

300615

12

2y.

UNIVERSIDAD LA SALLE

ESCUELA DE INGENIERIA
INCORPORADA A LA UNAM



INDIVISA MANENT

"MUROS DE CORTANTE DE CONCRETO REFORZADO"

TESIS PROFESIONAL

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:

INGENIERO CIVIL

PRESENTA:

MARIO GARFIAS SANTOYO

MEXICO, D. F.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

1987



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis está protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

CONTENIDO

	INTRODUCCION	1
I	CONSIDERACIONES ESPECIALES EN EL ANALISIS ESTRUCTURAL	
I.1	Introducción	3
I.2	Rigidez de un elemento de muro de cortante	3
I.3	Matriz de rigidez de una viga con partes rígidas en los extremos	6
I.4	Análisis de un marco plano con muros de cortante	7
II	ANALISIS ESTRUCTURAL APROXIMADO DE SISTEMAS CON MUROS ANTE CARGAS LATERALES	
II.1	Introducción	19
II.2	Muros bajos	19
II.3	Muros esbeltos	20
II.4	Método de Khan y Sbarounis	22
II.5	Método de McLeod	26

III	COMPORTAMIENTO Y DISEÑO DE MUROS EN VOLADIZO	
III.1	Muros altos con secciones transversales rectangulares	35
III.2	Análisis de muros de cortante de sección rectangular	38
III.3	Análisis de muros de cortante de cualquier tipo de sección y varillas distribuidas	47
III.4	Diseño de muros de sección rectangular	51
III.5	Cortante en muros	57
III.6	Comportamiento de muros de cortante	59
III.7	Muros de cortante en voladizo con patines	64
III.8	Interacción entre muros de cortante en voladizo	67
IV	MUROS ACOPLADOS DE CORTANTE	
IV.1	Introducción	73
IV.2	Comportamiento elasto-plástico de muros de cortante acoplados	74
IV.3	Resistencia y comportamiento de las vigas de acoplamiento	76
IV.4	Resistencia de muros acoplados	85

V	ESTRUCTURACION EN ZONAS SISMICAS	
V.1	Introducción	87
V.2	Características generales deseables	88
V.3	Cimentación	100
VI	EJEMPLOS NUMERICOS	
VI.1	Ejemplo 1	
	Diseño de un muro de cortante	102
VI.2	Ejemplo 2	
	Diseño de una viga de acoplamiento	115
	CONCLUSIONES	120
	REFERENCIAS	124

INTRODUCCION

En los edificios altos es importante asegurar una rigidez adecuada para resistir fuerzas laterales inducidas por el viento, efectos sísmicos o de explosión. Muros de concreto que tienen alta rigidez en el plano, colocados en posiciones ventajosas dentro de una construcción, pueden ser muy eficientes para resistir cargas laterales. Estos muros se han denominado muros de cortante debido a que con frecuencia gran parte de la carga lateral de un edificio, sino es que toda, y la fuerza cortante horizontal se transfieren a estos elementos estructurales. Los edificios de varios niveles se han hecho más altos y esbeltos, por lo que, con esta tendencia el análisis de muros de cortante es una parte importante del diseño. Se pueden colocar en forma de conjuntos que rodean los tiros de los elevadores o los pozos de las escaleras; esta estructura de tipo de caja es eficaz para resistir fuerzas horizontales. Las columnas, por supuesto, también resisten las fuerzas horizontales, dependiendo su contribución de su rigidez relativa a los muros de cortante.

El uso de muros de cortante se hace imperativo en determinados edificios elevados a fin de poder controlar las deflexiones de entrepiso, provocadas por la carga lateral. Los muros de cortante bien diseñados en las áreas sísmicas

tienen un buen historial. No sólo pueden proporcionar seguridad estructural adecuada, sino que también pueden dar gran protección contra daño no estructural costoso (vidrios, muros divisorios, instalaciones, etc.) durante las perturbaciones sísmicas moderadas.

En el análisis estructural usualmente se supone que las fuerzas horizontales actúan al nivel de los pisos. La rigidez de los pisos en la dirección horizontal es muy grande comparada con la rigidez de los muros o las columnas. Por esta razón, es común suponer que el diafragma que constituye cada piso se desplaza en su plano horizontal como un cuerpo rígido. Este movimiento de cuerpo rígido se puede definir con traslaciones a lo largo de ejes horizontales perpendiculares y una rotación alrededor de un eje vertical en un punto arbitrario en el piso.

CAPITULO I

CONSIDERACIONES ESPECIALES EN EL ANALISIS ESTRUCTURAL

I.1 Introducción

El análisis de todo tipo de estructuras mediante el uso de ordenadores en la actualidad es generalizado. La gran mayoría de los diversos programas de análisis estructural utilizan el método de las rigideces, sin embargo no en todos ellos se pueden analizar apropiadamente las estructuras que entre sus elementos cuentan con muros de cortante, por ello es necesario hacer ciertas consideraciones especiales las cuales serán tratadas en este capítulo.

I.2 Rigidez de un elemento de muro de cortante

Considérese el análisis de una estructura plana idealizada de pared resistente al esfuerzo cortante sobre la base de ciertas suposiciones para simplificarlo.

En lo sucesivo se tratarán los muros de cortante como vigas verticales profundas que transmiten cargas a los cimientos. El efecto de deformaciones por esfuerzo cortante en estos muros es más importante que en las vigas ordinarias, en que la relación de claro a la profundidad es mucho más grande.

Para analizar un muro de cortante es importante tomar en cuenta tres grados de libertad por nudo (fig. I-1),

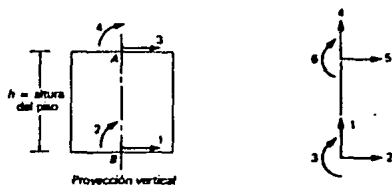


Figura I-1. Rigidez de un miembro considerando deformaciones por esfuerzo cortante, flexión y axiales; las coordenadas corresponden a la matriz I-1.

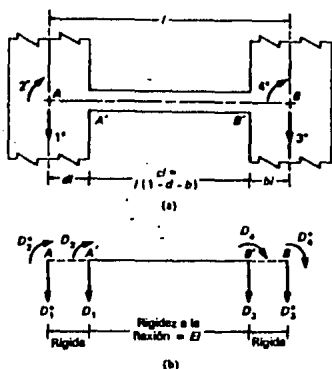


Figura I-2. Sistema de coordenadas correspondiente a la matriz de rigidez I-2 de una viga entre muros de cortante.

- Esquema con dimensiones
- Sistema de coordenadas.

es decir, se deben considerar los efectos de los desplazamientos verticales, horizontales así como la rotación del nudo.

Asimismo se debe aclarar que tienen que tomar en cuenta los efectos de la flexión, la deformación por esfuerzo cortante y la deformación axial. Considerando todas las condiciones antes mencionadas en la obtención de la matriz de rigidez de la barra prismática (en este caso muro) se tiene:

$$[S] = \begin{array}{c} 1 \\ 2 \\ 3 \\ 4 \\ 5 \\ 6 \end{array} \left[\begin{array}{c|c|c|c} \frac{Ea}{h} & & & \\ \hline & \frac{12EI}{(1+\alpha)h^3} & & \\ \hline & \frac{6EI}{(1+\alpha)h^2} & \frac{(4+\alpha)EI}{(1+\alpha)h} & \\ \hline -\frac{Ea}{h} & & & \frac{Ea}{h} \\ \hline & \frac{12EI}{(1+\alpha)h^3} & -\frac{6EI}{(1+\alpha)h^2} & \frac{12EI}{(1+\alpha)h^3} \\ \hline & \frac{6EI}{(1+\alpha)h^2} & \frac{(2-\alpha)EI}{(1+\alpha)h} & -\frac{6EI}{(1+\alpha)h^2} \end{array} \right] \begin{array}{l} \text{simétrica} \\ \text{los elementos que} \\ \text{no se muestran} \\ \text{son cero} \end{array} \quad (I-1)$$

donde

$$\alpha = \frac{12 EI}{H^2 G A_v}$$

G = módulo de elasticidad de esfuerzo cortante

A_v = área efectiva de esfuerzo cortante

$$A_v = A/f_y$$

f_y es el factor que relaciona el área de la sección transversal y el área reducida y depende de la distribución del esfuerzo cortante que, a su

vez, depende de la forma de la sección transversal.

A = área de la sección transversal perpendicular al eje.

H = altura de entrepiso

E = módulo de elasticidad

I = momento de inercia

I.3 Matriz de rigidez de una viga con partes rígidas en los extremos

Usualmente las paredes resistentes al esfuerzo cortante están conectadas con vigas y para los propósitos de análisis se tiene que encontrar la rigidez de tal viga correspondiente a coordenadas en el eje del muro (figura I-2). Para dicho propósito la matriz de rigidez de la barra debe ser la siguiente

$$[S^*] = \frac{EI}{1+\alpha} \left[\begin{array}{c|c} \frac{12}{L^3} & \\ \hline \frac{6}{L^2} + \frac{12d}{L^3} & \frac{4+\alpha}{d} + \frac{12d}{L^2} + \frac{12d^2}{L^3} \\ -\frac{12}{L^3} & -\frac{6}{L^2} - \frac{12d}{L^3} \\ \hline \frac{6}{L^2} + \frac{12b}{L^3} & \frac{2-\alpha}{d} + \frac{6d+6b}{L^2} + \frac{12db}{L^3} \\ \frac{6}{L^2} + \frac{12b}{L^3} & \frac{2-\alpha}{d} + \frac{6d+6b}{L^2} + \frac{12db}{L^3} \end{array} \right] \cdot \left[\begin{array}{c} \text{simétrica} \\ \\ \\ \end{array} \right] \quad (I-2)$$

donde

$$c = 1-d-b$$

d y b son las razones de las longitudes de las

partes rígidas de la viga a la longitud total l . Se supone que las longitudes d_1 y d_2 de los extremos tienen rigidez infinita a flexión

$$\alpha = \frac{12 EI}{c^2 l^2 G A}$$

El término α toma en cuenta las deformaciones por esfuerzo cortante; si éstas se van a despreciar debe hacerse $\alpha = 0$.

1.4 Análisis de un marco plano con muros de cortante

Considérese la estructura que se muestra en la figura I-3, que está compuesta de marcos paralelos al eje de simetría. Algunos de estos marcos incluyen paredes resistentes al esfuerzo cortante. Por la simetría de la estructura y de la carga, los diafragmas se trasladan sin rotación. Suponiendo que los diafragmas son rígidos en sus propios planos, todos los marcos oscilan la misma cantidad D^* en un nivel de piso determinado, como se muestra en la figura I-4.

La matriz de rigidez $[S^*]_i$ (del orden $n \times n$, donde n es el número de pisos), correspondiente a las coordenadas (D^*) se calcula para cada marco plano. Después se suman las matrices para obtener la rigidez $[S^*]$ de toda la estructura

$$[S^*] = \sum_{i=1}^m [S^*]_i \quad (I-3)$$

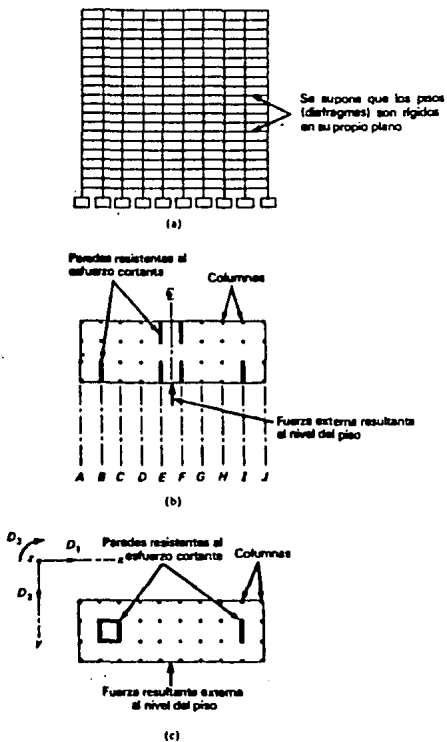


Figura I-3. Ilustración de muros de cortante y algunas suposiciones involucradas en su análisis.

- a) Elevación de una estructura de varios pisos
- b) Planta de un edificio simétrico común
- c) Planta de un edificio asimétrico, las coordenadas definen los desplazamientos de cuerpo rígido.

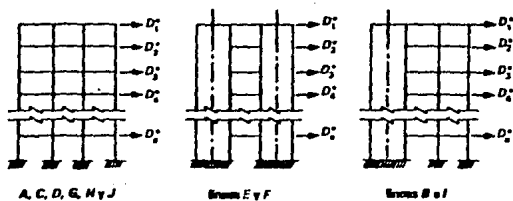


Figura I-4. Marcos planos que se consideran en el análisis de la estructura simétrica tridimensional de la figura I-3b). Se muestran los marcos paralelos a la línea de simetría del edificio.

en que m es el número de marcos. La oscilación en los niveles de los pisos se calcula con

$$[S^*]_{n \times n} (D^*)_{n \times 1} = (F^*)_{n \times 1} \quad (I-4)$$

donde (F^*) son las fuerzas horizontales resultantes a los niveles de los pisos y n es el número de pisos.

Para determinar $[S^*]_i$ para cualquier marco, por ejemplo el marco del eje B o I (figura I-4), se toman las coordenadas en los nudos del marco como se muestra en la figura I-5.

Dichas coordenadas representan la rotación y el desplazamiento vertical en cada nudo y la oscilación del piso como un todo. La matriz de rigidez $[S]_i$ correspondiente (del orden $7n \times 7n$, en este caso) se deriva primero usando la rigidez de la pared resistente al esfuerzo cortante y la viga unida a ella (usando para ello las matrices de rigidez correspondientes, ecuaciones I-1 y I-2). Después la matriz de rigidez $[S]_i$ se condensa en la matriz $[S^*]_i$ que corresponde a las coordenadas para la oscilación lateral al nivel del piso (ver referencia 1 para mayor información sobre condensación de matrices). Los elementos de $[S^*]_i$ son fuerzas en los niveles de los pisos que corresponden a los desplazamientos horizontales unitarios en pisos alternos dejando que tengan lugar las rotaciones y los desplazamientos verticales de los nudos.

Después de resolver $(D)_i$, en la ecuación I-4 se determinan las fuerzas horizontales en los niveles de los pisos para cada marco plano con

$$[S^*]_i (D^*)_i = (F^*)_i \quad (I-5)$$

Cuando las fuerzas horizontales $(F^*)_i$ se aplican en los pisos del i -ésimo marco, sin fuerzas en las otras coordenadas de la figura I-5, se pueden calcular los desplazamientos en todas las demás coordenadas de esta figura. Con estos es posible determinar los esfuerzos resultantes en cualquier elemento.

