  $E_m$ , para cargas de corta duración, que, en piezas de concreto, se calcula con el factor 800 multiplicado por  $f_m'$ .

El módulo de cortante,  $G_m$ , se puede calcular como 0.2 veces  $E_m$ .

$$\text{Módulo de elasticidad, } E_m = 800 f_m' = 40,000 \text{ kg/cm}^2$$

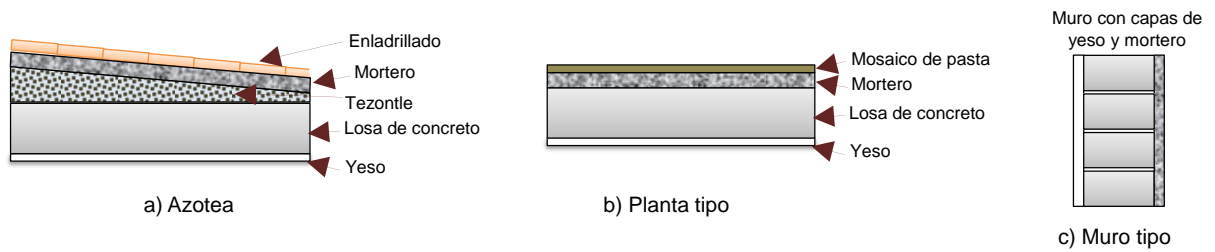
$$\text{Módulo de cortante, } G_m = 0.2 E_m = 8,000 \text{ kg/cm}^2$$

## E1.3 Análisis de cargas

### E1.3.1 Cargas muertas

Para el análisis de cargas en sistemas de piso se consideran los espesores de materiales mostrados en la Figura E1.2 y en las tablas siguientes.





**Figura E1.2 Análisis de cargas en elementos comunes**

Tabla E1.1 Análisis de cargas en azotea

Descripción	Espesor cm	Peso vol. kg/m <sup>3</sup>	Carga por área kg/m <sup>2</sup>	Total por área kg/m <sup>2</sup>
Losa maciza de concreto reforzado	10	2400		240
Carga adicional en losas y firmes			20	20
Tezontle saturado	5 (prom.)	1550		77.5
Mortero de cemento y arena	2	2000		40
Carga adicional en losas y firmes			20	20
Enladrillado de arcilla artesanal	2	1650		33
			SUMA	430.5

Tabla E1.2 Análisis de cargas en entrepiso

Descripción	Espesor cm	Peso vol. kg/m <sup>3</sup>	Carga por área kg/m <sup>2</sup>	Total por área kg/m <sup>2</sup>
Losa maciza de concreto reforzado	10	2400		240
Carga adicional en losas y firmes			20	20
Mortero de cemento y arena	2	2000		40
Mosaico de pasta			35	35
Capa de yeso	1.5	1500		22.5
			SUMA	357.5

Tabla E1.3 Análisis de cargas en muros

Descripción	Espesor cm	Peso vol. kg/m <sup>3</sup>	Carga por área kg/m <sup>2</sup>	Total por área kg/m <sup>2</sup>
Tabicón macizo concreto confinado	14	1650		231
Capa de yeso	1.5	1500		22.5
Capa de mortero	1.5	2000		30.0
			SUMA	283.5

Se ha calculado para este ejemplo solo un peso tipo de muro con la combinación de capa de yeso y mortero, pero pueden definirse los casos necesarios (doble capa de mortero o de yeso o capa de azulejo, etc.). El peso por metro lineal del muro de 2.4 m de alto es:  $283.5 \times 2.4 = 680.4$  kg/m.

### E1.3.2 Cargas vivas

Utilizando las normas técnicas complementarias sobre criterios y acciones para el diseño estructural de las edificaciones (NTC-Acciones) del Reglamento de Construcciones para el D.F., se usarán las siguientes cargas.

Tabla E1.4 Cargas vivas (NTC-Acciones, 2017)

Destino de piso	W kg/m <sup>2</sup>	W <sub>a</sub> kg/m <sup>2</sup>	W <sub>m</sub> kg/m <sup>2</sup>	Notas
a) Habitación (casa-habitación, departamentos, viviendas, ...)	80	100	190	
h) Azoteas con pendiente no mayor de 5 %	15	70	100	
d) Comunicación para peatones (pasillos, escaleras, ...)				casas habitación y departamentos: misma carga viva que a)

### E1.3.3 Cargas totales

En las tablas siguientes se resumen los casos de combinaciones de carga y las cargas totales en cada entrepiso.

Tabla 1.5 Cargas totales uniformemente repartidas sobre las losas

Nombre	Carga muerta C <sub>M</sub> kg/m <sup>2</sup>	Viva media, C <sub>V</sub> kg/m <sup>2</sup>	Viva accidental, C <sub>Va</sub> kg/m <sup>2</sup>	Viva máxima C <sub>Vm</sub> kg/m <sup>2</sup>	TOTAL C <sub>M</sub> +C <sub>V</sub> kg/m <sup>2</sup>	TOTAL C <sub>M</sub> +C <sub>Va</sub> kg/m <sup>2</sup>	TOTAL C <sub>M</sub> +C <sub>Vm</sub> kg/m <sup>2</sup>
Azotea	430.5	15	70	100	445.5	500.5	530.5
Entrepiso	357.5	80	100	190	437.5	457.5	547.5

Dado que ahora se cuenta con factores de carga diferentes para cargas muertas y cargas vivas conviene contar con las cargas uniformes factorizadas.

Para edificación de vivienda, que corresponde al Grupo B, los factores de carga para las siguientes combinaciones son:

- Diseño por carga vertical                      muerta  $F_C = 1.5$                       viva  $F_C = 1.3$
- Diseño por sismo                                       $F_C = 1.1$
- Deformaciones                                       $F_C = 1.0$

Con lo cual las cargas factorizadas (cargas últimas) serán las mostradas en la Tabla 1.6.

Tabla 1.6 Cargas factorizadas uniformemente repartidas

Nombre	Carga muerta C <sub>M</sub> kg/m <sup>2</sup>	Viva media, C <sub>V</sub> kg/m <sup>2</sup>	Viva accidental, C <sub>Va</sub> kg/m <sup>2</sup>	Viva máxima C <sub>Vm</sub> kg/m <sup>2</sup>	Por Deform C <sub>M</sub> +C <sub>V</sub> kg/m <sup>2</sup>	Por Sismo C <sub>M</sub> +C <sub>Va</sub> kg/m <sup>2</sup>	Por Vertical C <sub>M</sub> +C <sub>Vm</sub> kg/m <sup>2</sup>
Azotea	430.5	15	70	100	445.5	550.6	775.8
Entrepiso	357.5	80	100	190	437.5	503.3	783.3
Muros (en elevación)	283.5				283.5	311.9	425.3

Para calcular el peso de los entrepisos se considerará el área de la planta de  $A_p = 118.08 \text{ m}^2$ , así como la suma de longitudes de los muros en las direcciones X y Y que es igual a 76.03 m. En el caso de la azotea se debe incluir el pretil perimetral, así como el apéndice de las escaleras, tinacos, tanques de gas o cualquier otro elemento. Para fines de este ejemplo, y por simplicidad, no se incluirán dichas cargas.

Tabla E1.7 Cargas factorizadas en azotea para sismo

No.	Nombre	Área m <sup>2</sup>	Longitud m	Altura m	Carga uniforme kg/m <sup>2</sup>	Múltiplo	TOTAL C <sub>M</sub> +C <sub>Va</sub> t
1	Azotea	118.08			550.6	1	65.01
2	Pretiles		0	0.9	311.9	1	0.00
3	½ muros		76.31	2.4	311.9	0.5	28.56
SUMAS							93.56

Para fines de análisis sísmico el peso del entrepiso concentrado a nivel de cada losa se calcula incluyendo la mitad de la altura de los muros de carga del entrepiso superior así como la mitad de los del entrepiso inferior.

Tabla E1.8 Cargas factorizadas en planta tipo para sismo

No.	Nombre	Área m <sup>2</sup>	Longitud m	Altura m	Carga uniforme kg/m <sup>2</sup>	Múltiplo	TOTAL C <sub>M</sub> +C <sub>Va</sub> t
1	Planta tipo	118.08			503.3	1	59.42
2	Muros ½ arriba + ½ abajo		76.31	2.4	311.9	1	57.11
SUMAS							116.54

Así, el peso total factorizado del edificio para el análisis sísmico es:

$$W_{u,sismo} = W_{u,azotea - sismo} + 4W_{u,piso - sismo} = 93.56 + 4 \times 116.54 = 559.71 \text{ t}$$

En este cálculo los factores de carga para carga muerta y carga viva se tomaron como  $F_C = 1.1$ , por lo que el peso del edificio sin factorizar es  $W_{sismo} = 559.71/1.1 = 508.83 \text{ t}$ .

Finalmente, para fines de contar una estimación del peso del edificio para cargas verticales máximas se puede calcular los totales mostrados en la Tabla E1.9 en donde se suma el peso de la azotea más cuatro veces el peso de plantas tipo. Los muros se consideraron en los cinco entrepisos con su altura total de 2.4 m (que no incluye el espesor de 10 cm de la losa).

Tabla E1.9 Peso total máximo factorizado del edificio (sin cimentación)

No.	Nombre	Área m <sup>2</sup>	Longitud m	Altura m	Carga uniforme kg/m <sup>2</sup>	Factor	TOTAL C <sub>M</sub> +C <sub>Vm</sub> t
1	Azotea	118.08			775.8	1	91.60
2	Plantas tipo	118.08			783.3	4	369.94
3	Muros		76.31	2.4	425.3	5	389.41
SUMAS							850.95

Y el peso último (factorizado) de un metro lineal de muro de 2.4 m de alto es:  $1.5 \times 680.4 = 1,020.6 \text{ kg/m}$ .

Es útil verificar la carga vertical promedio por unidad de área de construcción:

$$w_{m\acute{a}x} = \frac{W_T}{5A_T} = \frac{850950}{5 \times 118.1} = 1441 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 1.44 \text{ t/m}^2$$

para dise\~no por sismo:  $w_{sismo} = 559.71/(5 \times 118.1) = 0.95 \text{ t/m}^2$

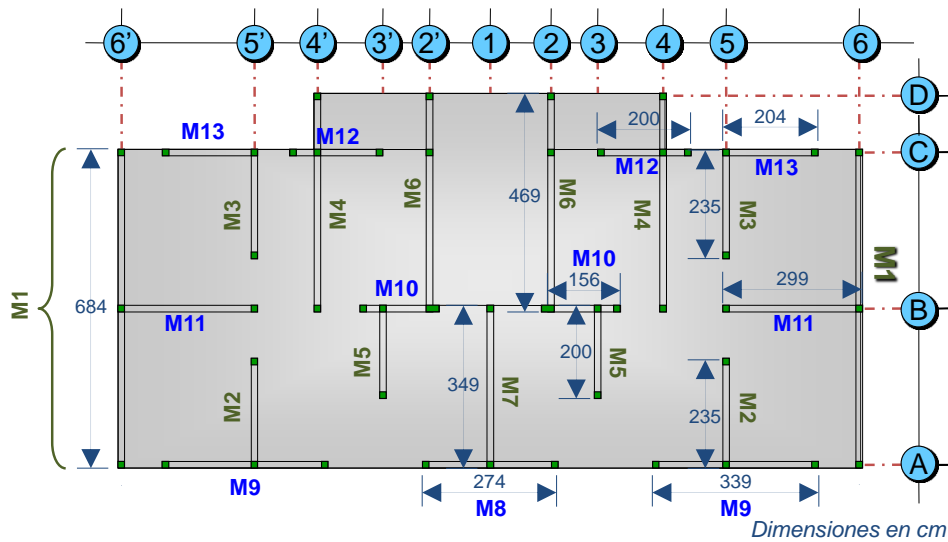
Se observa que la carga factorizada promedio para sismo es cercana a  $1 \text{ t/m}^2$ .