Es interesante dar los resultados del análisis de la estructura de la figura I-6, calculada con el método anteriormente descrito. Dicha estructura consta de 20 pisos con la disposición de planta que se muestra en la figura I-6, sometida a una carga por sismo en la dirección del eje de las X. Las alturas de los entrepisos son de 3.05 m excepto para la planta baja que es de 4.60 m. Todas las columnas y muros están empotrados en la base. Las propiedades de los miembros estructurales se dan a continuación

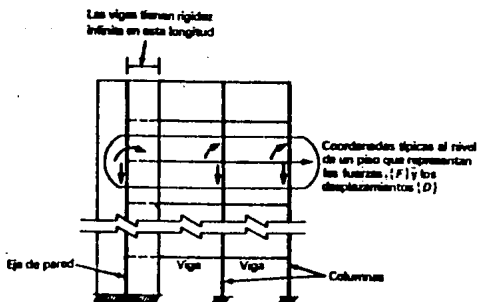


Figura I-5. Sistema de coordenadas correspondiente a la matriz de rigidez $[S]$ para el marco de los ejes B e I.

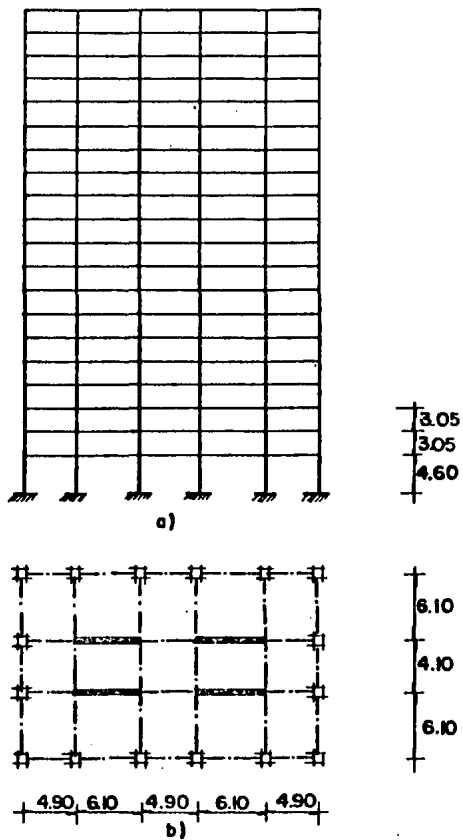


Figura I-6. Estructura analizada con el método expuesto.

a) Elevación

b) Planta.

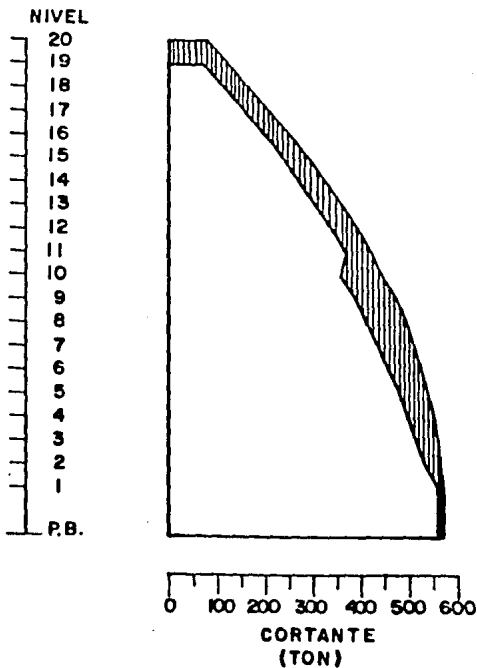
	COLUMNAS		MUROS		VIGAS
	I (m4)	A (m2)	I (m4)	A (m2)	I (m4)
PISOS 11-20	0.161	0.157	7.661	1.838	0.312
	E-02	E 00	E 00	E 00	E-02
PISOS 0 -10	0.267	0.200	7.661	1.838	0.485
	E-02	E 00	E 00	E 00	E-02

El sentido por analizar será en el que intervienen más favorablemente los muros, o sea, el sentido X. Por lo tanto es necesario considerar dos tipos de marcos, el marco A de cinco crujeas y el B de tres crujeas, con dos muros de cortante de 5.10 m de ancho cada uno.

La figura I-7 muestra la distribución del esfuerzo cortante entre las columnas y los muros de cortante; se observa que la parte principal de la resistencia lateral la proporcionan las paredes resistentes al esfuerzo cortante

La figura I-8 muestra el momento de flexión en un muro de cortante y la I-9 una columna interior del marco del eje A. Estos resultados demuestran claramente el comportamiento diferente de las columnas y los muros; en otras palabras el muro de cortante es básicamente una columna en voladizo, con la acción de marco modificando sólo ligeramente su diagrama de momentos, mientras que la columna individual muestra esencialmente acción pura de marco. El efecto de

discontinuidad en la rigidez de las columnas entre el piso 10 y 11 es claro en las figuras I-7 a I-9.



Cortante que toman los muros.



Cortante que toman las columnas.



Figura I-7. Distribución del cortante total en la estructura analizada.

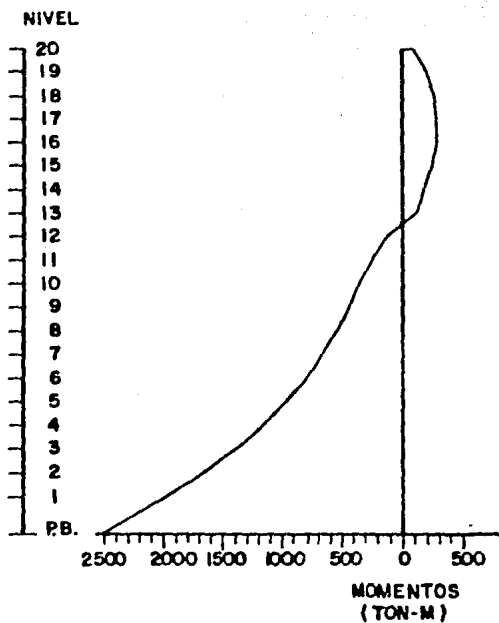


Figura I-8. Momentos en uno de los muros de la estructura de la figura I-6

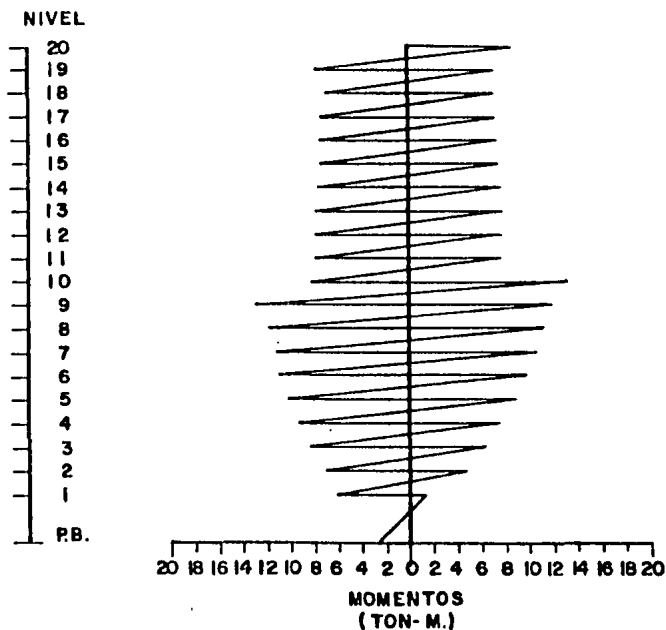


Figura I-9. Momentos en una columna central del marco de los ejes A y D.

CAPITULO II

ANALISIS ESTRUCTURAL APROXIMADO DE SISTEMAS CON MUROS ANTE CARGAS LATERALES

II.1 Introducción

En muchas ocasiones es práctico utilizar métodos aproximados con el objeto de obtener información sencilla en forma rápida con fines tales como el prediseño de los muros, el orden de los desplazamientos laterales de entrepiso, desplazamiento máximo, etc. Por éste motivo se describen a continuación algunos métodos aproximados, de aplicación sencilla y rápida, para analizar sistemas con muros ante sollicitaciones laterales.

II.2 Muros bajos

En muros de sección rectangular cuya altura total no excede de un tercio de su longitud y cuya base se halla aproximadamente empotrada, las deformaciones por flexión pueden ascender a 10 o 15 por ciento del total, o aún menos, dependiendo de las condiciones en los otros tres bordes. Es aceptable desprestigiar esta contribución y calcular la rigidez de entrepiso tomando en cuenta solamente las deformaciones debidas a cortante. Es entonces aplicable la fórmula

$$R = tGL/h \quad (II-1)$$

donde

R = rigidez

t = espesor del muro

G = módulo de cortante del muro

L = longitud del muro y

h = altura del entrepiso donde se calcula la rigidez

En general para muros con cualquier sección la rigidez de entrepiso esta dada por

$$R = G A_v / h \quad (11-2)$$

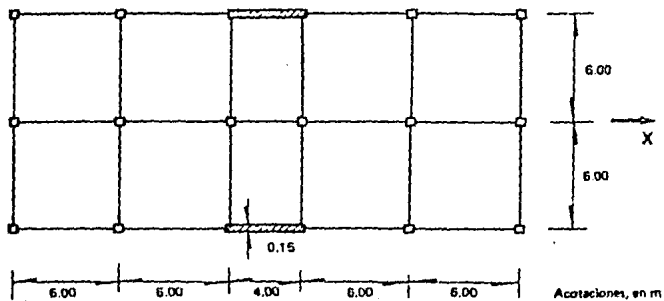
donde

A_v = área efectiva de cortante de la sección

11.3 Muros esbeltos

En estos muros tienen importancia tanto las deformaciones por esfuerzo normal debido a flexión como las provenientes de fuerza cortante. Por ello, las rigideces de entrepiso dependen de la distribución de fuerzas horizontales en la altura. Normalmente estos muros se encuentran acoplados con marcos y la interacción altera también las rigideces de entrepiso. Así, por una parte, los cortantes que toman los muros dependen de sus rigideces de entrepiso, y por otra, éstas dependen de los primeros; por consiguiente, para conocer estas cantidades es necesario proceder por iteraciones.

Cuando las fuerzas laterales son tomadas sólo por muros de distintas propiedades geométricas, es decir, si no



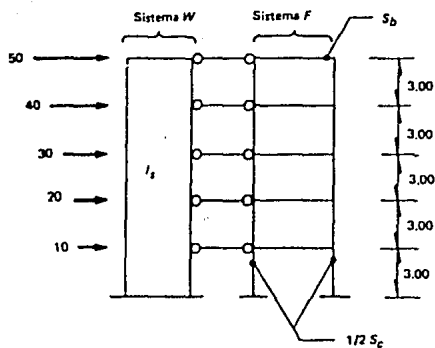
Notas: Columnas cuadradas iguales de 0.40 m de lado. Vigas iguales de 0.25 m de ancho por 0.50 m de peralte

Figura II-1. Vista en planta de un edificio con muros de cortante.

son importantes las rigideces de las vigas o de las losas que conectan a los muros, se cometen errores tolerables si dichas fuerzas se distribuyen proporcionalmente a la rigidez de cada muro, calculada para un desplazamiento unitario de su extremo superior, es decir, aplicando una fuerza en dicho extremo y dividiendola entre el desplazamiento que allí produce. Cabe advertir sin embargo, que este criterio no es aplicable si las variaciones de las propiedades geométricas de las secciones transversales de los distintos muros con la altura no son aproximadamente proporcionales. También son notables los errores en los pisos inferiores, donde la influencia de los esfuerzos cortantes es mayor que la involucrada en esta forma de proceder. A continuación se presentan algunos métodos para analizar muros acoplados con marcos, que es el caso que con más frecuencia se presenta en la práctica.

II.4 Método de Khan y Sbarounis

La versión más simple del método propuesto por estos autores consiste en sustituir una estructura como la de la figura II-1 por otra equivalente reducida que se esquematiza en la figura II-2, en la cual el sistema W representa al muro o muros de rigidez. El momento de inercia de este sistema, en cualquier piso es la suma de los momentos de inercia de todos los muros de rigidez representados. El sis-



Acotaciones, en m
 Fuerzas, en ton
 $I_s = 1.6 \text{ m}^4$
 $S_b = 0.005859 \text{ m}^3$
 $S_c = 0.009954 \text{ m}^3$
 $E = 1.5 \times 10^4 \text{ ton/m}^2$

Figura II-2. Elevación de la estructura que ejemplifica el método de Khan y Sbarounis.

tema F (marcos) incluye a las columnas, vigas y losas que contribuyan a la rigidez lateral. Las rigideces (inercia/longitud) de las columnas (S_c) y vigas (S_b) son la suma de las rigideces de todos los elementos correspondientes en la estructura.

Los sistemas W y F se consideran ligados por barras horizontales de rigidez axial infinita y de rigidez a flexión nula, de forma tal que los desplazamientos laterales de ambos sistemas son iguales, pero no los giros.

Los autores proponen que las cargas laterales externas se apliquen inicialmente en su totalidad al sistema W como si estuviese aislado, y se calculen los desplazamientos laterales así provocados; se pueden incluir las deformaciones debidas a cortante. Luego se suponen unos desplazamientos laterales para el sistema F. A menos que se cuente con una mejor suposición, estos serán iguales a los calculados para el sistema W. Por medio de distribución de momentos se pueden conocer los elementos mecánicos generados por los desplazamientos supuestos y las reacciones sobre el sistema W. Se calculan en seguida las modificaciones que producen estas reacciones, aplicandolas al sistema W, nuevamente aislado. Se comparan los desplazamientos de ambos sistemas y se repite el procedimiento hasta que dichos desplazamientos sean iguales dentro de cierta tolerancia.

Las fuerzas finales en los distintos muros representados en el sistema W son proporcionales a los momentos

de inercia y, conocidos los desplazamientos en los marcos representados en el sistema F, se pueden determinar sus elementos mecánicos con aplicar una sola vez la distribución de momentos.

Cuando los marcos toman una parte significativa de las cargas totales, el método expuesto puede requerir de varios ciclos y por tanto ser muy laborioso; por dicho motivo los autores presentan gráficas dando valores de los desplazamientos del conjunto W-F en términos del desplazamiento del muro en su extremo superior. Estas gráficas están representadas en las figuras II-3 a II-9. Para entrar en ellas, la cantidad S_s/S_c debe calcularse mediante la fórmula

$$\frac{S_s}{S_c} = \frac{\sum E_s I_s}{\sum E_c I_c} [10/N]^2 \quad (\text{II-3})$$

donde E_s e I_s son, respectivamente, el módulo de elasticidad y el momento de inercia del sistema W, E_c e I_c son los correspondientes valores de las columnas del sistema F, y N es el número de pisos de la estructura.

Se puede hacer una corrección de convergencia, consistente en emplear como valor inicial para el desplazamiento $\Delta_{ii}(n+1)$ en el piso i, en el ciclo n+1, el dado por la expresión

$$\Delta_{ii}(n+1) = \Delta_{ii}(n) + \frac{\Delta_{ei}(n) - \Delta_{ii}(n)}{1 + \frac{\Delta_{ei}(n) - \Delta_{ii}(n)}{\Delta_{ii}(n)}} \quad (\text{II-4})$$

$\Delta i_i(n)$ es el desplazamiento inicial del piso i en el ciclo n , $\Delta e_i(n)$ el correspondiente desplazamiento al final de dicho ciclo, y Δi es el desplazamiento del sistema W , también en el nivel i , cuando se le somete a las cargas totales como si estuviese aislado.

Como una variante para simplificar el método al calcular las fuerzas cortantes en el sistema F se pueden emplear las fórmulas de Wilbur, en vez de una distribución de momentos. Esta última se puede hacer cuando ya hayan convergido los desplazamientos y en el marco completo, no en el equivalente, para hacer un ajuste final.

II.5 Método de McLeod

Este autor presenta un procedimiento que permite estimar la fuerza cortante y el desplazamiento lateral máximos de sistemas formados por marcos y muros, así como el momento de volteo en la base de los muros, a partir de suponer que todos ellos están conectados sólo en sus extremos superiores.

Para cargas laterales con distribución triangular, la fórmula que proporciona la fuerza que une a los marcos con los muros, P , es:

$$\frac{P}{W} = \frac{11}{20} \frac{\sum K_f}{\sum K_f + \sum K_m} \quad (II-5)$$

donde K_f es la rigidez lateral de cada marco entendida como la fuerza concentrada en el extremo superior que produce un

desplazamiento lateral unitario en su línea de acción; K_m es la rigidez de cada muro definida en el mismo sentido y W es la carga lateral total aplicada.

Antes de aplicar estas cantidades y sumarlas, se pueden representar los muros y los marcos con un solo muro y un marco de una sola cruzía, como se hace en el método de Khan y Sbarounis. Para calcular la rigidez del marco K_f , se pueden emplear las fórmulas de Wilbur, ya que conocidas las rigideces de los entrepisos, R_i , se tiene

$$\frac{1}{K_f} = \sum \frac{1}{R_i} \quad (\text{II-5})$$

El desplazamiento lateral máximo se estima como

$$\text{desp. max.} = P / \sum K_f$$

y la fuerza cortante máxima en el marco está dada por

$$\text{cort. max.} = 1.3 P$$

El momento de volteo en la base del muro es aproximadamente igual al momento total menos PH , donde H es la altura total del muro.

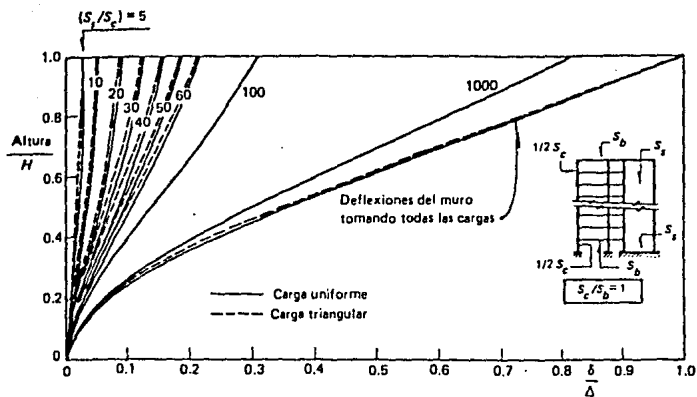


Figura II-3. Gráfica para el método de Khan y Sbarounis.

δ = Deflexión de la estructura a la altura correspondiente
 Δ = Deflexión del extremo superior del muro aplicándole las cargas totales
 H = Altura total

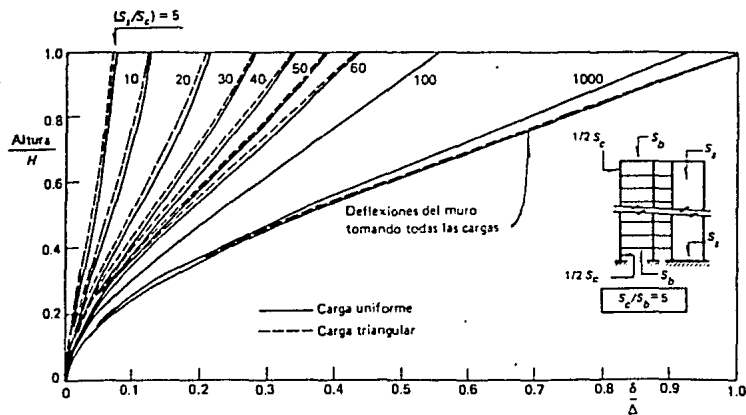


Figura II-4. Gráfica para el método de Khan y Sbarounis.

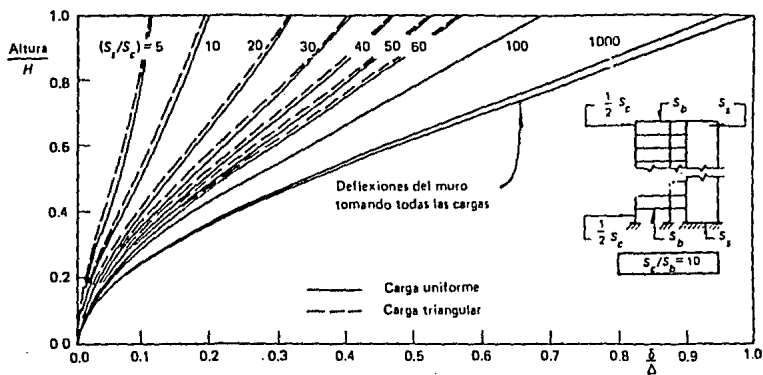


Figura II-5. Gráfica para el método de Khan y Sbarounis.

δ = Deflexión de la estructura a la altura correspondiente
 Δ = Deflexión del extremo superior del muro aplicándole las cargas totales
 H = Altura total

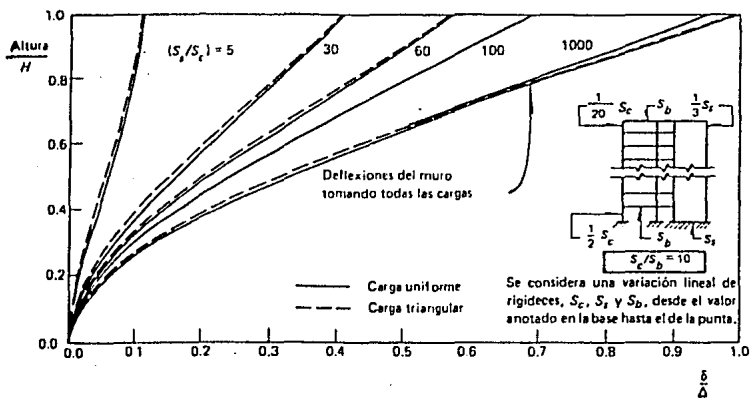


Figura II-6. Gráfica para el método de Khan y Sbarounis.

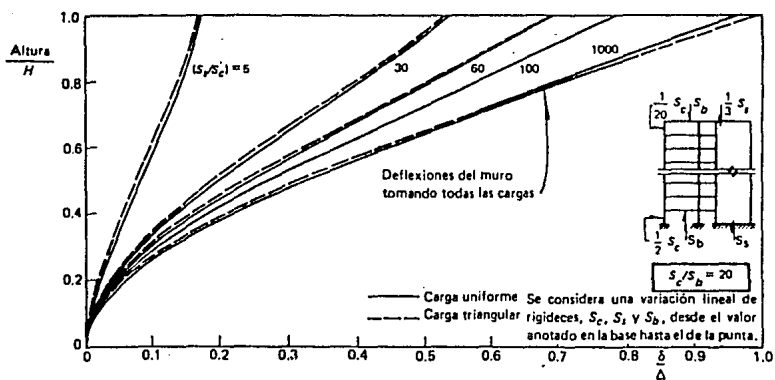


Figura II-7. Gráfica para el método de Khan y Sbarounis.

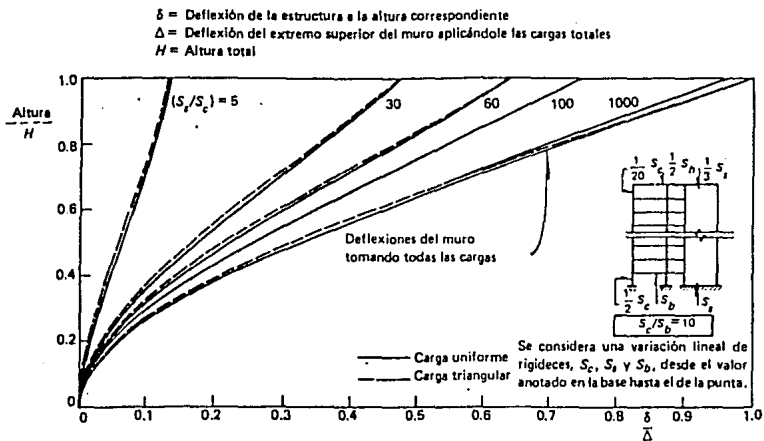


Figura II-8. Gráfica para el método de Khan y Sbarounis.

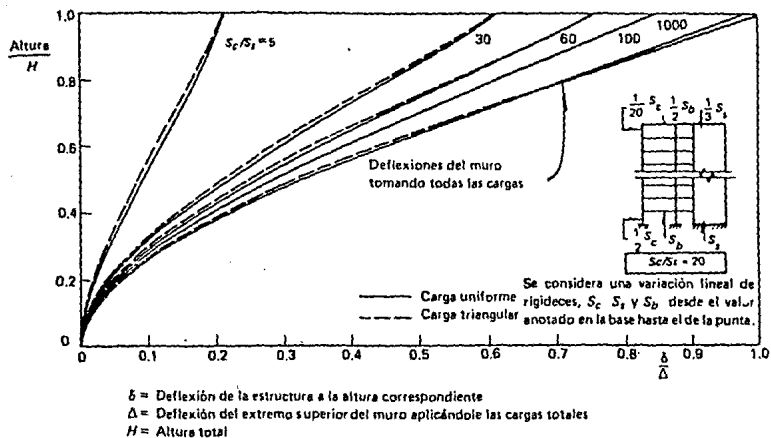


Figura II-9. Gráfica para el método de Khan y Sbarounis.

COMPORTAMIENTO Y DISEÑO DE MUROS EN VOLADIZO

III.1 Muros altos con secciones transversales rectangulares

Se puede esperar que un muro de cortante en voladizo simple, como el de la figura III-1, se comporte esencialmente de la misma manera que una viga de concreto reforzado. La sección transversal estrecha (es decir, ancho pequeño) indica que puede plantearse el problema de inestabilidad del borde a compresión. Por lo general las losas de piso de un edificio de varios niveles, que se indican en la figura III-1, actúan como diafragmas horizontales y dan apoyo lateral; en consecuencia, se puede considerar que la longitud crítica con respecto al pandeo es igual a la altura de los entrepisos. La inestabilidad antes del desarrollo de la resistencia a flexión puede ser la causa de la falla. La falla por inestabilidad toma la forma de pandeo lateral acompañada por torsión. Esta inestabilidad puede ser importante si la rigidez a flexión en el plano de flexión es muy grande comparada con su rigidez lateral.

El tratamiento analítico del problema se complica si se intentan evaluar las características del comportamiento del concreto reforzado en forma realista. Debido a que no hay suficiente evidencia experimental contra la que pueda probarse en forma convincente una carga crítica obtenida te-

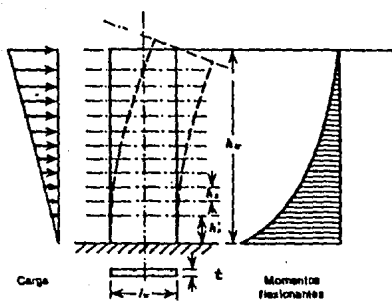


Figura III-1. Muro de cortante en voladizo.

óricamente, aquí no se intenta cuantificar los parámetros relevantes.

La propuesta de reglamento de construcciones para el Distrito Federal (1986) señala que cuando se tengan muros sujetos a cargas verticales axiales o excéntricas con tableros cuyos bordes verticales posean restricción, la longitud efectiva de pandeo H' se calcule con las siguientes fórmulas (ver figura III-2)

$$H' = H, \quad \text{si} \quad H/L \leq 0.35 \quad (\text{III-1})$$

$$H' = (1.3 - 0.85 H/L) H, \quad \text{si} \quad 0.35 \leq H/L < 0.8 \quad (\text{III-2})$$

$$H' = L/2, \quad \text{si} \quad H/L \geq 0.8 \quad (\text{III-3})$$

donde H es la altura del muro y L la longitud horizontal del tablero. Se considera suficiente restricción lateral la presencia de elementos estructurales ligados al tablero en sus bordes verticales, siempre que su dimensión perpendicular al plano del muro no sea menor que 2.5 veces el espesor del muro. En muros de uno o varios tableros sin suficiente restricción en sus bordes

$$H' = H, \quad \text{si} \quad H/L \leq 0.35 \quad (\text{III-4})$$

$$H' = 0.215 (H/L + 4.3) H \leq 2H, \quad \text{si} \quad H/L > 0.35 \quad (\text{III-5})$$

En muros sujetos principalmente a fuerzas latera-

les se limitara la relación L/t a 70, en donde t es el espesor del muro. Si se presentan además cargas verticales importantes, la relación L/t deberá limitarse a 40 y deberá reducirse la capacidad del muro para resistir fuerza horizontal tomando en cuenta la posibilidad de pandeo.

El muro de cortante, si actúa como voladizo grande, estará sujeto a momentos flexionantes y fuerzas cortantes que se originan principalmente en las cargas laterales y a compresión axial provocada por la gravedad. De acuerdo con esto, se puede evaluar la resistencia de la sección crítica a través del muro a partir de la relación de interacción momento-fuerza axial, tal y como se describirá a continuación. El refuerzo vertical o de flexión en la porción del alma de un muro de cortante puede ser tomado en cuenta al evaluar la capacidad a flexión, aunque sólo se recomienda hacerlo cuando este sea considerable.

Los requisitos esenciales son cimientos adecuados que den fijación total a la base y suficiente conexión de los muros a cada piso para transmitir la carga horizontal.

III.2 Análisis de muros de cortante de sección rectangular.