## E1.4 Revisi3n por cargas verticales

De acuerdo con el inciso 3.2.2.2 de las NTC-M se pueden determinar las cargas verticales con una bajada de cargas por 3reas tributarias.

### E1.4.1 C3lculo del esfuerzo promedio de compresi3n en muros de planta baja

Conviene numerar los muros definiendo si se subdivide un muro largo en varios muros para fines de modelado y/o dise\~no. En caso de que el sembrado de muros cambie de una planta a otra hay que definir y enlistar los muros de cada planta.



**Figura E1.3 Numeraci3n y longitud de muros**

Tabla E1.10 Longitud de muros

Muro	Direcci3n	t cm	L cm	Muros iguales	Longitud, cm
1	Y	14	684	2	1368
2	Y	14	235	2	470
3	Y	14	235	2	470
4	Y	14	469	2	938
5	Y	14	200	2	400
6	Y	14	469	2	938
7	X	14	349	1	349

8	X	14	274	1	274
9	X	14	339	2	678
10	X	14	170	2	340
11	X	14	299	2	598
12	X	14	200	2	400
13	X	14	204	2	408
				SUMAS	7631

E1.4.1.1 Área transversal de muros,  $\Sigma A_{T,X}$

$\Sigma L_x, \Sigma L_y$  longitudes de muros en la dirección X y en la Y, respectivamente

$$\Sigma = 3,047 \text{ cm}, \quad \Sigma = 4,584 \text{ cm}, \quad \Sigma L_x + \Sigma L_y = 7,631 \text{ cm}$$

$$\Sigma A_{T,X} = 3047 \times 14 = 42,658 \text{ cm}^2, \quad \Sigma A_{T,Y} = 4584 \times 14 = 64,176 \text{ cm}^2,$$

asi  $\Sigma A_{T,X,Y} = 10,6834 \text{ cm}^2$

E1.4.1.2 Esfuerzo promedio de compresión en planta baja para sismo (cargas sin factorizar):

$$\sigma_1 = \frac{W_{sismo}}{\Sigma A_{T,x,y}} = \frac{508826}{106834} = 4.76 \text{ kg/cm}^2$$

E1.4.2 Carga última vertical actuante

E1.4.2.1 Área de losa tributaria de cada muro

Es práctica usual definir las áreas tributarias partiendo del dibujo de líneas a 45° desde de las esquinas hacia el interior de los tableros rectangulares de losas (o bisectrices si los muros forman ángulos diferentes a 90°). Si se tienen tableros rectangulares se formarán triángulos y trapecios. Para considerar las aberturas de puertas y ventanas se traza una línea perpendicular a estas desde su centro extendiéndolas para alcanzar a las otras líneas. Para este ejemplo la distribución de áreas tributarias será como se muestra en el croquis de la Figura 1.4.

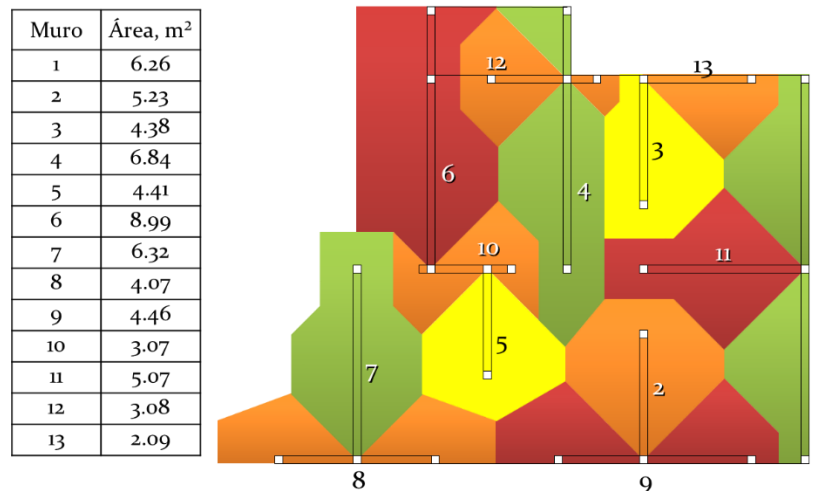


Figura 1.4 Distribución de áreas tributarias (mitad del edificio simétrico)

Se determina la carga sobre el muro como la suma de la carga transmitida por las losas más la debida al peso propio de los muros; se usarán las cargas factorizadas (multiplicadas por los factores de carga).

Por ejemplo, para el muro No. 11 que tiene una longitud de 299 cm:

$$\text{Área tributaria por piso} = 5.06 \text{ m}^2$$

$$\text{Carga azotea} = 775.8 \times 5.06 = 3,925 \text{ kg}$$

$$\text{Carga pisos} = 4 \times 783.3 \times 5.06 = 15,854 \text{ kg}$$

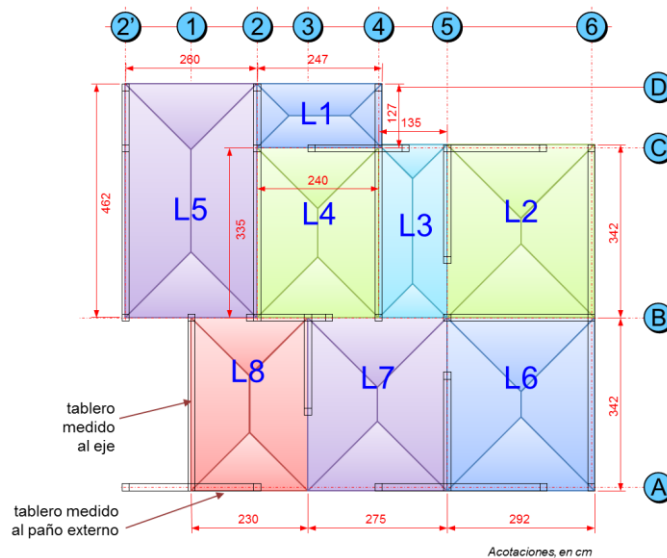
$$\text{Peso del muro de 5 pisos} = 5 \times 1020.6 \times 2.99 = 15,258 \text{ kg}$$

$$\text{Carga actuante última } P_{u,muro-11} = 35,037 \text{ kg}$$

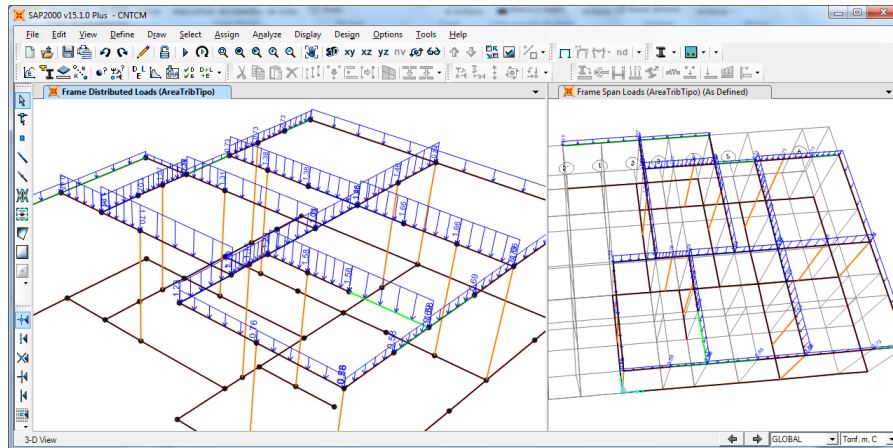
#### E1.4.3 Cálculo de la carga vertical con ayuda del modelo por computadora

Una opción automatizada para calcular la carga vertical sobre cada muro consiste en aprovechar el modelo tridimensional de computadora que se elabore para el análisis del edificio. Las opciones para modelar los muros pueden ser mediante el uso del método de la columna ancha, donde cada muro se modela como un elemento "barra" vertical colocado al centro de este. Otra opción es modelar los muros subdividiéndolos en elementos finitos planos; en este caso se deben integrar los esfuerzos resultantes para obtener los elementos mecánicos de cada uno de los muros (carga axial, fuerza cortante en su plano, momento flexionante).

El modelado de las cargas sobre el sistema de piso y techo puede hacerse considerando áreas tributarias de los tableros de losa sobre sus bordes (Figura E1.5) y distribuyendo las cargas lineales repartidas sobre los muros y las vigas (o cerramientos de puertas y ventanas) en que se apoya cada tablero de losa, como se muestra en la Figura E1.6.



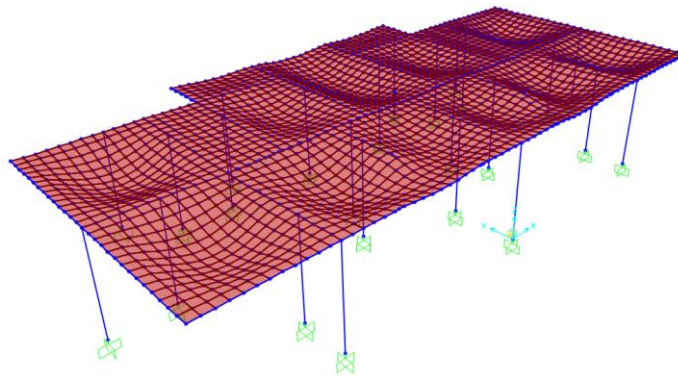
**Figura E1.5** Áreas tributarias de losa para definir cargas lineales sobre muros y cerramientos



**Figura E1.6** Distribución de las cargas lineales por las áreas tributarias de losa

También se puede modelar el sistema de piso con ayuda de la misma herramienta de cómputo, por ejemplo, modelando una losa que trabaja en dos direcciones con elementos placa tipo cascarón ("shell"), o con series de vigas simplemente apoyadas (liberando los momentos flexionantes en los extremos) si el sistema de piso es similar al de vigueta y bovedilla.