En la figura III-3 se muestra una sección de un muro rectangular. Se considera que la profundidad del eje neutro es menor que el peralte total. Como con las vigas, una falla a tensión o una falla a compresión puede ocurrir dependiendo de si el acero a tensión alcanza la resistencia de

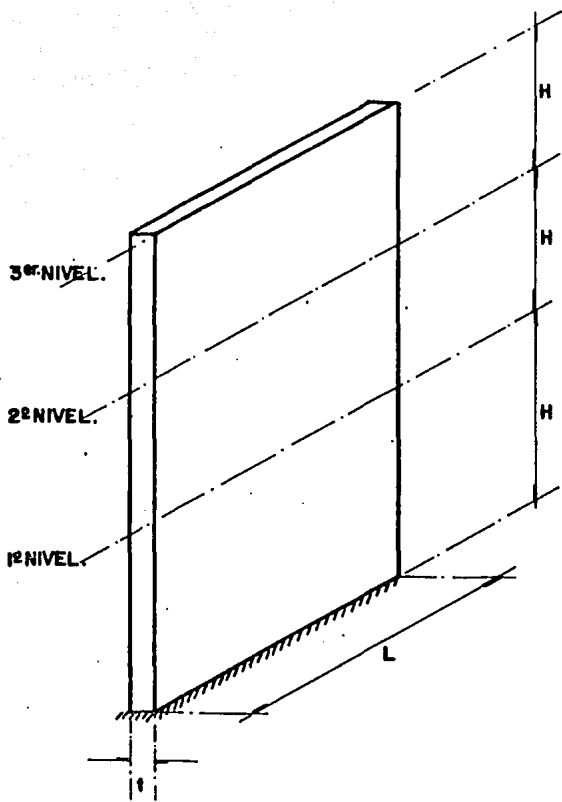


Figura III-2. Muro de cortante.

cedencia. Sin embargo, contrario a las vigas, no se puede evitar una falla a compresión limitando el área del acero, ya que el tipo de la falla depende del nivel de carga axial. Es común suponer que el acero de compresión está cediendo, y luego comprobar que se ha alcanzado la deformación de cedencia. Con referencia a la figura III-2 y de acuerdo con la propuesta de Reglamento de Construcciones del Departamento del Distrito Federal (1985) (RDDF) la ecuación obtenida de la suma de las fuerzas internas es

$$P_u = f''c t_a + A's f_y - A_s f_s \quad (\text{III-6})$$

y la expresión que se obtiene sumando momentos alrededor del centroide plástico es

$$M_u = f''c t_a (d-d''-0.5a) + A's f_y (d-d'-d'') + A_s f_s d'' \quad (\text{III-7})$$

donde

$$f''c = B f^*c$$

$$f^*c = 0.8 f'c$$

f_c = resistencia a la compresión del cilindro de concreto

f_y = resistencia de cedencia del acero

f_s = esfuerzo en el acero de tensión

A_s = área de acero de tensión

A's = área de acero de compresión

a = profundidad del bloque de esfuerzo de concreto rectangular equivalente y vale $a = 0.8 c$

c = profundidad del eje neutro

t = espesor del muro

B = coeficiente igual a

0.85 si $f_c \leq 250 \text{ kg/cm}^2$

(III-8)

$(1.05 - f_c/1250) f_c$ si $f_c > 250 \text{ kg/cm}^2$

d = distancia desde la fibra a compresión extrema al centroide del acero a tensión

d' = distancia desde la fibra a compresión extrema al centroide del acero de compresión

d'' = distancia desde el centroide del acero a tensión al centroide plástico y vale

$$d'' = \frac{f_c t h (d - 0.5h) + A's f_y (d-d')}{f_c t h + (A_s + A's) f_y} \quad (\text{III-9})$$

El centroide plástico es el centroide de la resistencia de la sección si se comprime todo el concreto al esfuerzo máximo (f_c) y se comprime todo el acero al esfuerzo de cedencia (f_y), con deformación uniforme en la sección.

Ocurre una "falla balanceada" cuando el acero de tensión apenas alcanza la resistencia de cedencia y la deformación de compresión de la fibra extrema del concreto al-

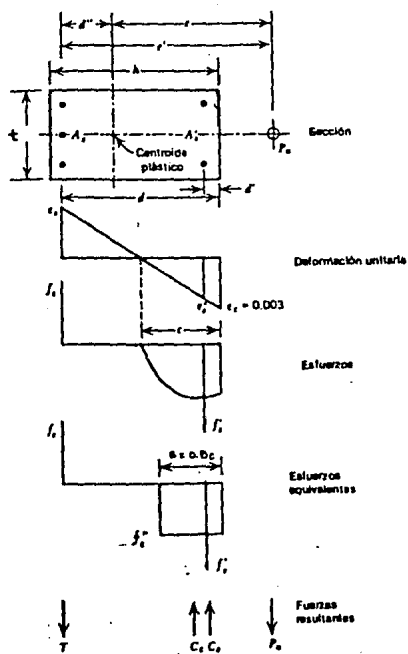


Figura III-3. Sección de muro cargada excéntricamente a la carga última.

canza 0.003 al mismo tiempo. Para una falla balanceada, de los triangulos semejantes del diagrama de deformaciones de la figura III-3 tenemos

$$\frac{0.003}{cb} = \frac{fy/Es}{d-cb} \quad (III-10)$$

$$cb = \frac{0.003 Es}{fy + 0.003 Es} d \quad (III-11)$$

$$ab = 0.8 cb = \frac{0.003 Es}{fy + 0.003 Es} (0.8) d \quad (III-12)$$

Se debe notar que hay asociada una falla balanceada con un perfil de deformación definido univocamente; es una propiedad de la sección. Se pueden calcular la carga y el momento en la falla balanceada, P_b y M_b , sustituyendo $f_s = f_y$ y a_b de la ecuación III-12 en las ecuaciones III-6 y III-7.

Si $F_u < P_b$, ocurre una falla a tensión, ya que la menor carga en el muro significa que $c < cb$ y el diagrama de deformaciones de la figura III-4 muestra que consecuentemente $\epsilon_s > f_y/Es$ (ϵ_s es la deformación unitaria del acero de tensión). En este caso el acero de tensión cede y se aplican las ecuaciones III-6 y III-7 con $f_s = f_y$.

Si $F_u > P_b$, ocurre una falla a compresión, ya que

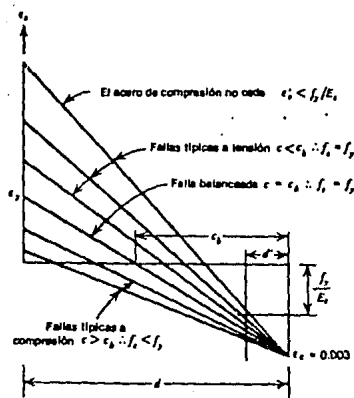


Figura III-4. Diagramas de deformaciones para fallas de muros cargados excéntricamente.

la mayor carga de la columna significa que $e > cb$; con referencia al diagrama de deformaciones de la figura III-4, es claro que consecuentemente $e < fy/Es$. En este caso el acero de tensión no alcanza la deformación de cedencia. Del diagrama de deformaciones se puede encontrar que el valor real de fs es

$$fs = e's Es = 0.003 \frac{d-c}{c} Es = 0.003 \frac{0.8d-a}{a} Es \quad (III-13)$$

Para una falla a compresión se aplican las ecuaciones III-6 y III-7 sustituyendo fs de la ecuación III-13.

Es claro que se debe verificar si el acero en compresión está cediendo ($fs = fy$), para lo cual, del diagrama de deformaciones correspondiente, se requiere que:

$$e's = 0.003 \frac{c-d'}{c} \geq fy/Es \quad (III-14)$$

si se encuentra que éste acero no está cediendo, el valor de $f's$ que se encuentra del diagrama de deformaciones es

$$f's = e's Es = 0.003 \frac{c-d'}{c} Es = 0.003 \frac{a-0.8d'}{a} Es \quad (III-15)$$

y se debe sustituir este valor, en las respectivas ecuaciones.

La mejor forma de ilustrar las combinaciones de Pu y Mu que provocan la falla de una sección dada de muro es

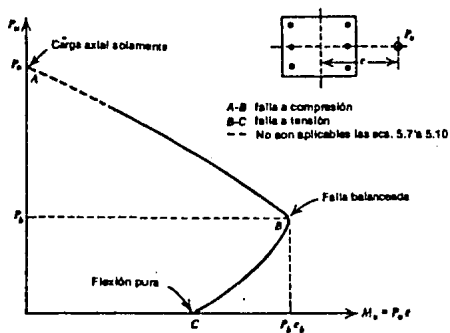


Figura III-5. Diagrama de interacción para una sección de muro de concreto reforzado, indicando las combinaciones de carga y momento que provocan la falla.

mediante un diagrama de interacción. La figura III-5 es un diagrama de este tipo para un muro típico. Cualquier combinación de carga y excentricidad que dé un punto en AB provoca una falla a compresión; cualquier combinación en BC provoca una falla a tensión, en que la cedencia del acero de tensión precede al aplastamiento del concreto comprimido. En B ocurre una falla balanceada. Cualquier combinación de carga y momento que pueda graficarse dentro del área del diagrama de interacción se puede tomar sin falla; las combinaciones graficadas fuera del área no se pueden tomar.

III.3 Análisis de muros de cortante de cualquier tipo de sección y varillas distribuidas.

Cuando una sección tiene varillas distribuidas a todo lo largo de la misma se dificulta la deducción de ecuaciones de análisis debido a que aquella puede estar en distintos niveles de esfuerzos en toda la sección.

Se puede desarrollar el análisis de esa sección utilizando los requerimientos de compatibilidad de deformaciones y equilibrio.

Considerando la sección de muro reforzado simétricamente mostrada en la figura III-6 en la carga última. Para una varilla cualquiera i en la sección, el diagrama de deformaciones indica que

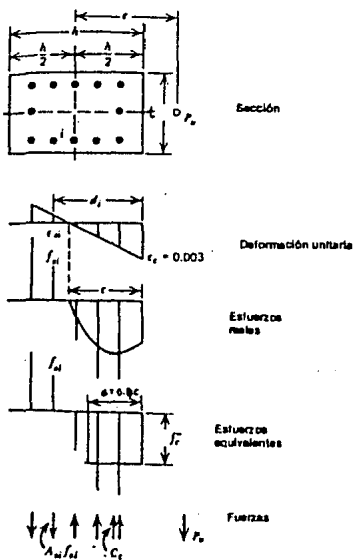


Figura III-6. Sección de un muro con varillas distribuidas a lo largo del peralte.

$$e \text{ si} = 0.003 \frac{c - d_i}{c} \quad (\text{III-16})$$

en que las deformaciones de compresión son positivas y las deformaciones de tensión negativas. Las siguientes relaciones dan entonces el esfuerzo f_{si} en la varilla i . Si

$$e \text{ si} \geq f_y/E_s, \quad f_{si} = f_y$$

ó si

$$f_y/E_s > e \text{ si} > -f_y/E_s, \quad f_{si} = e \text{ si} E_s \quad (\text{III-17})$$

ó si

$$e \text{ si} \leq -f_y/E_s, \quad f_{si} = f_y$$

Entonces, $f_{si} A_{si}$ da la fuerza en la varilla i , en que A_{si} es el área de ésta. Entonces se pueden escribir las ecuaciones de equilibrio para una sección con n varillas como

$$P_u = f''_c A_c + \sum_{i=1}^n f_{si} A_{si} \quad (\text{III-18})$$

$$M_u = f''_c A_c (h/2 - X_c) + \sum_{i=1}^n f_{si} A_{si} (h/2 - d_i) \quad (\text{III-19})$$

en donde A_c es el área de concreto en compresión y X_c es la distancia entre el centroide del área de concreto en compresión y la fibra extrema en compresión. En las ecuaciones III-18 y III-19 se debe dar atención debida al signo del es-

fuerzo al sumar las fuerzas del acero en la sección.

Luego entonces el procedimiento general es el siguiente:

- a) Elegir un valor para la profundidad c del eje neutro.
- b) Calcular el esfuerzo en el acero en todas las varillas utilizando las ecuaciones III-16 y III-17.
- c) Se Calculan P_u y M_u de las ecuaciones III-18 y III-19.
- d) Repetir los pasos a), b), y c) hasta obtener una curva definida.

Se debe hacer notar que hay que reducir el nivel del esfuerzo en las varillas de refuerzo de compresión en f''_c si se requiere tomar en cuenta el área del concreto a compresión desplazada por el acero.

Notese que al suponer distintas posiciones del eje neutro y calcular las combinaciones de P_u y M_u que provocan falla para cada posición del eje neutro, se puede trazar un diagrama de interacción dado. Ya que hay varias capas de acero, no habrá una sola discontinuidad notoria en el diagrama de interacción en el punto de falla balanceada; en vez de ello se obtiene un diagrama más curvo debido a que no todo el acero de tensión alcanza la resistencia de cedencia al mismo tiempo. Es importante hacer notar que cuando es poca

la profundidad del eje neutro, tal como en muros con patines, como lo indica la figura III-7, pueden ocurrir deformaciones muy grandes a tensión en las capas alejadas del acero de tensión. Si se requiere calcular la resistencia máxima de la sección, es importante determinar si las deformaciones de tensión de esas varillas están ya en el rango de endurecimiento por deformación. Si se conoce la curva completa de esfuerzo-deformación para el acero, se pueden utilizar los esfuerzos reales que corresponden a los niveles de deformación en los cálculos de resistencia.

La resistencia adicional a flexión debida al endurecimiento por deformación debe tenerse en cuenta cuando la sobrerresistencia resultante pudiera conducir a una falla frágil, por ejemplo, una falla a cortante en vez de una falla a flexión. Para secciones o arreglos de acero no simétricos se obtienen 2 curvas de interacción, una para cada sentido del momento.

III.4 Diseño de muros de sección rectangular.

Se pueden escribir las ecuaciones de diseño para la sección de la figura III-8 como sigue

$$P_u = F_r [f''c a t + A's f_y - A_s f_s] \quad (III-20)$$

$$M_u = F_r [f''c a t (d-d''-0.5a) + A's f'y (d-d'-d'') + A_s f_s d''] \quad (III-21)$$

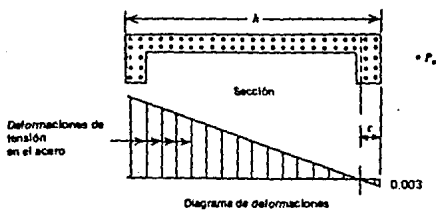


Figura III-7. Sección de un muro de cortante con carga última aplicada excéntricamente.

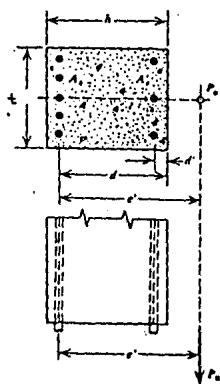


Figura III-8. Sección rectangular de concreto con varillas en los extremos.

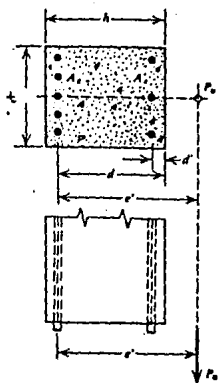


Figura III-8. Sección rectangular de concreto con varillas en los extremos.

donde F_r es el factor de resistencia que es igual a 0.8 para falla en tensión e igual a 0.7 para falla en compresión de acuerdo con la propuesta de reglamento (1986).

En la falla balanceada, $f_s = f_y$, y de la ecuación III-12 se obtiene

$$a_b = \frac{0.003 E_s}{f_y + 0.003 E_s} 0.8 d \quad (\text{III-22})$$

sustituyendo $a = a_b$ de la ecuación III-22 y $f_s = f_y$ en las ecuaciones III-20 y III-21 se obtiene F_b y M_b . Luego se puede determinar el tipo de falla. Para investigar la deformación del acero en tensión y compresión tenemos respectivamente:

$$e_s = 0.003 \frac{0.8d - a}{a} \quad (\text{III-23})$$

y

$$e_s' = 0.003 \frac{a - 0.8d'}{a} \quad (\text{III-24})$$

y sus correspondientes esfuerzos

$$f_s = 0.003 \frac{0.8d - a}{a} E_s \quad (\text{III-25})$$

y

$$f's = 0.003 \frac{a - 0.8d'}{a} E_s \quad (\text{III-26})$$

los cuales en caso de resultar mayores que el esfuerzo de cedencia se tomarán iguales a este último. Si se desea tomar en cuenta el área de concreto desplazado por el acero de compresión, se debe reducir el esfuerzo en el acero en $f''c$.

Por lo general las incógnitas son las áreas de acero en la sección y, por el contrario, son conocidas sus dimensiones, la resistencia del concreto ($f'c$) y la del acero (f_y).

En primer lugar se debe investigar si el acero en compresión está o no cediendo para la falla balanceada, con las ecuaciones III-22 y III-26. Sustituyendo ab en la ecuación III-20 y notando que, dada la simetría del refuerzo, $A's = A_s$ y $f_s = f_y$ tenemos,

$$P_b = F_r [f''c ab t] \quad (\text{III-27})$$

cuando $P_u < P_b$ (falla en tensión)

$$f_s = f_y$$

suponemos $f's = f_y$ y de la ecuación III-20 encontramos

$$a = \frac{P_u}{F_r f''c t} \quad (\text{III-28})$$

de la ecuación III-24 escribimos

$$e's = 0.003 \left[1 - \frac{0.8 F_r f''c t d'}{P_u} \right] \quad (\text{III-29})$$

si $e's > e_y = f_y/E_s$ el acero de compresión está cediendo como se supuso y de la ecuación III-21 encontramos

$$A_s = \frac{M_u/F_r - f''_c a t (d-d''-0.5a)}{f_y (d-d')} \quad (\text{III-30})$$

Cuando $F_u > F_b$ el acero de compresión estará cediendo, sin embargo el de tensión no lo estará. Por lo tanto la ecuación III-25 se sustituye en las ecuaciones III-20 y III-21 se despeja el área de acero total (generalmente el área de acero en compresión y tensión son iguales por lo que el área total de acero será $A_{st} = 2A_s = 2A'_s$) de cada una de las dos ecuaciones resultantes, para finalmente, por igualación, obtener el valor de a que sustituido en cualquiera de las dos ecuaciones igualadas nos proporciona el área de acero necesaria por flexión. Sin embargo, ésta solución no es sencilla, debido a los extensos cálculos necesarios para determinar a . Cuando la compresión rige se puede utilizar la siguiente ecuación

$$A_s = \frac{F_u/F_r (e+d-h/2) - 0.4163 f''_c b d^2}{f_y (d-d')} \quad (\text{III-31})$$

donde $e = M_u/F_u$

Esta ecuación fue desarrollada empíricamente por Whitney para el refuerzo simétrico, se considera que la capacidad máxima en el concreto de tomar momentos es la que se

encuentra para vigas que fallan en compresión. Se debe verificar con el diagrama de deformaciones que el acero de compresión esté cediendo. Esta ecuación es una buena aproximación de diseño, fácil de utilizar ya que la solución de una ecuación lineal da el área del acero. La ecuación III-31 no es estrictamente aplicable cuando ϵ tiende a cero.

III.5 Cortante en muros

Por lo general los muros de cortante se encuentran sujetos a grandes fuerzas cortantes bajo cargas sísmicas, por lo que es importante proporcionar un refuerzo adecuado, a fin de obtener un comportamiento satisfactorio.

Es importante hacer notar que se debe suministrar todo el refuerzo a cortante horizontal cerca de la base donde la cedencia del refuerzo vertical a flexión puede ser extensa, es decir, diseñar para que el refuerzo horizontal tome la totalidad del cortante cerca de la base.

La propuesta de reglamento de construcciones para el Distrito Federal recomienda para muros de cortante altos ($H/L \geq 2$), dos expresiones para valorar la aportación del concreto, que son

$$V_{cr} = F_r t d (0.2 + 30p) (f'_c)^{0.5} \quad \text{si } p < 0.01 \quad \text{(III-32)}$$

$$V_{cr} = 0.5 F_r t d (f'_c)^{0.5} \quad \text{si } p > 0.01 \quad \text{(III-33)}$$

en las que

F_r = factor de resistencia = 0.8

t = espesor del muro

d = peralte efectivo que, según la propuesta de reglamento, debe tomarse igual a $0.8 L$, L es la longitud horizontal del muro

p = cuantía de acero longitudinal

El refuerzo horizontal será

$$P_h = \frac{V_u - V_{cr}}{F_r f_y d t} \quad (\text{III-34})$$

y la cuantía vertical

$$P_v = 0.0025 + 0.5 (2.5 - H/L) (P_h - 0.0025) \quad (\text{III-35})$$

donde

$$P_h = \frac{A_{vh}}{S_h t} \quad (\text{III-36}) ;$$

$$P_v = \frac{A_{vv}}{S_v t} \quad (\text{III-37})$$

S_h , S_v son las separaciones de los refuerzos horizontal y vertical respectivamente

A_{vh} y A_{vv} son las áreas de refuerzo horizontal y vertical comprendidas en una distancia S_h y S_v respectivamente

Asimismo la propuesta indica el refuerzo mínimo

como

$$P_v \text{ min} = P_h \text{ min} = 0.0025$$

y limita la separación a 35 centímetros como máximo. También

señala que en ningún caso el cortante de diseño, V_u , excederá de

$$V_u \leq 2 F_r L t (f_c)^{0.5} \quad (\text{III-38})$$

III.6 Comportamiento de muros de cortante

A) Muros altos

En una sección eficiente de muro sujeta a momentos considerables, el grueso del refuerzo a flexión se coloca próximo al borde a tensión debido a las inversiones de momentos originadas bajo cargas laterales, normalmente se requieren cantidades iguales de refuerzo en ambos extremos. Por tanto, de ser necesario, se puede resistir una gran parte del momento flexionante mediante el "par de acero" interno, lo que produce mejores propiedades de ductilidad.

Debido a la gran área de la sección transversal, con frecuencia la carga axial de compresión en los muros de cortante es mucho menor que la que provocaría una condición de falla balanceada (P_b). Como resultado de ello, por lo general se aumenta la capacidad de momentos por las fuerzas de gravedad en los muros de cortante. Sin embargo, se debe recordar que la compresión axial reduce la ductilidad.

Cuando es deseable aumentar la ductilidad de un muro de cortante en voladizo (normalmente en su base, donde los momentos de volteo y la compresión axial son máximos) se

debe confinar el concreto en la zona a compresión. Se sugiere que el acero de confinamiento se suministre de la misma manera que en las columnas con estribos y que se distribuya al menos por sobre la parte del peralte donde se requieran deformaciones del concreto superiores a 0.003 cuando se alcanza la ductilidad deseada. En todo caso, se deben suministrar estribos transversales alrededor de las varillas a flexión, que pueden estar sujetas a cedencia a compresión, al menos en la misma manera que en las columnas cargadas axialmente, para evitar el pandeo de esas varillas, lo que es especialmente importante en la región de una articulación plástica que se puede extender por la altura completa de un piso o más. En tal distancia, es improbable que los estribos nominales al espaciado máximo especificado sean suficientes, cuando varios choques sísmicos pueden provocar cedencia en ambos extremos de la sección del muro. Sólo los estribos espaciados estrechamente pueden retener el núcleo de concreto agrietado dentro de las varillas verticales a flexión en las extremidades de la sección a impedir el pandeo de las varillas longitudinales.

Es necesario considerar la inestabilidad de muros delgados de cortante. En forma conservadora, se pueden tratar las fibras extremas de la sección del muro como una columna aislada sujeta a compresión axial, únicamente, que puede pandearse alrededor del eje débil de la sección. De ser necesario se puede aumentar la rigidez a flexión de la

sección del muro en la dirección transversal mediante un retorno, como en la figura III-9.

Esto puede ser necesario en el primer entrepiso de un edificio, donde con frecuencia las acciones máximas ocurren sobre longitudes libres máximas.

B) Muros bajos

La altura de los muros de cortante en voladizo de muchos edificios bajos es menor que su longitud. Es claro que en tales casos la evaluación de la resistencia a flexión y cortante, y el refuerzo apropiado no se puede basar en las técnicas convencionales aplicables a muros más altos. En vez de eso son relevantes los principios establecidos con relación al comportamiento de vigas de gran peralte. Ya no es posible estudiar por separado la flexión y el cortante, ya que ambos están relacionados más íntimamente en los muros bajos de cortante.

Por lo general los muros de baja altura sólo transmiten cargas de gravedad muy pequeñas, razón por la cual se ignora su efecto benéfico derivado al menos para la resistencia a cortante. La demanda de acero en flexión también será pequeña en la mayoría de los casos, debido al brazo de palanca interno disponible relativamente grande. En consecuencia, sería más práctico distribuir el refuerzo vertical (es decir, a flexión) en forma uniforme en toda la longitud del muro, permitiendo sólo un aumento nominal en



Figura III-9. Retorno de muro para aumentar la estabilidad.

los bordes verticales.

Probablemente la pérdida de ductilidad correspondiente a la carga sísmica no será de gran importancia por dos razones. En primer lugar, el bajo requisito de acero a menudo se satisface mediante un contenido próximo al mínimo de acero, que da suficiente absorción de energía en el intervalo inelástico. En segundo lugar se pueden hacer muros de cortante bajos debidamente detallados que absorban todo o la mayor parte del choque sísmico en el intervalo elástico sin demanda de grandes contenidos refuerzo.

A falta de mayor información, se ha intentado predecir el comportamiento probable de los muros de cortante bajos de las pruebas realizadas en vigas de gran peralte, ya que las similitudes geométricas sugieren el procedimiento. De este tipo de pruebas y otras realizadas con muros cuadrados de cortante en voladizo se derivan las siguientes conclusiones para el diseño.

- 1) Si se desea un mecanismo de falla dúctil (o sea, flexión) en un muro bajo de cortante los esfuerzos nominales asociados con la sobrecapacidad a flexión del muro deben ser moderados, por ejemplo $1.6 (f'c)^{0.5}$ kg/cm², lo que normalmente no es difícil de lograr. De ser necesario, se debe aumentar el espesor del muro.
- 2) Debido a que el mecanismo de falla a flexión está asociado con grietas grandes no se debe con-

fiar en la contribución del concreto a la resistencia del cortante. En consecuencia, el refuerzo del alma debe resistir toda la fuerza cortante.

Adicionalmente a esto se recomienda que el refuerzo mínimo a cortante no debe ser menor que 0.25% del área de concreto.

III.7 Muros de cortante en voladizo con patines

No hay razón para esperar que los muros altos de cortante con patines, como el que aparece en la figura III--10, se comporten de manera distinta que los que tienen secciones transversales rectangulares. Cuando la fuerza axial es pequeña, se puede anticipar que también estos muros utilicen el "par de acero" interno en el intervalo inelástico, ya que el contenido de refuerzo en ambos patines normalmente es el mismo. Por tanto, se podrá disponer de suficiente ductilidad, si esta se requiere durante un sismo de magnitud catastrófica, con tal que la restricción contra el pandeo del acero sea adecuada. Las varillas del muro que transmiten cargas de compresión pueden pandearse. Bajo deformaciones grandes, cuando se aproxima la cedencia en el acero, no se puede confiar en la restricción lateral que proporciona el zuncho de concreto, por lo que los estribos transversales deben suministrar apoyo lateral adecuado a cada varilla del muro para impedir la inestabilidad debida al pandeo hacia el

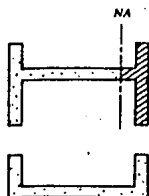


Figura III-10. Secciones transversales con patines.

exterior. El código ACI-71 especifica un espaciado máximo entre estribos de 16 veces el diámetro de la varilla del muro (o columna en su caso). Considerando teóricamente el problema, Bresler y Gilbert han demostrado que la longitud crítica no apoyada de las varillas a compresión es mucho mayor que esto, por lo que esta previsión es adecuada. Sin embargo, cuando ocurre plasticidad alterna, el módulo tangente de elasticidad del refuerzo a compresión se reduce considerablemente. Por tanto se disminuye apreciablemente la carga de pandeo crítico en varillas de muros o columnas afectados por sismos. Para mantener la capacidad a cedencia completa de las varillas a compresión se debe reducir considerablemente la longitud no apoyada. En consecuencia, Bresler recomienda que dentro de una longitud igual a un sexto de la altura de el muro, en cada extremo del mismo, el espaciado entre estribos no sea mayor que 6 veces el diámetro de las varillas verticales.

No es la resistencia sino la rigidez de los estribos lo importante. Los estribos deben ser lo suficientemente grandes para impedir el desplazamiento lateral de las varillas en cedencia. Por esta razón los reglamentos estipulan tamaños mínimos de estribos.

Cuando la compresión axial es significativa, todo un patín y parte del alma pueden estar en compresión. En tales casos parece aconsejable considerar que los patines son columnas con estribos cargados axialmente.

Los patines aumentan considerablemente el momento de resistencia de muros altos en voladizo de cortante. Por tanto la resistencia de las fuerzas cortantes en el alma pueden ser más críticas que en los muros que tengan secciones transversales rectangulares. Se debe prestar atención especial a las juntas de construcción horizontal, que también pueden estar cargadas más severamente. En un muro de cortante bien diseñado, no se espera que el refuerzo a cortante ceda en ninguna etapa de la carga.

III.8 Interacción entre muros de cortante en voladizo

En determinados edificios de varias plantas, tales como edificios de departamentos, los muros de cortante transmiten la carga gravitacional al igual que la lateral sísmica o de viento. En la figura III-11 se muestra una planta típica de esa clase de edificios. Se puede considerar que la losa de piso es muy flexible en comparación con la rigidez a flexión de los muros con respecto a su eje mayor; por tanto, la resistencia a flexión de la losa durante la carga lateral no necesita tomarse en cuenta en la mayoría de los casos. Las losas actúan como diafragmas horizontales, que se extienden de muro a muro y se espera que aseguren que no cambien las posiciones relativas de los muros entre sí durante el desplazamiento lateral de los entrepisos. La resistencia a flexión de los muros rectangulares con respecto

a su eje débil también puede despreciarse en un análisis de carga lateral.

El análisis elástico de un conjunto de voladizos interconectados, modelados en la figura III-12, puede ser muy complejo, si se toman en cuenta las deformaciones a constante y la torsión con alabeo limitado en las unidades de muros individuales. Sin embargo, con cierta simplificación, es fácil distribuir la carga lateral total entre los muros. Esta aproximación supone que sólo ocurren deformaciones a flexión, lo que significa que el patrón de carga en la altura de cada muro es semejante. Con referencia a la figura III-11, se puede aproximar la distribución de la carga sísmica lateral total, W_x o W_y , entre todos los muros mediante las siguientes expresiones.

$$W_{ix} = W'_{ix} + W''_{ix} \quad (\text{III-39})$$

$$W_{iy} = W'_{iy} + W''_{iy} \quad (\text{III-40})$$

donde

$$W'_{ix} = \frac{I_{iy}}{\sum I_{iy}} W_x \quad (\text{III-41})$$

$$W'_{iy} = \frac{I_{ix}}{\sum I_{ix}} W_y \quad (\text{III-42})$$

$$W''_{ix} = \frac{Y_i I_{iy}}{\sum (X_i^2 I_{ix} + Y_i^2 I_{iy})} e_y W_x \quad (\text{III-43})$$

$$W''_{iy} = \frac{X_i I_{ix}}{\sum (X_i^2 I_{ix} + Y_i^2 I_{iy})} ex Wy \quad (III-44)$$

donde

W_{ix}, W_{iy} = Participación del muro i para resistir la carga lateral externa total en las direcciones X y Y respectivamente.

W'_{ix}, W'_{iy} = Carga inducida en el muro solamente por las traslaciones entre niveles.

W''_{ix}, W''_{iy} = Carga inducida en el muro solamente por la torsión entre plantas.