Si se requiere solo la estimación de cargas verticales en los muros se puede hacer el modelo de un solo piso en edificios donde la distribución de muros se repite en todos los niveles (Figura E1.7).



**Figura E1.7** Modelo de losa con elemento finito con objeto de estimar la carga vertical en muros

#### E1.4.4 Resistencia a carga vertical

La carga axial que resiste cada muro se determina como (NTC-S, 2017):

$$P_R = F_R F_E (f'_m A_T + \sum A_s f_y)$$

donde el factor de reducción es  $F_R = 0.6$ .

El factor de excentricidad y esbeltez,  $F_E$ , se puede calcular con la ecuación 3.2.3 de las NTC-M considerando la separación de muros perpendiculares o los castillos que restringen las deformaciones laterales; optativamente se puede tomar un factor de excentricidad y esbeltez  $F_E = 0.7$  para muros interiores y  $F_E = 0.6$  para muros exteriores ya que se cumplen los requisitos del inciso 3.2.2.3 de las NTC-M:

- Las deformaciones normales al plano de los muros están restringidas por el sistema de piso;
- no hay cargas excéntricas ni fuerzas significativas en dirección normal al plano del muro; y
- la relación altura libre a espesor  $H/t = 240/14 = 17.1$  no excede de 20.

Por lo tanto, la resistencia a carga axial de los muros confinados por dos castillos cuyo refuerzo longitudinal son cuatro barras del no. 3 (9.5 mm de diámetro) será:

Para muros interiores  $F_E = 0.7$

$$P_R = 0.6 \times 0.7 (50 A_T + 2 \times 4 \times 0.71 \times 4200) = 21 A_T + 10,020 \text{ kg}$$

Para muros exteriores  $F_E = 0.6$

$$P_R = 0.6 \times 0.6 (50 A_T + 2 \times 4 \times 0.71 \times 4200) = 18 A_T + 8,588 \text{ kg}$$

$A_T$  es el área transversal del muro en cuestión, en  $\text{cm}^2$ .

Por ejemplo, el muro 11 es interior y tiene una longitud de 299 cm

$$P_R = 21 \times (299 \times 14) + 10,020 = 97,926 \text{ kg}$$

#### E1.4.5 Revisión de la seguridad a cargas verticales

Debe revisarse que la carga vertical resistente sea igual o mayor que la carga última actuante, que incluye los factores de carga de 1.5 para carga muerta y 1.3 para carga viva máxima.

Por ejemplo, para el muro 11:

$$P_u = 35,038 < 97,926 \text{ (cumple)}$$

En la Tabla E1.11 se muestran los resultados de la revisión para carga vertical del resto de los muros de planta baja. Se aprecia que el muro No 6 tiene una resistencia menor que la necesaria.

Tabla E1.11 Revisión por carga vertical de los muros de planta baja

No.	$t$ cm	$L$ cm	$A_{Trib}$ $\text{m}^2$	Peso Propio t	$P_u$ t	$F_E$	$P_R$ t	Resultado
1	14	684	6.26	6.98	59.4	0.6	181	Cumple
2	14	235	5.23	2.40	32.4	0.7	79.1	Cumple
3	14	235	4.38	2.40	29.1	0.7	79.1	Cumple
4	14	469	6.84	4.79	50.7	0.7	147.9	Cumple
5	14	200	4.41	2.04	27.4	0.7	68.8	Cumple
6	14	469	8.99	4.79	59.1	0.7	147.9	Cumple
7	14	349	6.32	3.56	42.5	0.7	112.6	Cumple
8	14	274	4.07	2.80	29.9	0.6	77.6	Cumple
9	14	339	4.46	3.46	34.7	0.6	94.0	Cumple
10	14	156	3.07	1.59	20.0	0.7	55.9	Cumple
11	14	299	5.07	3.05	35.0	0.7	97.9	Cumple
12	14	200	3.08	2.04	22.2	0.7	68.8	Cumple
13	14	204	2.09	2.08	18.6	0.6	60.0	Cumple

## E1.5 Acciones sísmicas

### E1.5.1 Acciones sísmicas

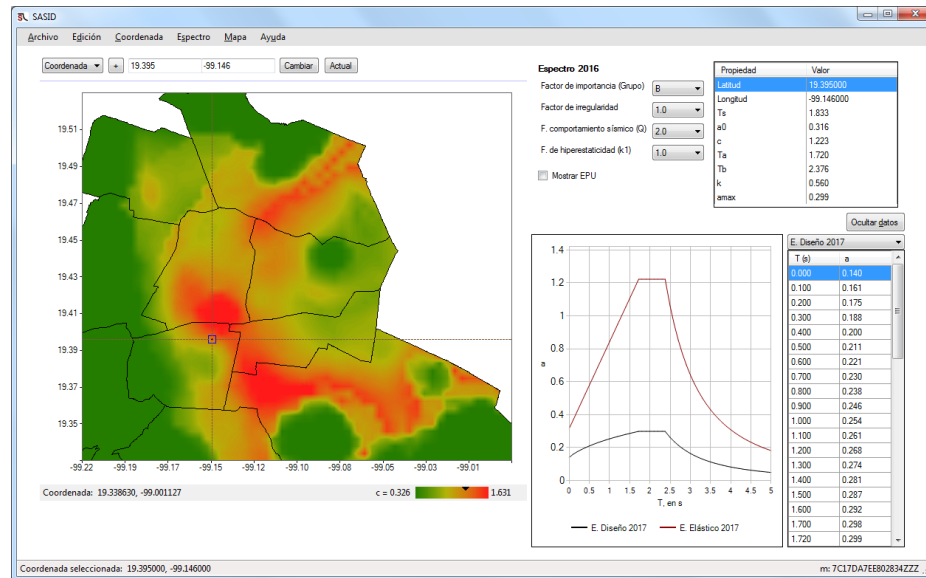
Para el caso de la determinación de las acciones sísmicas las NTC-S indican que se deben revisar dos condiciones: estados límite de seguridad contra colapso y limitación de daños ante sismos frecuentes (inciso 1.8 de las NTC-S, 2017). Para determinar los parámetros de diseño en 2017 se puso a disposición



junto con las NTC un programa de cómputo que inicialmente se descargaba en archivo ejecutable para correr en computadoras personales denominado *Sistema de Acciones Sísmicas de Diseño (SASID, 2017)*. En dicho sistema, que cubre solamente el territorio de la Ciudad de México, se ingresa la ubicación del predio de interés, el grupo de importancia y factores para modificar la respuesta y como resultado se obtienen los datos para los espectros de diseño. En la Figura E.1.8 se ha seleccionado una ubicación para el edificio del ejemplo, en una posición que corresponde a la zona III o terreno blando del antiguo lago (específicamente dentro de la zona III-b según las NTC-S del 2004).

Para la determinación del espectro de diseño se alimentan los siguientes datos:

- Coordenadas geográficas: latitud y longitud;
- Factor de importancia (Grupo B por ser edificio de uso habitacional);
- Factor de irregularidad igual a 1.0 como se revisa más adelante;
- Factor de comportamiento sísmico  $Q = 2$  ya que son muros confinados de piezas macizas;
- Factor de hiperestaticidad,  $k_1 = 1.0$ , debido a que son muros de mampostería (ver inciso 3.5 de las NTC-S, 2017).



**Figura E.1.8 Programa de cómputo SASID**

Los resultados se muestran en la figura y son

- Periodo de vibrar del terreno  $T_s = 1.833 \text{ s}$
- Aceleración máxima del terreno entre  $g$   $a_0 = 0.316$
- Coeficiente sísmico  $c = 1.223$
- Periodos característicos  $T_a = 1.72 \text{ s}$   
 $T_b = 2.38 \text{ s}$
- Cociente entre desplazamientos máximos suelo a estructura  $k = 0.56$
- Aceleración máxima en el espectro de diseño entre  $g$   $a_{max} = 0.299$

donde  $g$  es la aceleración de la gravedad ( $g = 981 \text{ cm/s}^2$ ). Asimismo, se pueden copiar y guardar en disco la lista de puntos que definen el espectro inelástico de diseño, por ejemplo para ser usado en hoja de cálculo o en un programa de análisis estructural.

### E1.5.2 Cálculo de fuerzas sísmicas con el método estático

Para calcular las fuerzas sísmicas con el método estático se usa la ecuación 7.2.1 de las NTC-S, 2017:

$$F_i = \frac{c}{Q'R} W_i h_i \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i}$$

donde  $W_i$  es el peso del  $i$ ésimo entrepiso;  $h_i$  su altura sobre el desplante;  $Q'$ , el factor de reducción por comportamiento sísmico y  $R$  el factor de sobrerresistencia.

Si no se conoce el periodo natural de vibrar,  $T$ , el factor  $Q'$  se calcula según la sección 3.4 de las NTC-S, 2017 como:  $Q' = 1 + (Q - 1)\sqrt{\beta/k}$ , donde  $\beta = 1$  para una fracción de amortiguamiento crítico  $\zeta = 0.05$ ; por lo tanto:

$$Q' = 1 + (2 - 1)\sqrt{1/0.56} = 2.34$$

El factor de sobrerresistencia se calcula como  $R = k_1 R_0 + k_2$ , donde  $R_0 = 2$  por ser estructura de mampostería y  $k_2 = 0$  si no se conoce  $T$ ; por lo tanto:  $R = 2$ .

El cortante basal,  $V_0$ , se calcula como la suma de las fuerzas  $F_i$  de todos los entrepisos o bien como

$V_0 = cW_0/Q'R$ , para lo cual  $W_0$  es la suma de los pesos  $W_i$ , pero donde el cociente debe ser  $c/Q'R \geq a_0/R$ .  $c/Q'R = 1.223/(2.34 \times 2) = 0.261$  que cumple con ser mayor que  $a_0/R = 0.158$ .

Calculando con el peso del edificio factorizado para sismo  $W_{u,sismo}$  (que ya incluye  $F_C = 1.1$ ):

$$V_u = \frac{c}{Q'R} W_{u,sismo} = 0.26132 \times 559.71 = 146.26 \text{ t}$$

En la Tabla E1.12 se muestra el cálculo de las fuerzas sísmicas estáticas para cada entrepiso.

Tabla E1.12 Variación de las fuerzas sísmicas últimas con la altura

Nivel	$W_i$ m	$h_i$ t	$W_i h_i$ t·m	$F_{u,i}$ t	$V_{u,i}$ t
5	93.6	12.5	1169.6	41.9	41.9
4	116.54	10.0	1165.4	41.7	83.6
3	116.54	7.5	874.0	31.3	115.0
2	116.54	5.0	582.7	20.9	135.8
1	116.54	2.5	291.3	10.4	146.3
Sumas	559.71		4083.0	146.3	

$W_i$  incluye la carga muerta y carga viva accidental multiplicados por el factor de carga para sismo  $F_C = 1.1$ .