W_x, W_y = carga externa total que deben resistir todos los muros.

I_{ix}, I_{iy} = Momento de inercia de una sección de muro alrededor de sus ejes X y Y .

X_i, Y_i = Coordenadas del muro con respecto al centro de rigidez CR del sistema resistente a las cargas.

ex, ey = Excentricidades que resultan de la falta de coincidencia del centro de gravedad CG (masas) y el centro de rigidez CR .

Si W_x y W_y se deben a la carga de viento, hay que reemplazar el centro de masa por la posición de la fuerza resultante del viento.

El enfoque anterior debe ser adecuado para un análisis de carga máxima, ya que presenta un caso admisible estáticamente. Este análisis aproximado elástico puede asegu-

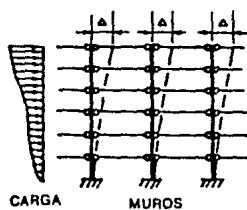


Figura III-12. Modelo matemático de muros de cortante en voladizo en interacción.

rar que se obtenga la capacidad resistente máxima de todos los muros aproximadamente al mismo tiempo. Con los perfiles utilizados para los muros de cortante de los edificios altos de departamentos, no hay razón para esperar una deficiencia de ductilidad, en tanto no se permita que ocurran fallas secundarias prematuras tales como fallas por adherencia, cortante, inestabilidad, etc.

Para los muros de cortante con una relación de altura/peralte inferior a 3 ($H/L < 3$), las deformaciones a cortante pueden ser suficientemente predominantes para considerarlas en los cálculos de rigidez o de flexión. Las distorsiones por cortante son más significativas en los muros con patines.

Al estimar las deflexiones de los muros sólidos de cortante para evaluar el periodo de vibración de la estructura, se pueden utilizar los principios de comportamiento elástico, pero se debería reducir el módulo E_c de Young y el módulo de rigidez G para tomar en cuenta la pérdida de rigidez provocada por el agrietamiento diagonal y a flexión.

CAPITULO IV

MUROS ACOPLADOS DE CORTANTE

IV.1 Introducción

Muchos muros de cortante contienen una o más hileras verticales de aberturas. Un ejemplo especialmente común de ese tipo de estructura es el "núcleo de cortante" de un edificio alto, que acomoda los cubos de elevadores, pozos de escaleras y ductos de servicio. Las puertas de acceso de todos estos atraviesan los muros. Por tanto, los muros a cada lado de las aberturas se pueden interconectar mediante vigas cortas, a menudo muy peraltadas. Se acostumbra referirse a esos muros como "acoplados" por las vigas.

Con frecuencia es difícil clasificar una estructura de muro de cortante acoplada. Por una parte se puede considerar que la estructura es un muro que contiene aberturas; por otra parte, puede ser más apropiado hablar de un marco rígido constituido por miembros muy peraltados. Ambas definiciones indican que es posible que las técnicas manuales convencionales de análisis estructural no sean adecuadas.

Antes que se pueda evaluar el comportamiento de un muro a cortante acoplado, se deben examinar dos tipos de deformación normalmente despreciados en el análisis de marcos.

El sistema de acoplamiento, que consiste en un conjunto de vigas cortas de acoplamiento, transmite fuerzas

cortantes de un muro a otro, lo que sujeta a las vigas de acoplamiento a flexión y a cortante. Debido a la pequeña relación claro/peralte de estas vigas, las deformaciones a cortante pueden volverse muy significativas. Para que el análisis por computadora sea adecuado deben tomarse en cuenta las observaciones que se hacen al respecto en el capítulo I.

IV.2 Comportamiento elasto-plástico de muros de cortante acoplados

La resistencia de dos muros de cortante acoplados, sujetos a cargas laterales de tipo sísmico, se alcanza cuando se forma un mecanismo de colapso. Se requieren dos articulaciones plásticas en cada viga de acoplamiento para terminar su habilidad de aceptar cortante adicional. También se necesita desarrollar una articulación plástica en cada uno de los muros de cortante, normalmente en su base, para completar el mecanismo de colapso. La secuencia de formación de una articulación para una carga depende de la resistencia relativa y rigidez de las componentes. El mecanismo es semejante al mostrado para una marco de varias plantas en la figura IV-1.

El comportamiento de algunos de los muros de cortante acoplados expuestos a sismos severos indicó que todas o casi todas las vigas de acoplamiento fallaron antes de lo-

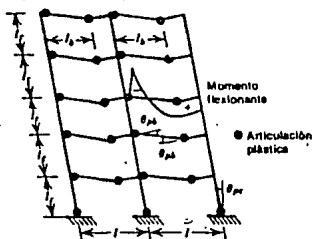


FIGURA IV-1. Mecanismo de traslación lateral de viga.

grarse la resistencia máxima de los muros acoplados. Sin embargo, es posible que en algunas estructuras la resistencia máxima de los muros se agote antes de que se formen articulaciones plásticas en las vigas de acoplamiento. La figura IV-2 muestra un muro de cortante acoplado.

IV.3 Resistencia y comportamiento de las vigas de acoplamiento

Las observaciones de los daños ocasionados por sismos han indicado repetidamente la falla por tensión diagonal de las vigas de acoplamiento que contienen insuficiente refuerzo del alma. Es claro que esas fallas generalmente frágiles, que dan una elevada tasa de degradación de resistencia bajo cargas cíclicas, se deben suprimir para que se pueda dar resistencia sísmica satisfactoria. Sin importar las cargas de diseño, la resistencia a cortante de una viga de acoplamiento debe ser igual o mayor que su capacidad a flexión, requerimiento que debe imponer un límite superior al contenido de acero a flexión en tales vigas, especialmente cuando son muy peraltadas con relación a su claro.

Se podría llegar a creer que debido a la cantidad igual de refuerzo superior e inferior, tales vigas poseerían ductilidad a flexión muy grande.

Para vigas con una relación claro/peralte menor a 2, las fuerzas cortantes y el agrietamiento diagonal consecuente provocan una distribución radical de las fuerzas de

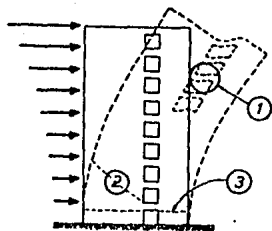


Figura IV-2. Areas críticas de comportamiento en muros acoplados de cortante.

tensión a lo largo del refuerzo a flexión. Para pequeñas relaciones claro/peralte, todavía hay esfuerzo de tensión en el refuerzo en lugares donde la teoría convencional a flexión indica que debe haber esfuerzos de compresión. Consideraciones teóricas que se basan en el comportamiento de vigas de gran peralte agrietadas diagonalmente de concreto reforzado, han confirmado esta redistribución de fuerzas en el acero a flexión; los resultados de los experimentos también han permitido verificar el fenómeno. Si se sujeta una viga típica de fachada a momentos iguales en ambos extremos se provoca un punto de momento flexionante nulo a mitad del claro. Ya que las dos secciones de apoyo están relativamente cercanas entre sí, la redistribución de las fuerzas en el refuerzo superior e inferior ya no es un efecto local. El cortante y el consecuente agrietamiento diagonal tienen los siguientes resultados.

1. Tensión en el refuerzo a flexión en áreas en que, de acuerdo con los patrones de momento flexionante, debe prevalecer la compresión.
2. Una dispersión de tensión en toda la longitud de la viga si la relación de claro/peralte es suficientemente pequeña ($l/h < 1.5$).
3. Invalidación de los conceptos de diseño de vigas doblemente reforzadas, ya que tanto el refuerzo superior como el inferior pueden estar a ten-

ESTA TESIS EN 1972
CARGO DE LA BIBLIOTECA

si3n en las secciones cr3ticas. El refuerzo no alivia la compresi3n en el concreto, por lo que tampoco se puede esperar un aumento en ductilidad debido al refuerzo. De hecho, debido a que el refuerzo superior e inferior est3n en tensi3n en la secci3n cr3tica, el concreto debe transmitir una mayor fuerza interna de compresi3n que si la viga estuviera simplemente reforzada. Por tanto, la interacci3n entre la flexi3n y el cortante en las vigas de gran peralte de acoplamiento produce una reducci3n en la capacidad a flexi3n.

Sin importar la cantidad de refuerzo del alma utilizado, en las etapas finales de la carga el grueso de la fuerza cortante de las vigas se debe transferir a trav3s de la zona a compresi3n del concreto a los muros de cortante, debido a que s3lo se puede transmitir una peque1a cantidad de cortante total por la acci3n de dovela del refuerzo a flexi3n. Sin embargo, el concreto en las 3reas de la zona a compresi3n se hubiera agrietado durante los ciclos anteriores de carga, y las grietas se hubieran abierto y cerrado varias veces; en consecuencia, se habr3a reducido dr3sticamente su capacidad de transferir cortante. En efecto, se ha observado que las vigas de gran peralte reforzadas completamente contra una falla posible a tensi3n diagonal fallan en cortante directo deslizante a lo largo de la secci3n de apoyo cr3tico.

Una vez iniciada la excursión al intervalo inelástico durante los ciclos de cargas alternas de tipo sísmico, se restringe la capacidad rotacional plástica de las vigas de acoplamiento reforzadas convencionalmente por la ineffectividad del refuerzo a compresión, y la posibilidad de una falla a cortante deslizante. Una viga convencional de acoplamiento contiene refuerzo superior e inferior iguales, que se extienden sin reducción a lo largo de todo el claro, con varillas y estribos intermedios horizontales de menor tamaño.

El agrietamiento diagonal resultado de la aplicación alterna de fuerzas cortantes, disminuye rápidamente la contribución del concreto a la resistencia a cortante. Entonces es importante suministrar estribos para la fuerza completa cortante, generada en las vigas de acoplamiento cuando se desarrolla su capacidad a flexión.

Cuando el refuerzo del alma es insuficiente, los estribos ceden y sigue una degradación de la rigidez mucho mayor. Esto es especialmente notable cuando se aplican cargas pequeñas en un ciclo nuevo de carga. Las rotaciones grandes ocurren antes que se cierren las grietas diagonales abiertas anteriormente, lo que permite que se transmita la compresión diagonal recién formada.

Los experimentos hechos en la Universidad de Canterbury revelaron que se puede mejorar considerablemente la

ductilidad y la resistencia útil de las vigas de acoplamiento, si en vez de la distribución convencional de acero descrita antes se coloca el refuerzo principal diagonalmente en la viga. Se puede basar el diseño de ese tipo de viga en la premisa de que la fuerza cortante se descompone a sí misma en fuerzas diagonales de compresión y tensión, intersectándose a mitad del claro, donde no se debe resistir ningún momento (figura IV-3). Inicialmente se transmite la compresión diagonal por el concreto, y el acero a compresión no aporta nada significativo. Sin embargo, después de la primera excursión al intervalo de cedencia de las varillas diagonales a tensión, se forman grandes grietas y permanecen abiertas cuando se elimina la carga. Cuando se aplica la carga invertida, como durante un sismo, se sujeta a estas varillas a grandes esfuerzos de compresión, quizás de cedencia, antes que se cierren las grietas formadas anteriormente. De acuerdo con ello, en el desarrollo de la resistencia a cedencia, la figura IV-3 da

$$T_u = C_u = A_s f_y \quad (\text{IV-1}) \quad \text{y} \quad V_u = 2 T_u \operatorname{sen} \alpha \quad (\text{IV-2})$$

por tanto

$$A_s = \frac{V_u}{2 f_y \operatorname{sen} \alpha} \quad (\text{IV-3})$$

en donde

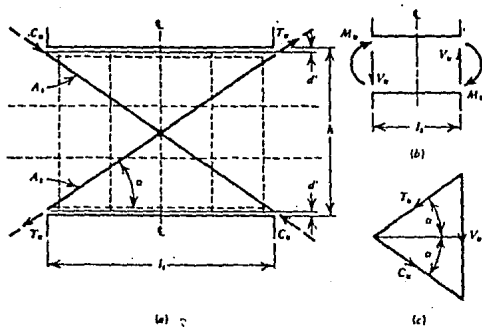


Figura IV-3. Modelo de viga de acoplamiento reforzada diagonalmente. a) Geometría del refuerzo. b) Acciones externas. c) Fuerzas internas.

$$\alpha = \text{ang tan } \frac{h - 2d'}{ls} \quad (\text{IV-4})$$

El momento resistente en los apoyos de la viga se puede encontrar de la fuerza cortante, es decir,

$$M_u = \frac{V_u ls}{2} = ls Tu \text{ sen } \alpha \quad (\text{IV-5})$$

o de las componentes horizontales de las fuerzas diagonales, es decir,

$$M_u = (h - 2d') Tu \text{ cos } \alpha \quad (\text{IV-6})$$

Ya que se deben suministrar cantidades iguales de acero en ambas bandas diagonales, la pérdida de la contribución del concreto no tiene consecuencia, con tal de que las varillas diagonales a compresión no queden inestables. En consecuencia, para la carga de tipo sísmico, es importante tener estribos amplios alrededor de las varillas diagonales a compresión para retener el concreto alrededor de las varillas. El propósito principal del concreto retenido es suministrar cierta rigidez lateral a flexión al puntal diagonal, para permitir con ello que ocurra la cedencia a compresión de las varillas diagonales principales. En la figura IV-4 se sugiere una distribución.

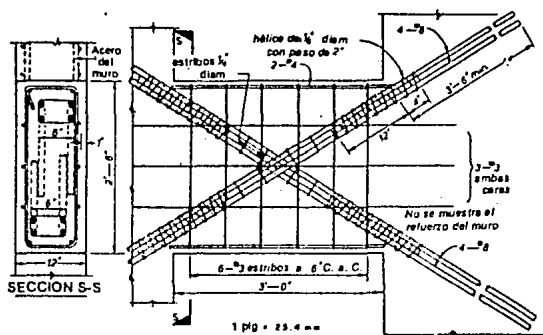


Figura IV-4. Arreglo recomendado del acero en una viga de acoplamiento reforzada diagonalmente.

Debido a que el concreto no influye en el comportamiento de las vigas de acoplamiento reforzadas diagonalmente, aparte de estabilizar las varillas a compresión, no se debe esperar degradación en resistencia o rigidez durante cargas cíclicas alternas que imponen una ductilidad moderada. La figura IV-5 muestra la relación reducción de resistencia con la ductilidad comulativa impuesta durante las cargas cíclicas en las vigas probadas en la Universidad de Canterbury. En el capítulo VI se ejemplifica el diseño de una viga de acoplamiento.

IV.4 Resistencia de muros acoplados

Una vez deducidos los momentos flexionantes y las fuerzas cortantes y axial generadas en una estructura de muro de cortante acoplado por carga lateral se pueden combinar acciones de gravedad. Ahora se puede considerar cada uno de los muros como un voladizo y se puede determinar su resistencia a flexión y cortante de acuerdo con los principios descritos en el capítulo III. Normalmente se deben examinar dos casos posiblemente críticos: uno cuando la carga lateral induce una fuerza axial de compresión en el muro y el otro cuando esta fuerza es de tensión. Este último, cuando se combina con compresión inducida por gravedad, a menudo produce una tensión neta en el muro, con el consecuente aumento en la demanda de acero a flexión.

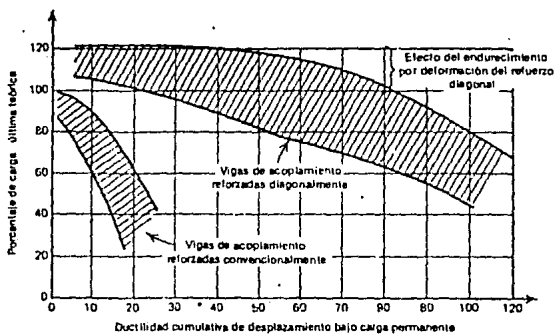


Figura IV-5. Ductilidades acumuladas impuestas en vigas de acoplamiento reforzadas convencional y diagonalmente.

CAPITULO V

ESTRUCTURACION EN ZONAS SISMICAS

V.1 Introducción.

Es frecuente, en la práctica, que la mayoría del tiempo que se dedica al diseño estructural de un edificio se invierta en los procesos de análisis y diseño, y que se examinen con brevedad los aspectos de diseño conceptual y de estructuración. Desde el punto de vista del diseño sísmico, esta costumbre es particularmente peligrosa, puesto que no se puede lograr que un edificio mal estructurado se comporte satisfactoriamente ante sismos, por mucho que se refinan los procedimientos de análisis y dimensionamiento. Por el contrario, la experiencia obtenida en varios temblores muestra que los edificios bien concebidos estructuralmente y bien detallados han tenido un comportamiento adecuado, aunque no hayan sido objeto de cálculos elaborados, y, en ocasiones, aunque no hayan satisfecho rigurosamente los reglamentos.

Estos conceptos se tratan en este capítulo y constituyen una guía que se debe procurar seguir en el diseño sísmico de edificios, aunque, naturalmente, se trata de lineamientos generales, que deben conjugarse con el criterio y la experiencia ingenieriles. No obstante debe, en lo posible evitar salirse de estos lineamientos; de lo contrario, el edificio debe ser materia de análisis, y dimensionamiento y

detallado muy cuidadosos que consideren los efectos desfavorables a que el sismo daría lugar, se encontrará en ciertos casos que el mismo análisis indicará la inconveniencia del sistema adoptado y la necesidad de cambiarlo.

V.2 Características generales deseables

Se sabe que la respuesta ante sismos depende de las características de masa y de rigidez de los sistemas estructurales. Son asimismo importantes la resistencia, el amortiguamiento y la capacidad de absorción de energía. Procede aquí remarcar que arquitectos e ingenieros pueden, en el momento de concebir la forma y características generales de un edificio, influir apreciablemente en la magnitud y distribución de varias de estas propiedades y, por tanto, pueden influir decisivamente en el comportamiento sísmico del futuro edificio. A continuación se describen características que, según la experiencia adquirida del estudio de los efectos de sismos intensos en edificios, son recomendables para lograr un comportamiento satisfactorio.

A) Poco peso

Reconociendo que las fuerzas de inercia son proporcionales a la masa y, en consecuencia, al peso del edificio, debe procurarse que la estructura y los elementos no estructurales tengan el menor peso posible.

Es importante además observar que en voladizos, o

en vigas que tengan claros sumamente largos, el peso excesivo también puede producir fuerzas de inercia verticales de magnitud apreciable, que se suman a las de gravedad, y que conviene reducir al mínimo.

B) Sencillez, simetría y regularidad en planta

Existen diversas razones para buscar la sencillez en la estructuración. En primer lugar, se entiende mejor el comportamiento sísmico global con respecto al de una estructura compleja; en segundo lugar es más fácil preparar, dibujar, entender y construir detalles estructurales. Además, la falta de regularidad de la estructura da lugar, generalmente, a falta de simetría, ya sea en masas, rigideces o resistencias y produce efectos de torsión difíciles de evaluar con precisión y, en el caso de sismos intensos, hace que las deformaciones inelásticas se concentren en ciertas zonas, las más débiles, produciendo daños que pueden ser muy apreciables.

De acuerdo con lo anterior, no son convenientes formas muy alargadas en planta y, en lo posible, deben evitarse las plantas con entrantes o salientes. En la figura V-1 se muestran algunas plantas con entrantes o salientes con dimensiones que ya se debe considerar que constituyen irregularidades. En caso de que las dimensiones de entrantes sean mayores (plantas en forma de T, L, H, U, etc.) puede resultar conveniente utilizar juntas de construcción que dividan a la planta global en varias formas rectangulares.

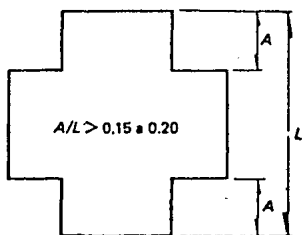
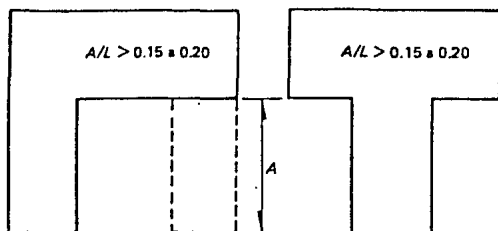


Figura V-1. Entrantes y salientes aceptables en plantas de edificios.

Aún cuando geométricamente la planta sea simétrica, también puede ser irregular, debido a una distribución excéntrica de rigideces, como se muestra en la figura V-2.

Una recomendación adicional es la de no concentrar los elementos más rígidos (como lo son los muros de cortante) y resistentes en la zona central de las plantas, porque son menos efectivos para resistir torsiones. Así, aunque son aceptables las plantas (a) de la figura V-3, son preferibles las plantas (b) que difieren de las anteriores en que tienen elementos de mucha rigidez en la periferia. Los muros de los casos (a) podrían verse sujetos a cortantes por torsión sensiblemente mayores que los de los casos (b), en donde reciben importante ayuda de los muros periféricos.

Las ventajas de eliminar la torsión y lograr estructuraciones sensiblemente simétricas son tanto mayores cuanto más alto sea el edificio. Ello obedece a que las amplificaciones dinámicas de los efectos de torsión son más importantes en estructuras flexibles y existe menor posibilidad de que sean limitadas por absorción de energía en el intervalo inelástico.

Un problema que es usual en plantas alargadas se ilustra en la figura V-4. Aquí se han aprovechado los muros de cabecera para resistir fuerzas transversales. En estructuras bajas esta solución puede ser poco eficiente. Las deformaciones de la losa en su propio plano, con las dimensio-

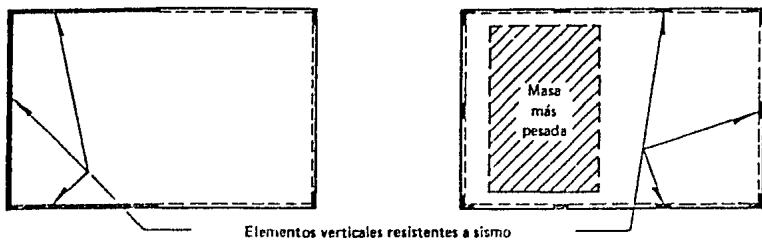
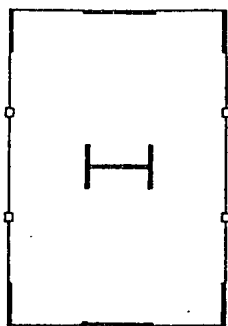
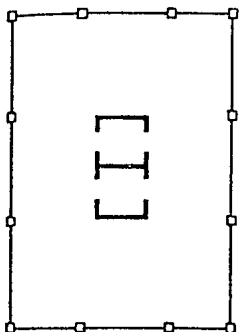
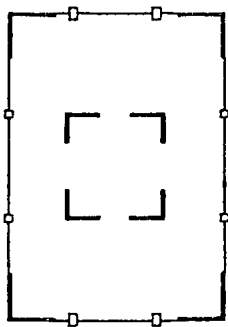
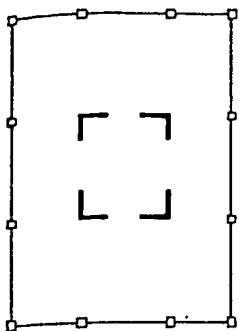


Figura V-2. Distribuciones de masas y rigideces irregulares en planta.



a) Buena

b) Mejor

Figura V-3. Concentración deseable de rigideces en planta.

nes a escala que muestra la figura, generalmente serían tales que el marco C se vería sujeto a una fuerza cortante apenas inferior a la que tendría de haberse omitido los muros. En planta aún más alargada, el beneficio derivado de los muros, en cuanto a reducir las fuerzas cortantes en la mayoría de los marcos transversales, será despreciable, en esas condiciones, el afán de aprovechar los muros de cabecera sólo habrá producido una estructura más frágil sin que por ello se haya logrado una resistencia muy superior.

En edificios de varios pisos, la solución de la figura V-4 será aún más objetable pues, si los muros de cabecera tienen cierta efectividad en absorber fuerzas laterales, concentrarán en la cimentación los efectos del momento de volteo y causarán problemas difíciles de resolver.

Todas las objeciones esgrimidas desaparecerían si se aprovecharan varios muros interiores transversales, además de los dos extremos.

C) Sencillez, simetría y regularidad en elevación.

La sencillez y simetría en elevación son deseables por los mismos motivos que lo son en planta. Además es conveniente que no existan cambios bruscos en las dimensiones del edificio, ni en las distribuciones de masas, rigideces y resistencias. El principal objetivo es que evitar se produzcan concentraciones de esfuerzos en ciertos pisos que son débiles con respecto a los demás; esto puede dar lugar a que en un sólo piso se forme un mecanismo de desplazamientos la-

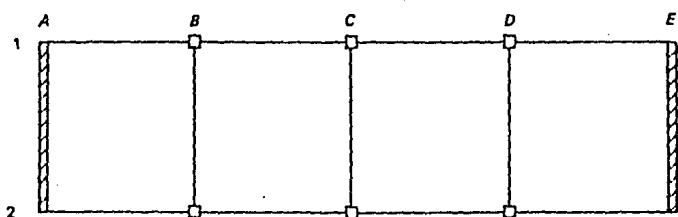


Figura V-4. Planta alargada.

terales con articulaciones plásticas en los extremos de las columnas de ese nivel; en estas secciones es probable que se generen demandas de giros inelásticos mayores de las que son capaces de soportar, por lo que se producirá el colapso del piso entero.

Los cambios bruscos en elevación hacen también que ciertas partes del edificio se comporten como apéndices, con el riesgo de que se produzca el fenómeno de amplificación dinámica de fuerzas conocido como chicoteo, que en sismos reales ha mostrado ser muy dañino.

Un ejemplo del comportamiento estructural insatisfactorio se observó en el hotel Macuto-Sheraton de Venezuela. En este edificio, los muros de cortante de 45.5 cm de espesor transmitieron la carga sísmica a columnas redondas de 109 cm de diámetro en el cuarto piso. Durante el sismo de Caracas del 29 de julio de 1967, una hilera de columnas del tercer piso falló en cortante y compresión axial. Una flecha indica el sitio en la figura V-5. Los momentos de volteo de los muros de cortante indujeron grandes fuerzas axiales en las columnas, lo que redujo su ductilidad a flexión.

Esta y otras observaciones sobre el comportamiento de los muros de cortante durante las perturbaciones sísmicas indican lo indeseado de reemplazar muros masivos de cortante cerca de su base con miembros de columnas más ligeras. La figura V-6 tomada de un estudio teórico de muros perforados

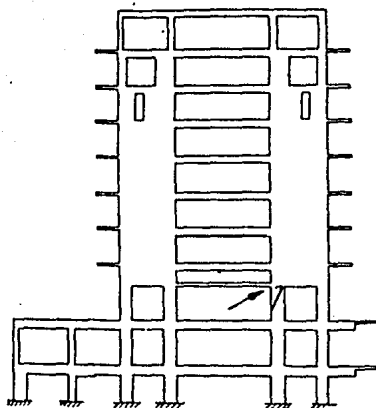


Figura V-5. Estructuración del Hotel Macuto-Sheraton de Venezuela.

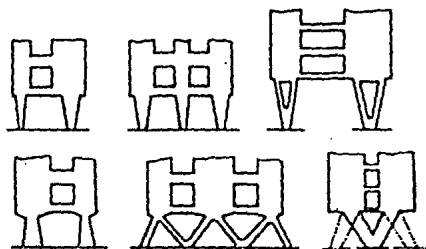
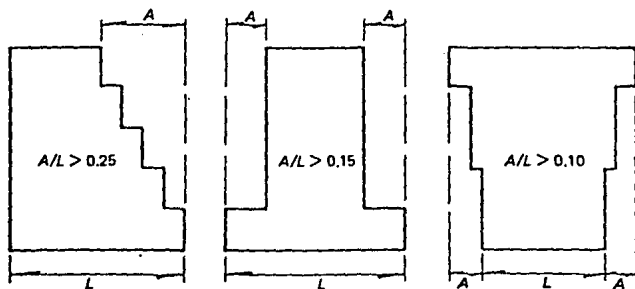
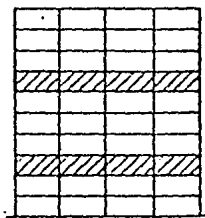
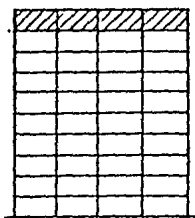


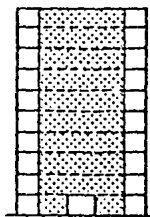
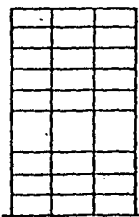
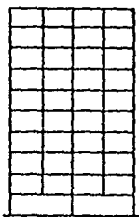
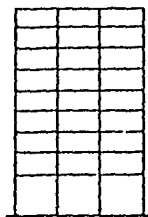
Figura V-6. Formas indeseables de muros de cortante resistentes a sismos.



a) Cambios bruscos en geometría.



b) Concentraciones de masas en algunos niveles.



c) Cambios bruscos en rigideces y resistencias

Figura V-7. Irregularidades en elevación.

de cortante, presenta tipos de muros que son satisfactorios para la resistencia de carga de viento, pero que probablemente causan un desastre en un sismo de importancia. Para estas cargas, se puede concentrar la absorción de energía en el intervalo inelástico en unas cuantas ramas relativamente ligeras y se puede asociar con demandas de ductilidad que no se pueden satisfacer con el concreto reforzado.

La figura V-7 muestra algunos cambios de geometría y distribuciones de masa y rigidez que se deben considerar irregularidades.

V.3 Cimentación.

El cometido esencial de una cimentación durante un sismo, es transmitir adecuadamente al suelo las acciones resultantes de las fuerzas generadas por el temblor en la estructura y soportar apropiadamente los esfuerzos provenientes de las deformaciones del suelo circundante.

En general, para la elección del tipo de cimentación, es deseable seguir los mismos lineamientos recomendados para la forma de la superestructura, tales como simetría, regularidad y distribución uniforme. Así por ejemplo debe evitarse al máximo combinar distintos sistemas de cimentación superficiales y profundos, se procurará que las cargas verticales se distribuyan simétricamente, que los momentos de volteo no sean excesivos, y que la estructura no sea muy alargada.