### E1.6 Revisión del cortante de entrepiso (antiguo método simplificado)

Con la versión vigente de las NTC-M y NTC-S del 2017 se elimina el uso del método simplificado como única revisión para verificar la seguridad estructural ante sismo; sin embargo, se debe revisar que, en cada entrepiso, y en las dos direcciones ortogonales, se cumpla con una resistencia mínima de diseño calculada con un criterio basado en el anterior método simplificado.

Según el inciso 3.1.8 de las NTC-M (2017) se verificará que la resistencia a cortante de cada entrepiso,  $V_{Ri}$ , calculada para cada una de las dos direcciones ortogonales de análisis sea mayor que el 80% de la fuerza cortante de diseño en el  $i$ -ésimo entrepiso,  $V_{ui}$ .

La fuerza cortante resistente del entrepiso se calcula como la suma de las resistencias de todos los muros alineados en la dirección considerada:

$$V_{Ri} = F_R (0.5v'_m + 0.3\sigma_i + \eta p_h f_{yh}) \sum A_T \quad \sigma_i \leq 3.33v'_m$$

donde  $\eta$ ,  $p_h$  y  $f_{yh}$  son parámetros del acero de refuerzo horizontal que no ha sido utilizado hasta ahora en el ejemplo y  $\sigma_i$  es el esfuerzo promedio de compresión en el entrepiso  $i$  para cargas verticales para sismo (cargas sin factorizar). Para la planta baja la suma de pesos de entrepisos será el peso total para sismo:

$$\sigma_1 = \frac{W_{sismo}}{\sum A_{T\ x,y}} = \frac{58708826}{106834} = 4.76 \text{ kg/cm}^2 < 3.33 \times 3 = 10 \text{ kg/cm}^2 \text{ (correcto)}$$

Por lo tanto, con el esfuerzo resistencia a cortante de diseño  $v'_m = 3 \text{ kg/cm}^2$ , y el factor  $F_R = 0.7$ :

En la dirección X

$$V_{R\ 1,x} = 0.7(0.5 \times 3 + 0.3 \times 4.76 + 0) \times 42658/1000 = 87.43 \text{ t}$$

En la dirección Y

$$V_{R\ 1,Y} = 0.7(0.5 \times 3 + 0.3 \times 4.76 + 0) \times 64176/1000 = 131.54 \text{ t}$$

Pero al verificar el requisito de resistencia:  $V_{R\ 1,x} = 87.43 < 0.8(146.3) = 117 \text{ t}$  (no cumple)

Se ha realizado el cálculo de los cortantes sísmicos con el método estático tomando conservadoramente el valor del coeficiente sísmico (en la meseta del espectro de diseño) sin conocer el periodo natural de vibración,  $T$ ; sin embargo, es factible recalculer las acciones sísmicas tomando en cuenta este periodo donde la ordenada espectral puede caer en la rama ascendente del espectro de diseño ya que las construcciones de muros de mampostería son relativamente rígidas, además de que el factor de sobrerresistencia es mayor para estructuras rígidas.

Muchos programas de análisis permiten calcular directamente los periodos de vibración y formas modales. El modelado por computadora se comentará en la siguiente sección.

## E1.7 ANÁLISIS SÍSMICO DINÁMICO

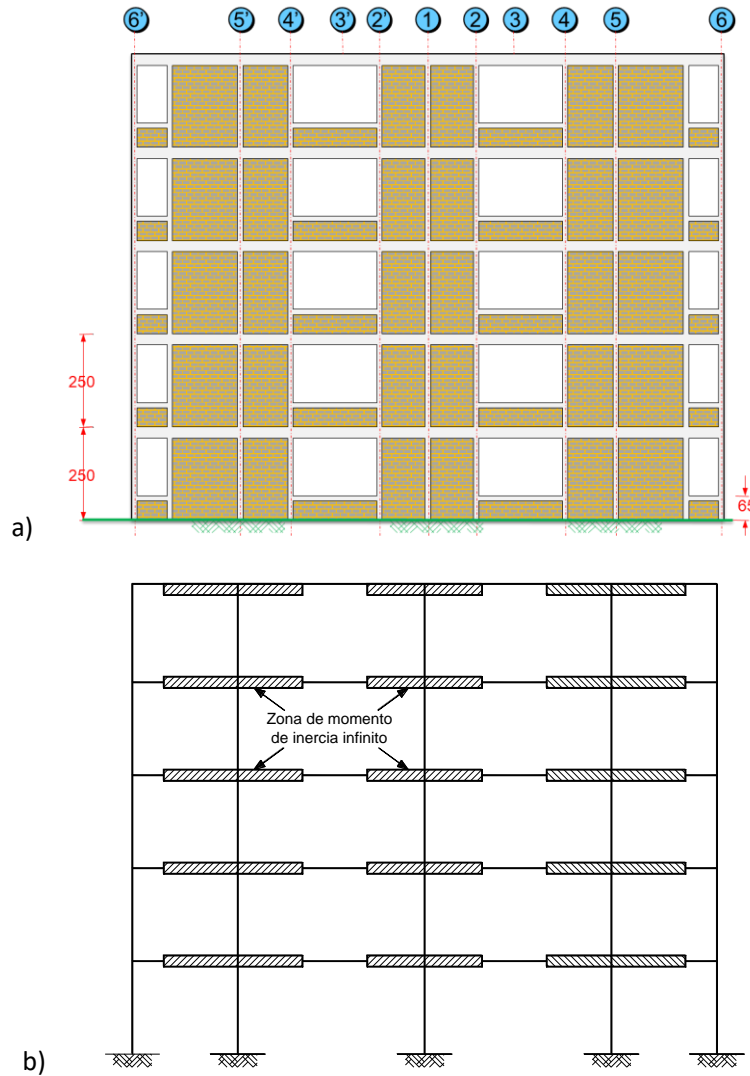
En las NTC-S (2017) se indica que será necesario emplear modelos tridimensionales que tomen en cuenta cuando menos tres grados de libertad por planta, incluyendo los movimientos de traslación en dos direcciones horizontales ortogonales y la rotación con respecto a un eje vertical, y que representen adecuadamente las distribuciones espaciales de masa y rigideces laterales.

Se indica que puede realizarse un análisis modal usando un modelo tridimensional elástico incluyendo los modos naturales para que la suma de los pesos efectivos sea mayor o igual a 90 por ciento del peso total de la estructura.

En este ejemplo se usará el método dinámico modal mediante el espectro de diseño, con el uso del programa de cómputo SAP2000. El modelado se realizará por el método de la columna ancha que consiste en reemplazar los muros por elementos lineales tipo barra ("frame"), colocados verticalmente en el centro del muro, y que tengan las propiedades mecánicas de los mismos, así como modelar la parte de los elementos horizontales que queden dentro del ancho del muro como tramos infinitamente rígidos.

Por lo tanto, los elementos estructurales formarán marcos en la correspondiente dirección del plano de los muros; así muros colineales formarán sistemas de marcos planos unidos por elementos horizontales a

modo de vigas pero que pueden ser constituidos por losas con o sin vigas, dalas, dinteles de aberturas del entrepiso inferior o bien pretiles o antepechos de ventana del entrepiso superior. En la Figura E1.9 muestra, como ejemplo, el marco del eje A y el modelo de análisis correspondiente.



**Figura E1.9** Ejemplo de marco equivalente con el modelo de columna ancha (fachada del eje A)

#### E1.7.1 Datos generales para el modelo

- Número de niveles = 5
- Altura de entrepiso = 2.50 m
- Masa del entrepiso: la masa traslacional,  $M_T$ , se calcula como el peso entre la aceleración de la gravedad,  $g$ . Si se incluye el peso factorizado ya no se aplicará después el factor de carga:

$$\text{Azotea: } M_{T,az} = W_s/g = 93.56/9.81 = 9.537 \text{ t} \cdot \text{s}^2/\text{m}$$

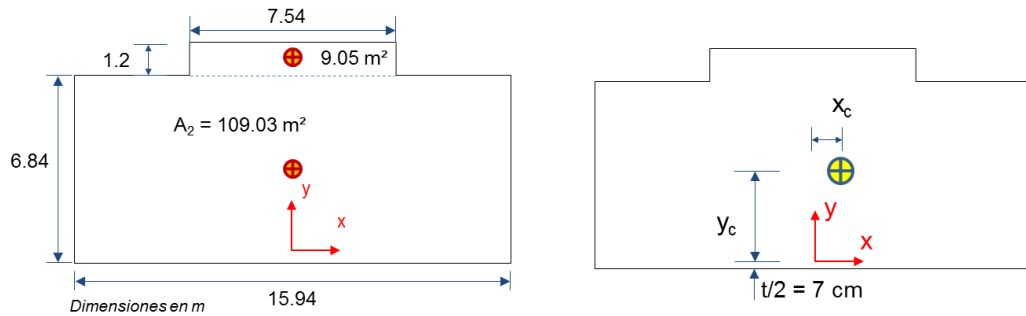
$$\text{Planta tipo, } M_{T,tipo} = 116.54/9.81 = 11.88 \text{ t} \cdot \text{s}^2/\text{cm}$$

- Masa rotacional.- para el análisis dinámico incluyendo torsión de entrepiso por la inercia rotacional por las masas se requiere estimar la masa inercial por rotación alrededor de un eje vertical,  $M_{Rot}$ , que se puede calcular como:

$$\text{Masa rotacional, } M_{Rot} = M_T J / A_p$$

donde  $J = I_x + I_y$  es el momento polar de inercia de la planta y  $A_p$  el área de esta.

Para el cálculo se requiere obtener el área de la planta, el centroide  $(x_c, y_c)$ , y los momentos de inercia centroidales respecto a los ejes  $X, Y$ . Se ha ubicado el origen coordenado en el eje de simetría al centro de la planta y sobre el eje A de los muros de fachada que está a  $t/2 = 7 \text{ cm}$  del paño.



**Figura E1.10 Dimensiones de la losa y cálculo del centroide**

$$A_p = 15.94 \times 6.84 + 7.54 \times 1.2 = 109.03 + 9.05 = 118.08 \text{ m}^2$$

Centros de los rectángulos de forman la losa:

$$y_1 = 6.84/2 - 0.07 = 3.35 \text{ m}, \quad y_2 = 6.84 + 1.2/2 - 0.07 = 7.37 \text{ m}, \text{ por lo tanto:}$$

$$y_c = (109.03 \times 3.35 + 9.05 \times 7.37) / 118.08 = 3.658 \text{ m}$$

$$x_c = 0 \text{ m (por simetría)}$$

Momentos de inercia de la planta y momento polar:

$$I_y = (6.84 \times 15.94^3 + 1.2 \times 7.54^3) / 12 = 2351.4 \text{ m}^4$$

$$I_x = (15.94 \times 6.84^3 + 7.54 \times 1.2^3) / 12 + 109.03(3.35 - 3.66)^2 + 9.05(7.37 - 3.66)^2 = 561.2 \text{ m}^4$$

Por lo tanto  $J = 2351.4 + 561.2 = 2912.6 \text{ m}^4$

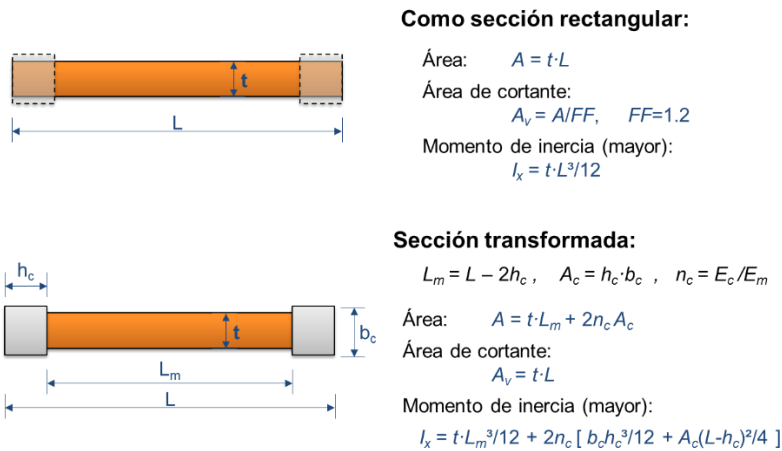
$$\text{Azotea: } M_{Rot,az} = W_{T,az} J / A_p = 9.54 \times 2912.6 / 118.08 = 235.26 \text{ t}\cdot\text{s}^2/\text{m}$$

$$\text{Tipo: } M_{Rot,az} = 11.88 \times 2912.6 / 118.08 = 293.03 \text{ t}\cdot\text{s}^2/\text{m}$$

### E1.7.2 Propiedades de los diferentes tipos de columna

En el apéndice B de las NTC-M (2017) se dan lineamientos para el modelado de estructuras de mampostería. Si el análisis se realiza con marcos planos, la rigidez a flexión de muros considerará un ancho del patín a compresión (muro perpendicular) a cada lado del alma no mayor que  $6t$ . Sin embargo, si se realiza el modelo tridimensional no es necesario considerar dichos tramos de muros perpendiculares ya que el acoplamiento entre muros reproduce el aumento en rigidez debido a sistemas de muros ortogonales. Por lo tanto se pueden calcular las propiedades de cada muro individualmente.

En la Figura E1.11 se muestra el cálculo de las propiedades de un muro rectangular y la modificación para tomar en cuenta el concreto de dos castillos iguales en sus extremos; para ello se usa el cálculo como sección transformada de concreto a mampostería mediante la relación de módulos de elasticidad de los materiales (el del concreto entre el de mampostería)  $n_c = E_c/E_m$ . Por simplicidad no se ha incluido la conversión de las barras de refuerzo longitudinal lo cual es una práctica aceptada.



**Figura E1.11 Propiedades de las secciones para muros**

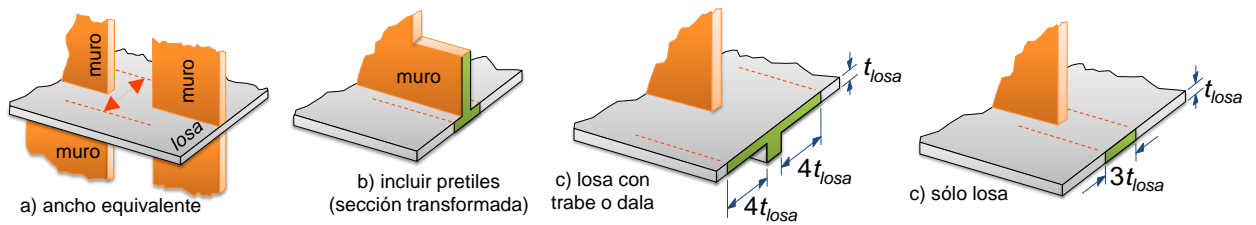
En la Tabla E1.13 se muestran los datos de los muros y los resultados de los cálculos.

**Tabla E1.13 Propiedades geométricas de muros**

#	t cm	L cm	h <sub>c</sub> cm	b <sub>c</sub> cm	L <sub>m</sub> cm	A <sub>c</sub> cm	Sección rectangular			Sección transformada		
							A cm	A <sub>v</sub> cm	I <sub>x</sub> cm <sup>4</sup>	A cm	A <sub>v</sub> cm	I <sub>x</sub> cm <sup>4</sup>
1	14	684	14	14	656	196	9576	7980	373,349,088	11584.5	9576	598,785,800
2	14	235	14	14	207	196	3290	2742	15,140,854	5298.5	3290	39,697,946
3	14	235	14	14	207	196	3290	2742	15,140,854	5298.5	3290	39,697,946
4	14	469	14	14	441	196	6566	5472	120,355,327	8574.5	6566	224,340,558
5	14	200	14	14	172	196	2800	2333	9,333,333	4808.5	2800	26,737,655
6	14	469	14	14	441	196	6566	5472	120,355,327	8574.5	6566	224,340,558
7	14	349	14	14	321	196	4886	4072	49,593,307	6894.5	4886	105,977,089
8	14	274	14	14	246	196	3836	3197	23,999,295	5844.5	3836	57,975,749
9	14	339	14	14	311	196	4746	3955	45,451,256	6754.5	4746	98,521,013
10	14	156	14	14	128	196	2184	1820	4,429,152	4192.5	2184	14,586,806
11	14	299	14	14	271	196	4186	3488	31,186,049	6194.5	4186	72,003,956
12	14	200	14	14	172	196	2800	2333	9,333,333	4808.5	2800	26,737,655
13	14	203.5	14	14	175.5	196	2849	2374	9,831,958	4857.5	2849	27,896,198

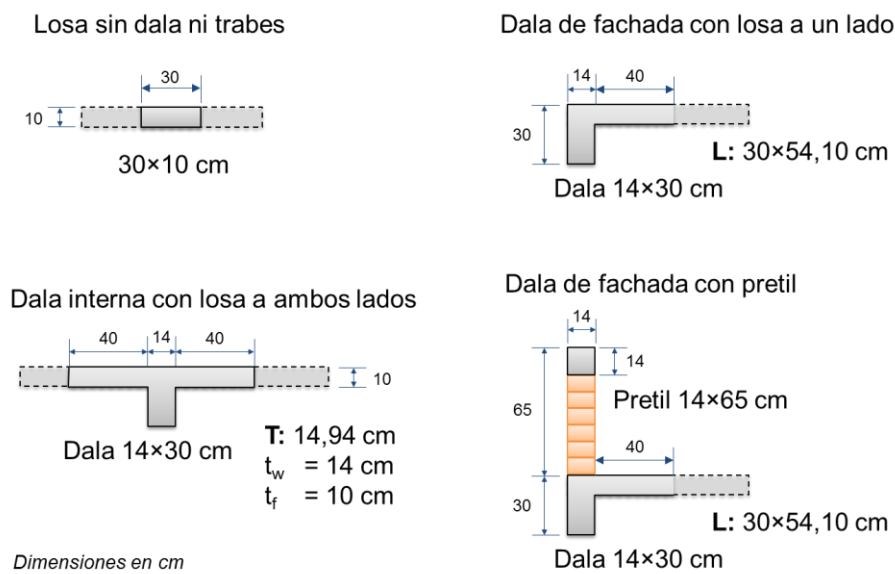
### E1.7.3 Propiedades de los diferentes tipos de viga

Para definir los elementos horizontales que acoplan a los muros se calcula las propiedades de losas, vigas o losas con dinteles y pretiles. En el apéndice B de las NTC-M (2017) se dan los requisitos para definir las propiedades geométricas de las vigas equivalentes a usar en los marcos de columna ancha que se repiten en la Figura E1.12 se muestra la consideración para estimar la rigidez a flexión en losas, con o sin pretiles, tomando un ancho de cuatro veces el espesor de la losa a cada lado de la viga o dala, o de tres veces el espesor de la losa cuando no se tiene viga o dala.



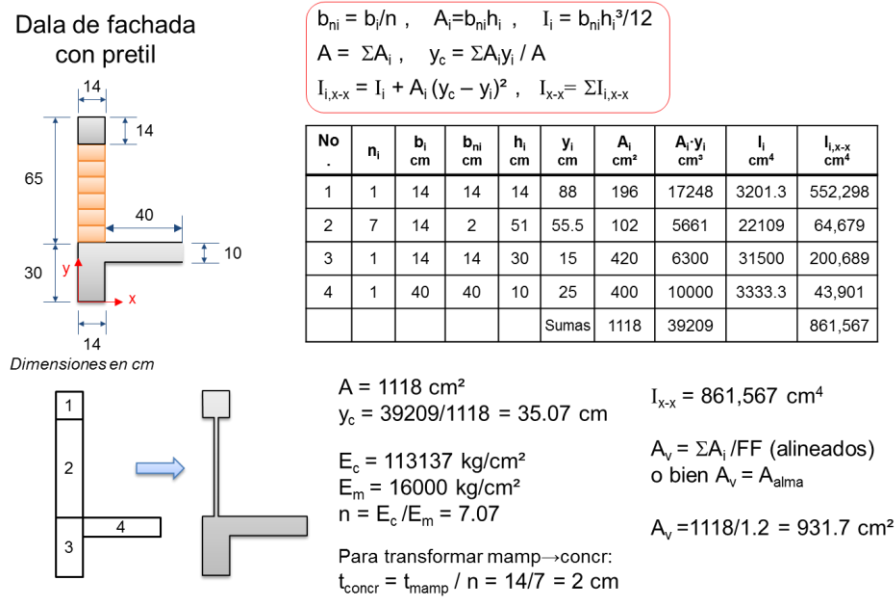
**Figura E1.12 Modelado de losas con vigas o dalas y/o pretilles**

En el caso del ejemplo se tomarán en cuenta las dalas con tramo de losa que se muestran en la Figura E1.13.



**Figura E1.13 Secciones dalas y losa**

Es factible calcular las propiedades de cada sección, algunas siendo rectangulares, otras como sección “T” o sección “L”; sin embargo, dichas geometrías pueden ser calculadas automáticamente por el programa de cómputo (SAP2000). En el caso de la sección compuesta por elementos de concreto (dala y losa) y muro de mampostería como pretil, se debe usar la sección transformada del material para calcular la rigidez a cortante y a flexión alrededor de un eje horizontal. Tomando en cuenta la subdivisión en rectángulos realizada en la Figura E1.14, se realiza en la tabla el cálculo de los momentos de inercia de cada figura y el momento de inercia respecto a eje centroidal del conjunto por el teorema de los ejes paralelos.

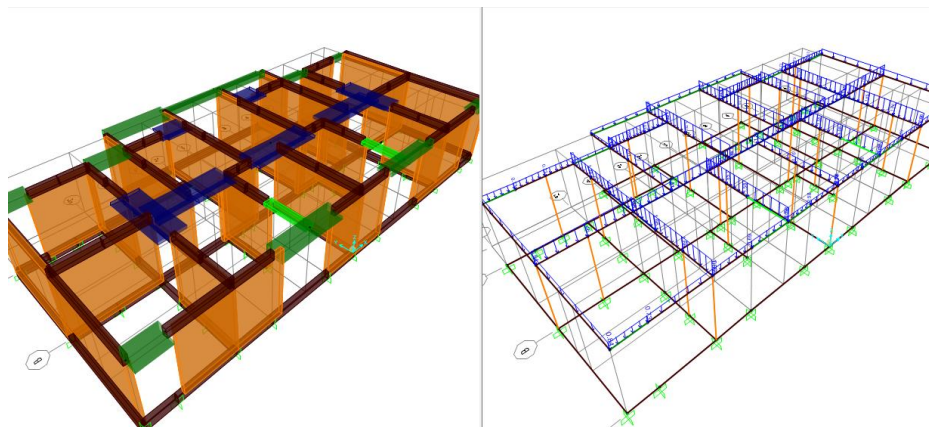


**Figura E1.14 Sección transformada de losa con pretil**

E1.7.4 Modelo por computadora

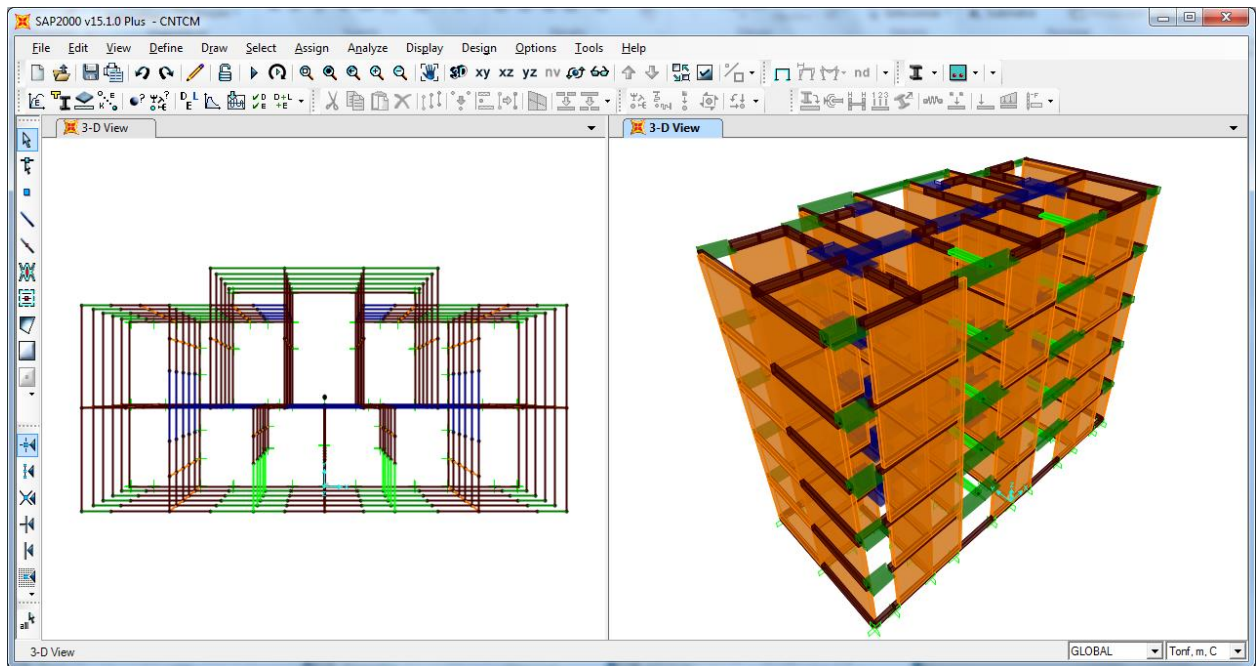
Con la anterior información de cargas sobre las losas, masas inerciales y rotacionales por entrepiso y geometría del edificio se procede a formar el modelo de columna ancha tridimensional. Para este ejemplo se supondrá la edificación empotrada en la base por lo que se da la fijación de los seis grados de libertad en los nudos inferiores de las columnas de planta baja (tres desplazamientos lineales y tres giros).

En la Figura E1.15 se muestra el modelo en SAP2000 de un entrepiso y en la Figura E1.16, donde se ha definido para cada nivel de losa una restricción (“constraint”) de diafragma rígido en el plano horizontal o XY. Se cuenta con la ventaja de trabajar la geometría de la mitad del edificio y después “replicarlo” con simetría haciendo una copia de espejo respecto al eje 1 (el eje central). Posteriormente el entrepiso se replica o copia verticalmente para formar los siguientes cuatro niveles.



**Figura E1.15 Modelo de columna ancha en SAP2000, un nivel**





**Figura E1.16** Modelo completo del edificio en SAP2000

En el programa de cómputo se adicionan las cargas sobre los muros como puntuales, o bien como cargas lineales uniformemente distribuidas sobre muros y cerramientos de puertas y ventanas como se muestra en la Figura E1.15. Una opción adicional es crear placas de elemento finito y modelar los sistemas de losa o solo usarlas para aplicar cargas uniformemente repartidas de losa sobre los elementos verticales.

#### E1.7.5 Periodos de vibración

Los resultados del análisis dinámico modal espectral incluyen los periodos y modos de vibrar, así como desplazamientos totales y de entrepiso en cada marco o muro y los elementos mecánicos (carga axial, fuerza cortante, momento flexionante, momento torsionante) en muros y vigas.

Modo	Dirección x	Dirección y
1	0.2585	0.2985
2	0.0773	0.0807
3	0.0422	0.0421

En la Tabla E1.14 se consignan los desplazamientos del centro de masa en cada nivel y en cada una de las dos direcciones principales. Los desplazamientos obtenidos del análisis han sido multiplicados por el factor de comportamiento sísmico,  $Q = 2$ .

**Tabla E1.14** Desplazamientos y cortantes de entrepiso obtenidos del análisis dinámico

Nivel	Dirección x		Dirección y	
	Desplaz (cm)	Fza Cte (ton)	Desplaz (cm)	Fza Cte (ton)
5	0.55	20.18	1.03	26.99
4	0.44	38.02	0.81	51.16
3	0.33	50.92	0.57	67.92
2	0.20	59.57	0.32	78.41
1	0.08	63.80	0.13	83.17

**Tabla E1.15** Comparación de fuerzas cortantes actuantes y resistentes (en ton)

Muro	DIRECCIÓN X			Muro	DIRECCIÓN Y		
	$V_A$	P	$V_R$		$V_A$	P	$V_R$
8	6.88	30.47	14.91	1	10.25	40.82	18.42
9	8.00	34.76	25.35	2	3.45	22.28	8.13
10	1.65	20.69	9.35	3	5.90	20.20	7.70
11	5.37	33.56	15.43	4	6.47	35.79	14.21
12	5.27	21.65	10.43	5	4.21	25.89	11.34
13	8.20	18.37	10.98	6	12.87	54.93	24.91
				7	4.85	30.10	11.25

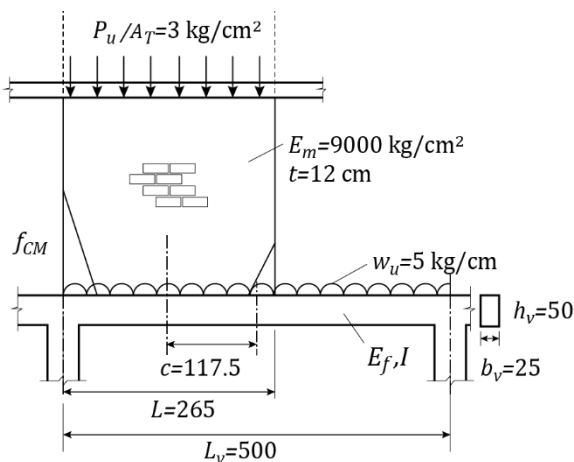
También se muestra la fuerza cortante total que actúa en cada entrepiso para cada una de las dos direcciones. Se aprecia que la carga resistente excede a la actuante en todos los muros; por lo tanto la seguridad es adecuada.

## E2 Diseño de muros sobre vigas

Se revisan el esfuerzo normal en los muros y la flecha. Las ecuaciones tienen un formato que es conveniente para la revisión de un caso particular. Se requiere un poco más de esfuerzo para utilizarlas para el diseño. Veremos ambos casos. Es pertinente aclarar que en esta sección de la norma se establecen requisitos mínimos para que los esfuerzos normales en el muro que se apoya en la viga y las flechas de dichas vigas estén en los límites requerido. Sin embargo, el peralte de la viga puede estar regido por requisitos de resistencia a flexión ante sismo u otra condición de carga.

### E2.1 Revisión de un muro

Supongamos un muro de planta baja de una estructura de 3 niveles más un sótano. El muro está desplantado sobre una trabe en planta baja y está alineado con apoyo izquierdo, como se muestra en la Figura E2.1.



**Geometría:**

$$t = 12 \text{ cm}$$

$$L = 265 \text{ cm}$$

$$L_v = 500 \text{ cm}$$

$$a = L/L_v = 0.53$$

$$c = 117.5 \text{ cm}$$

$$c_{max} = (L_v - L)/2 = 117.5 \text{ cm}$$

$$c/c_{max} = 1.0$$

**Materiales:**

Piezas macizas artesanales

$$f'_m = 30 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_m = 300f'_m = 9000 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_f = 14000\sqrt{f'_c} = 221359.4 \text{ kg/cm}^2$$

Viga de apoyo:

$$b_v = 40 \text{ cm}$$

$$h_v = 25 \text{ cm}$$

$$I = 52083 \text{ cm}^4$$

Cargas:

$$P = 9540 \text{ kg } (=3 \text{ kg/cm}^2 A_T)$$

$$w_u = 5 \text{ kg/cm}$$

**Figura E2.1 Ejemplo de muro sobre viga**

## E2.2 Revisión del esfuerzo normal en el muro

El normal máximo en el muro no debe exceder el esfuerzo normal máximo resistente de la mampostería, esto es (ec 3.1.4)

$$f_{CM} < 0.6f'_m$$

El esfuerzo normal máximo en uno de los extremos del muro (el extremo que esta sobre el apoyo), es (ec 3.15)

$$f_{CM} = F_{CE}P_u/A_T$$

donde  $F_{CE}$  es el factor de concentración de esfuerzos que se calcula para  $L/L_v < 0.9$  con (ec 3.1.7)

$$F_{CE} = (3.2K - 7.8)k_c$$

donde  $k_c = 0.5$  para el caso en que  $c/c_{max} = 1$  (ec 3.1.8) y

$$K = \left( \frac{E_m t L_v^3}{E_f I f_I} \right)^{\frac{1}{4}}$$

(ec 3.1.9), para calcular  $K$  es necesario determinar  $f_I$  que es un factor que reduce a la inercia dependiendo de la carga que está directamente sobre la viga  $w_u = 5 \text{ kg/cm}$ , (ec 3.1.10 y ec 3.1.11)

$$f_I = \frac{W_p}{W_p + 5w_u} = 0.843; \quad W_p = \frac{P_u}{A_T} t(a^4 - 4a^3 + 8a) = 134 \text{ kg/cm}$$

de donde

$$K = 4.24$$

y consecuentemente

$$F_{CE} = 2.89$$

El esfuerzo normal máximo es entonces

$$f_{CM} = 8.67 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < 0.6f'_m = 18 \text{ kg/cm}^2$$

El peralte propuesto es suficiente.

En el caso en que el esfuerzo máximo sea mayor al resistente, es necesario disminuir el valor de  $K$  ya que si se reduce  $K$  también se reduce el esfuerzo normal máximo. Para reducir el valor de  $K$ , puede optarse por aumentar el peralte ( $I$ ) o aumentar el módulo de elasticidad del concreto de la viga ( $E_f$ ). Reducir la

carga,  $w_u$ , no suele ser un valor que el diseñador pueda controlar. Aunque podría argumentarse que también es posible reducir el módulo de elasticidad de la mampostería, esto no es efectivo ya que implica que la resistencia a compresión de la mampostería es menor. Analizando esa posibilidad se observa que el módulo de elasticidad,  $E_f$ , es proporcional a  $f'_m$  pero  $K$  solo se reduce con la raíz cuarta de la reducción de  $E_m$ . Esto significa que la resistencia de la mampostería se reduce más rápidamente que  $K$  por lo que no conviene reducir el módulo de elasticidad de la mampostería para reducir  $K$ .

### E2.3 Diseño del peralte de la viga por esfuerzo máximo

De la revisión anterior, se puede ver que se puede determinar el valor de  $K$  de modo que el esfuerzo máximo sea igual al esfuerzo resistente. Con el valor de  $K$  conocido es posible determinar la inercia de la viga y el peralte de la misma si se fija el ancho. El peralte así determinado, es el peralte mínimo que puede utilizarse para pasar por esfuerzos. Veamos, igualando el esfuerzo máximo con el resistente, se tiene

$$(3.2K - 7.8)k_c \times \frac{P_u}{A_t} = 0.6f'_m$$

de donde se puede despejar  $K$

$$K_{diseño} = \frac{0.6f'_m \times \frac{A_T}{k_c P_u} + 7.8}{3.2} = 6.188$$

dado  $K_{diseño}$  se puede despejar la inercia de la viga

$$I_{diseño} = \frac{E_m t L_v^3}{K_{diseño}^4 E_f f_l} = 57596$$

Suponiendo que el ancho de la viga se conserva el peralte puede determinarse fácilmente como:

$$h_{v \text{ diseño}} = \left(12 \frac{I_{diseño}}{b_v}\right)^{\frac{1}{3}} = 30.2 \text{ cm}$$

Debe verificarse que el peralte no sea menor al mínimo  $L_v/h_v = 14$ , esto es  $h_{v \text{ min}} = L_v/14 = 35.7$ . Por esfuerzos es posible utilizar un menor peralte que el propuesto, falta la revisión de la flecha.

### E2.4 Revisión del peralte de la viga por flecha

Para cumplir con la flecha reglamentaria, la longitud de la viga de sección rectangular entre su peralte debe ser menor que (ec 3.1.12)

$$L_v/h_v \leq \sqrt[3]{\frac{1}{15} \cdot \frac{E_f b_v}{W_p + 5w_u}}$$

El valor de los parámetros el mismo que para los incisos anteriores, de modo que

$$\frac{L_v}{h_v} = 10 \leq 13.24$$

El peralte propuesto, es menor que el mínimo permitido por flecha. El peralte mínimo por flecha sería  $h_v = 13.24 \times L_v = 37.77$  cm y que es mayor al mínimo permitido de 35.7 cm. Domina la flecha en este caso

### E2.5 Peralte mínimo variando $P_u/A_T$ y $f'_m$

Para tener una visión del valor mínimo de  $L_v/h_v$  variando el esfuerzo en el muro  $P_u/A_T$ , que está relacionado con el número de niveles, y la resistencia a la compresión de la mampostería, con los mismos

parámetros que en las secciones anteriores, se preparó la Tabla E3.1. Se identifica con un código de color los casos en los que rigió el esfuerzo, la flecha o la restricción de peralte mínimo. Se observa que rige el esfuerzo máximo para mamposterías de baja resistencia a la compresión y el esfuerzo sobre el muro es elevado. Si la resistencia a la compresión es mayor, tiende a regir la flecha. En los casos en que el esfuerzo sobre el muro es muy pequeño, rige el peralte mínimo.

**Tabla 2.1**  $L_v/h_v$  mínimo variando el esfuerzo sobre el muro,  $P_u/A_T$  y la resistencia a compresión de la mampostería  $f'_m$

$P_u/A_T$	$f'_m$ (kg/cm <sup>2</sup> ) [ $E_m = 350f'_m$ ]				
	15	25	50	75	100
1.5	14.0	14.0	14.0	14.0	14.0
3.0	12.9	13.2	13.2	13.2	13.2
4.5	10.7	11.7	11.8	11.8	11.8
6.0	9.5	10.0	10.8	10.8	10.8
7.5	8.9	9.1	10.1	10.1	10.1
9.0	8.5	8.5	9.5	9.5	9.5

xx rige el esfuerzo a compresión en la mampostería

xx rige la flecha

xx rige el peralte mínimo

Obsérvese que los resultados de la tabla están normalizados de modo que son independientes de la longitud de la viga.

El módulo de elasticidad del concreto de la viga tiene un efecto importante tanto en esfuerzo máximo como en la de la flecha, por lo que debe tenerse cuidado en la determinación de este valor.

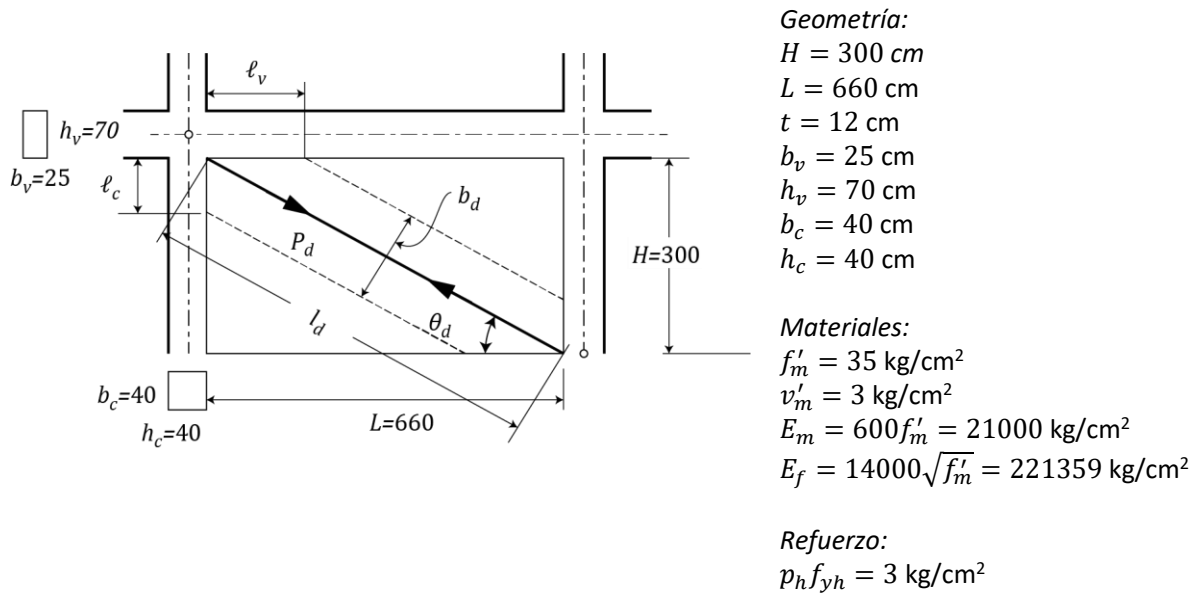
Otra variable interesante es la carga sobre la viga  $w_u$ , esta carga tiene también un efecto considerable ya que reduce la inercia de la viga de soporte. Esta carga es la carga tributaria a la viga que incluye el peso propio de la misma. Esta carga puede ser importante en algunos casos como cuando la viga tiene la carga tributaria de jardineras o cuartos de máquinas.

## E3 Muros diafragma

Los muros diafragma contribuyen significativamente a la resistencia y rigidez lateral de la estructura por lo que para el análisis deben modelarse en forma apropiada. Las normas incluyen un procedimiento para modelar los muros mediante una diagonal equivalente. Sin embargo, puede utilizarse otro método reconocido. De cualquier forma, es necesario calcular los parámetros del modelo de la diagonal equivalente para el diseño. En el caso de utilizar la diagonal equivalente, se obtendrá una fuerza axial en la diagonal. Se asume que la demanda de resistencia a fuerza cortante en el muro corresponde a la componente horizontal de dicha fuerza y que la carga axial sobre el muro es la componente vertical.

La norma contempla tres modos de falla para los muros diafragma 1) por aplastamiento de la diagonal, 2) por deslizamiento y 3) por tensión diagonal.

Estimaremos la resistencia de cada uno de los modos de falla para el caso de un muro diafragma de piezas artesanales macizas en un marco de concreto con 7m de claro centro a centro de columnas (figure E4.1)



**Figura 3.1 Muro diafragma**

### E3.1 Resistencia al aplastamiento

Para utilizar la ec 4.3.1 es necesario calcular la geometría de la diagonal equivalente. Primero se deben calcular las longitudes de contacto, (ec 4.2.2 y 4.2.3), el momento de inercia de la trabe, de las columnas y el ángulo de inclinación de la diagonal:

$$I_c = \frac{b_c h_c^3}{12} = 213333 \text{ cm}^4 \quad I_v = \frac{b_v h_v^3}{12} = 714583 \text{ cm}^4 \quad \theta_d = \text{atan}\left(\frac{H}{L}\right) = 0.32663 \text{ rad}$$

$$\ell_c = \frac{\pi}{2} \left( \frac{4E_f I_c H}{E_m t \sin 2\theta_d} \right)^{\frac{1}{4}} = 206.5 \text{ cm}$$

$$\ell_v = \pi \left( \frac{4E_f I_v L}{E_m t \sin 2\theta_d} \right)^{\frac{1}{4}} = 680.3 \text{ cm}$$

La longitud y ancho de la diagonal equivalente (ec 4.2.4, ec 4.2.1) quedan:

$$l_d = (H^2 + L^2)^{\frac{1}{2}} = 725 \text{ cm}$$

$$b_d = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{1}{2} \sqrt{\ell_c^2 + \ell_v^2} = 355.5 \text{ cm} \\ l_d/4 = 181.2 \end{array} \right. = 181.2 \text{ cm}$$

La resistencia a corte por aplastamiento de la diagonal, con  $F_R = 0.6$  es

$$V_R = 0.4F_R f'_m b_d t \cdot \cos \theta_d = 16632 \text{ kg}$$

### E3.2 Resistencia por deslizamiento

La resistencia está dada por la ec 4.4.1, tomando a  $F_R = 0.7$ , se tiene

$$V_R = \frac{0.4v'_m A_T}{1 - 0.9F_R \tan \theta_d} = 9322.4 \text{ kg}$$

### E3.3 Resistencia por tensión diagonal

Se calcula la resistencia utilizando las ecuaciones del capítulo 5. La fuerza resistida por la mampostería es (ec 5.4.2)

$$V_{mR} = F_R [(0.5v'_m A_T) \cdot f]$$

considerando la carga sobre el muro  $P = 0$ . El factor que toma en cuenta la relación de aspecto del muro  $H/L = 0.455$ , es (ec 5.4.3)

$$f = \begin{cases} 1.5 & \text{si } \frac{H}{L} \leq 0.2 \\ 1.0 & \text{si } \frac{H}{L} \geq 1.0 \end{cases}$$

en este caso se debe interpolar

$$f = 1 + \frac{1.5 - 1}{0.2 - 1} \times (0.455 - 1) = 1.34$$

Tomando  $F_R = 0.7$ , se tiene

$$V_{mR} = F_R [(0.5v'_m A_T) \cdot f] = 11151 \text{ kg}$$

La contribución del refuerzo es (ec 5.4.4)

$$V_{sR} = F_R \eta p_h f_{yh} A_T$$

donde  $\eta$  esta dado por le ec 5.4.5

$$\eta = \frac{V_{mR}}{F_R p_h f_{yh} A_T} (k_0 k_1 - 1) + \eta_s$$

y los valores de  $k_0$  y  $k_1$  por las ec 5.4.7 y 5.4.8 respectivamente, en este caso

$$k_0 = \begin{cases} 1.3 & \text{si } H/L \leq 1.0 \\ 1.0 & \text{si } H/L \geq 1.5 \end{cases} = 1.3$$

$$k_1 = 1 - \alpha p_h f_{yh} = 0.865$$

Es necesario verificar que

$$k_1 < (1 - 0.1 f_{an} f'_m \alpha) = 0.843$$

por lo tanto  $k_1 = 0.843$ ;  $\eta_s$  esta dado por la ec 5.4.9, que para el caso de una mampostería con  $f'_m = 35 \text{ kg/cm}^2$ , se tiene

$$\eta_s = \begin{cases} 0.75 & \text{si } f'_m \geq 9 \text{ MPa } \left(90 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\right) \\ 0.55 & \text{si } f'_m \leq 6 \text{ MPa } \left(60 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\right) \end{cases} = 0.55$$

El valor de  $\eta_s$  debe ajustarse si  $p_h f_{yh} > 0.1 f_{an} f'_m$ ,

$$3 \neq 0.1(1)(30)$$

por lo tanto no es necesario ajustar  $\eta_s$ . Con los valores de  $k_0$ ,  $k_1$  y  $\eta_s$  calculados, ya se puede determina  $\eta$ , como

$$\eta = \frac{V_{mR}}{F_R p_h f_{yh} A_T} (k_0 k_1 - 1) + \eta_s = 0.63$$

y la contribución del refuerzo, considerando  $F_R = 0.7$ , como

$$V_{sR} = F_R \eta p_h f_{yh} A_T = 10535.9 \text{ kg}$$

La Resistencia total del muro por tensión diagonal es

$$V_R = V_{mR} + V_{sR} = 21867 \text{ kg}$$

La resistencia a corte del muro es la mínima de las calculadas anteriormente, en este caso rige la resistencia por deslizamiento

$$V_R = 9322 \text{ kg}$$

### E3.4 Resistencia a corte variando $H/L$ y $f'_m$

Para tener una idea un poco más clara de cómo varían las resistencias para los distintos modos de falla se presenta un ejemplo en el que se conserva la altura del muro y se varía su longitud y la resistencia a compresión de la mampostería. Las escuadrías del marco se proponen en función del claro

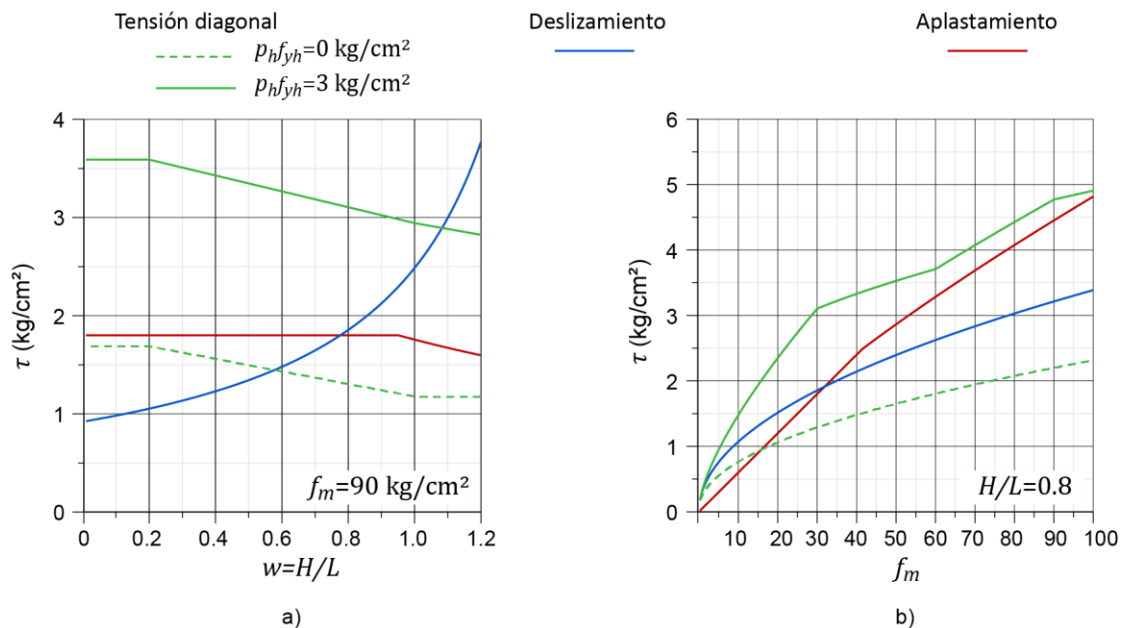
**Tabla 3.1.** Propiedades mecánicas de los materiales y geometría del marco

Parámetro	Definición
$v'_m = 0.6\sqrt{f'_m}$	Resistencia a compresión diagonal de la mampostería (ver justificación de esta expresión más adelante).
$f'_c = 250$	Resistencia a compresión de diseño del concreto en el marco
$E_f = 14000\sqrt{f'_c}$	Módulo de elasticidad del concreto
$E_m = 600f'_m$	Módulo de elasticidad de la mampostería
$H = 300$	Altura del muro
$t_w = 12$	Espesor del muro
$w = H/L$	Relación de aspecto del muro. Se toma como variable independiente. Ya que $H$ tiene un valor fijo, $L$ se obtiene a partir de esta expresión para un $w$ dado: $L = H/w$
$z = h_c/h_v = 0.85$	Cociente entre la dimensión de la columna paralelo al plano del marco ( $h_c$ ) y el peralte de la viga ( $h_v$ )
$b_c = h_c$	Dimensión de la columna perpendicular al plano del marco. Se asume que la columna es cuadrada.
$h_v = (L + h_c)/10$	Peralte de la viga, igual a un décimo del claro del marco



$$b_v = \begin{cases} 0.25 & \text{si } h_v < 0.4 \\ 0.40 & \text{si } h_v < 2.0 \end{cases} \quad \begin{array}{l} \text{Ancho de la viga. Para valores de } h_v \text{ entre 0.4 y 0.2, se} \\ \text{interpola linealmente} \end{array}$$

En la Figura E3.2a se muestran las resistencias de cada uno de los modos de falla en función de la relación de aspecto. Para el modo de falla se consideraron dos casos, en el primero (con línea continua) se consideró el muro con la cuantía mínima ( $p_h f_{yh} = 3 \text{ kg/cm}^2$ ); en el segundo caso (línea punteada) el muro no tiene refuerzo horizontal. La resistencia a compresión de la mampostería se fijó en  $f'_m = 90 \text{ kg/cm}^2$ . En la figura Figura E3.2b se muestran las resistencias ahora en función de la resistencia a compresión de la mampostería, suponiendo, como se mencionó arriba, que la resistencia a compresión diagonal de la mampostería puede calcularse en función de la resistencia a compresión. La relación de aspecto se fija en  $w = H/L = 0.8$ .



**Figura E3.2 Resistencia a corte de los distintos modos de falla: a) en función de la relación de aspecto, b) en función de la resistencia a compresión de la mampostería.**

Los muros largos ( $H/L < 0.6$ ) tienden a fallar por deslizamiento. A medida que el muro es más esbelto la falla dominante es por tensión diagonal, si es que el muro no tiene refuerzo horizontal. Sin embargo, si la resistencia a compresión de la mampostería es muy baja o el muro tiene refuerzo horizontal, el modo de falla dominante es por aplastamiento.

El cambio de la pendiente en las curvas de resistencia a corte por aplastamiento, se deben a que el ancho de la diagonal, cambia de  $l_d/4$  al valor obtenido con  $(\ell_c^2 + \ell_v^2)^{1/2}/2$ , en función de las longitudes de contacto del muro y el marco. En el caso de la figura E4.2a la variación de las longitudes de contacto es debido al cambio de las escuadrías de los elementos del marco, el módulo de elasticidad es fijo; en el caso de la figura E3.2b el cambio en las longitudes de contacto se debe al cambio en el módulo de elasticidad, las escuadrías son fijas.

Los cambios de pendiente en la curva de resistencia a corte por tensión diagonal sin refuerzo en la figura Figura E3.2a se debe al factor  $f(H/L)$  que esta en función de la relación de aspecto. En el caso del muro con refuerzo, el cambio de pendiente para  $H/L = 1$  es casi imperceptible porque en ese caso los cambios de pendiente se deben al producto de  $k_0f$ ;  $k_0$  es constante para  $H/L \leq 1$  y se va reduciendo para valores de  $H/L > 1$  donde  $f$  se hace constante e igual a la unidad.

En la figura E4.2.b el cambio de pendiente en la resistencia a corte por tensión diagonal del muro con refuerzo cuando  $f'_m = 30 \text{ kg/cm}^2$ , se debe a que para valores de  $f'_m < 30$  la cuantía resistente efectiva (ver comentario de la sección 5.4.3.4)