En el caso especial de muros en una estructura es recomendable que estos sean varios y estén adecuadamente distribuidos de tal manera que se reparta convenientemente el cortante de cada entrepiso y asimismo que el momento de volteo que transmita cada muro no sea excesivo. Naturalmente, debe ponerse cuidado especial en que las presiones verticales no excedan de los valores permisibles del terreno o de los pilotes que constituyan el sistema de cimentación.

Cuando el suelo es tan blando, que se requiere el uso de pilas o pilotes como sistema de cimentación, es nuevamente importante ligar entre sí las zapatas que descansan en las pilas o pilotes para obtener una acción integral de la cimentación. Las cargas que actúan en cada pila o pilote individual dependen de su posición con relación a los demás. En particular las pilas o pilotes colocados en la periferia de la cimentación, y más aún las ubicadas en las esquinas, pueden verse sometidas a cargas axiales de tensión o compresión elevadas, en cuyo caso se debe examinar si los estratos de suelo adyacentes a las pilas o pilotes tienen la capacidad suficiente para resistir tales acciones.

CAPITULO VI

EJEMPLOS NUMERICOS

VI.1 Ejemplo 1 Diseño de un muro de cortante.

Se ejemplificará el diseño de un muro de cortante en voladizo del edificio analizado en el capítulo I.

Para la planta baja, el análisis estructural arroja los siguientes resultados por cargas de gravedad

$$P = 914.0 \text{ ton}$$

$$M = 3.8 \text{ ton m}$$

$$V = 0.5 \text{ ton}$$

por cargas laterales (sismo)

$$P = 164.0 \text{ ton}$$

$$M = 2541.5 \text{ ton m}$$

$$V = 139.0 \text{ ton}$$

De acuerdo con la propuesta de reglamento, la combinación más desfavorable en este caso es la de cargas gravitacionales con las accidentales, la cual se afectará por un factor de carga igual a 1.1. La citada publicación señala que para elementos que contribuyan en más de 35% a la capacidad total en fuerza cortante de un entrepiso dado, se adopten factores de resistencia 20% inferiores a los que le corresponderían de acuerdo con los artículos respectivos de las normas complementarias. Como el muro objeto de análisis

no contribuye más del 35% a la capacidad total en fuerza cortante en ningún piso, más sin embargo lo hace en un 25%, se considerará (aunque el documento no lo especifica) un factor de carga 20% mayor al señalado por la propuesta, ya que la resistencia de estos elementos es de extrema importancia para la estabilidad de la estructura. Así tenemos

$$P_u = (914.0 + 164.0)(1.1)(1.2) = 1423 \text{ ton}$$

$$M_u = (2541.5 + 3.8)(1.1)(1.2) = 3360 \text{ ton m}$$

$$V_u = (139.0 + 0.5)(1.1)(1.2) = 184 \text{ ton}$$

las propiedades del muro son las siguientes

$$f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f\&t = 0.8 f'c = 0.8 (250) = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f''c = 0.85 f\&t = 0.85(200) = 170 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_s = 2000000 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_r: \quad = 0.7 \text{ para falla en compresión}$$

$$= 0.8 \quad " \quad " \quad " \quad \text{tensión}$$

$$= 0.8 \text{ para cortante}$$

$$t = 25 \text{ cm}$$

$$h = 610 \text{ cm}$$

$$d = 0.9 h = 0.9 (610) = 549 \text{ cm}$$

$$d' = 0.1 h = 0.1 (610) = 61 \text{ cm}$$

$$d'' = 244 \text{ cm (se propone refuerzo simétrico)}$$

usando la "teoría exacta"

la ecuación III-12 da

$$ab = \frac{0.003(2000000)}{4000 + 0.003(2000000)} (0.8)(549)$$

$$ab = 263.52 \text{ cm}$$

entonces $f_y/E_s = 4000/2000000 = 0.002$ y de la ecuación III-14 tenemos

$$e's = 0.003 \frac{263.52 - 0.8(61)}{263.52} = 0.0024 > 0.002$$

en consecuencia, el acero en compresión está cediendo, $f's = f_y$, en la falla balanceada.

Sustituyendo ab en la ecuación III-20 y notando que $f_s = f_y$ y $A's = A_s$, tenemos

$$P_b = 0.7 [(170)(263.52)(25)]$$

$$P_b = 783972 \text{ kg} < P_u = 1423000 \text{ kg}$$

en consecuencia rige la compresión, $f_s < f_y$. De las ecuaciones III-13 y III-21 tenemos

$$f_s = 6000(439.2/a - 1)$$

$$1423000 = 0.7 [(170)(25)a + 4000 A_s - (6000(439.2/a-1))A_s]$$

despejando A_s

$$A_s = \frac{2033143a - 4250a^2}{10000a - 2635200} \quad (i)$$

de las ecuaciones III-13 y III-21 tenemos

$$336000000 = 0.7 [(170)(25)(549-244-0.5a)a +$$

$$4000A_s(549-61-244) + A_s(6000(439.2/a-1))(244)$$

despejando A_s tenemos

$$A_s = \frac{480000000a - 1296250a^2 + 2125a^3}{642988800 - 488000a} \quad (11)$$

igualando las ecuaciones i e ii para eliminar A_s se obtiene la siguiente ecuación cúbica

$$a^3 - 971.14a^2 + 561925a - 121044682 = 0$$

de donde $a = 351.85$ cm, que sustituido en la ecuación i da

$$A_s = A's = 214.2 \text{ cm}^2$$

Como se puede apreciar la solución es complicada. Usando la ecuación III-31 de Whitney obtenemos.

$$e = 335000000/1423000 = 236.12 \text{ cm}$$

$$A's = \frac{1423000/0.7(236.1+549-610/2) - 0.4163(170)(25)(549)^2}{4000(549-61)}$$

$$A's = 226.8 \text{ cm}^2$$

la cual nos da un valor muy cercano al que se obtuvo usando la teoría exacta, por lo que esta ecuación es muy práctica en cálculos manuales.

Se proponen 19 varillas del #12 en cada extremo del muro, de tal forma que $A_s = A's = 216.6 \text{ cm}^2$.

Ahora determinaremos el diagrama de interacción de la sección rectangular con el área de acero obtenida.

De la ecuación III-6, y notando que debido a que las fuerzas

del acero se cancelan en cada extremo debido a que hay áreas iguales de acero, se hace

$$ab = 263.52 \text{ cm}$$

$P_b = (170)(25)(263.52) = 1119960 \text{ kg} = 1119.96 \text{ ton}$
de la ecuación III-7, y notando que puesto que el refuerzo es simétrico, el centroide plástico está en el centro de la sección, se escribe

$$M_b = (170)(263.52)(25)(549-244-0.5(263.52)) + \\ (216.6)(4000)(549-61-244) + (216.6)(4000)(244)$$

$$M_b = 616825070 \text{ kg cm} = 6168.2 \text{ ton m}$$

la ecuación III-14 se verificará el esfuerzo en el acero de compresión, $c_b = 263.52/0.8 = 329.4 \text{ cm}$

$$e'/s = 0.003 \frac{329.4 - 61}{329.4} = 0.00244 > 0.002$$

por lo que el acero en compresión está fluyendo como se supuso.

Los valores calculados de P_b y M_b dan el punto B de la figura VI-1.

Falla a la tensión

$$\text{Si } P_u < P_b, f_s = f_y.$$

Por ejemplo, sea $P_u = 620000 \text{ kg} > p_b$. Supóngase que el acero de compresión también está cediendo. Entonces de la ecuación III-6 se escribe

$$620000 = (170)(25)a$$

$$a = \frac{620000}{(170)(25)} = 145.88 \text{ cm}$$

$$c = 145.88/0.8 = 182.35 \text{ cm}$$

en consecuencia, la ecuación III-14 da

$$e's = 0.003 \frac{182.35 - 61}{182.35} = 0.002 = e_y$$

por lo que el acero de compresión está cediendo como se supuso. La ecuación III-7 da

$$M_u = (170)(25)(145.88)(549-244-0.5(145.88)) + \\ + (216.6)(4000)(244) + (216.6)(4000)(244)$$

$$M_u = 566678080 \text{ kg cm} = 5666.8 \text{ ton m}$$

esto da el punto E de la figura VI-1.

Falla a compresión

$$\text{Si } P_u > P_b, f_s < f_y.$$

Por ejemplo, sea $P_u = 2033150 \text{ kg} > P_b$. El acero de compresión estaba cediendo cuando $P_u = P_b$; en consecuencia, estará cediendo también para cualquier carga superior a ésta. Sin embargo, el acero de tensión no cede. Por tanto, la ecuación III-13 da

$$f_s = 0.003 \frac{(0.8)(549) - a}{a} (2000000)$$

$$f_s = 6000 \frac{439.2 - a}{a}$$

y de la ecuación III-6 se encuentra

$$2033150 = (170)(25)a + (216.6)(4000) -$$

$$(216.6)(5000/a)(439.2-a)$$

$$a^2 + 31.26a - 134302.2 = 0$$

resolviendo

$$a = 351.2 \text{ cm}$$

$$f_s = 6000 \frac{439.2 - 351.2}{351.2} = 1504 \text{ kg/cm}^2$$

de la ecuación III-7 se tiene

$$Mu = (170)(25)(351.2)(549-244-0.5(351.2)) +$$

$$(216.6)(4000)(244) + (216.6)(1504)(244)$$

$$Mu = 484031041 \text{ kg cm} = 4840 \text{ ton m.}$$

esto da el punto F de la figura VI-1.

En el limite, cuando P_y tiende a cero, se presenta el caso de flexión pura. En este caso, debido a que $A_s = A's$ y que el concreto debe transmitir algo de compresión, $f's < f_y$. De la ecuación III-15 se puede escribir

$$f's = 0.003 \frac{a - 0.8 (61)}{a} (2000000)$$

$$f's = \frac{6000}{a} (a - 48.8)$$

de la ecuación III-5, sustituyendo el valor mencionado antes de $f's$ en vez de la resistencia de cedencia, se tiene

$$0 = (170)(25)a + (216.6)((6000/a)(a-48.8)) - (216.6)(4000)$$

$$a^2 + 101.93a - 14922.5 = 0$$

de donde $a = 81.40 \text{ cm}$

$$f's = 6000 / 81.40 (81.4 - 48.8)$$

$$f's = 2403 \text{ kg/cm}^2$$

de la ecuación III-7 sustituyendo $f's$ en lugar de la resistencia de cedencia

$$\begin{aligned} Mu &= (170)(25)(81.4)(549-244-0.5(81.4)) + \\ & (216.6)(2403)(244) + (216.6)(4000)(244) \end{aligned}$$

$$Mu = 429835696 \text{ kg cm} = 4298.4 \text{ ton m}$$

esto da el punto C en la figura VI-1.

En el límite, P_u se constituye en un máximo a compresión cuando el momento es nulo

$$P_u = (170)(610)(25) + 2(216.6)(4000)$$

$$P_u = 4325300 \text{ kg} = 4325.3 \text{ ton}$$

esto nos proporciona el punto A de la figura VI-1.

Si la carga externa es de tensión en vez de compresión, la resistencia a tensión del muro cuando $e = 0$ está dada por

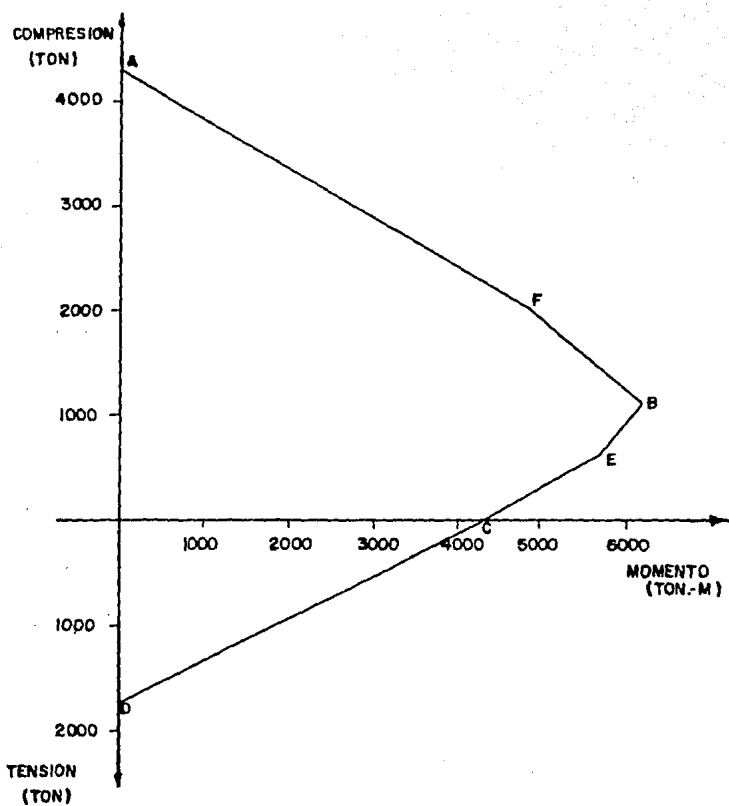
$$P_u = - 2 A_s f_y = - 2(216.6)(4000)$$

$$P_u = - 1732800 \text{ kg} = - 1732.8 \text{ ton}$$

esto da el punto D en la figura VI-1.

Diagrama de interacción

En la figura VI-1 están graficados los resultados calculados. Si se hubieran calculado puntos suficientes, se



VI-1. Diagrama de interacción del muro de cortante del ejemplo 1.

habría obtenido una curva definida, en vez de una de trazos rectos. La curva de interacción ABCD muestra las combinaciones posibles de carga y excentricidad que provocarían que la sección alcanzara su resistencia.

Revisión por esbeltez

De acuerdo con la propuesta de reglamento, como actúan cargas verticales importantes, la relación L/t debe limitarse a 40

$$L/t = 610/25 = 24.4 < 40$$

Dado que la cantidad de acero es bastante grande se ensancharán los extremos de tal forma que cumplan, considerando los como un elemento sólo, con el requisito de que la cuantía máxima debe ser menor o igual a 0.06; de tal forma que se propone ensanchar a 50 cm una longitud de 75 cm en cada borde y comprobamos

$$p = \frac{216.6}{(50)(75)} = 0.0578 < 0.06$$

Se considerará el extremo ensanchado como columna cargada axialmente con posibilidad de pandearse alrededor de su eje débil.

La propuesta señala que los efectos de esbeltez pueden despreciarse si

$$H'/r < (34-12 M1/M2)$$

donde r es el radio de giro del elemento, $M1$ es el menor y $M2$ el mayor de los momentos en los extremos del miembro; el

cociente $M1/M2$ es positivo cuando el miembro se flexiona en curvatura sencilla y negativo cuando lo hace en curvatura doble, si $M1 = M2 = 0$, el cociente $M1/M2 = 1.0$. Como $H/L = 460/610 = 0.75$ utilizamos la ecuación III-2 para obtener la longitud de pandeo crítico, dado que sus extremos poseen suficiente restricción

$$H' = (1.3 - 0.85(0.75))(460) = 305 \text{ cm}$$

$$r = (781250 / 3750)^{0.5} = 14.4 \text{ cm}$$

$$H'/r = 21.1 < 22$$

por lo tanto se pueden despreciar los efectos de esbeltez.

Diseño del refuerzo horizontal y vertical

Se diseñara para que en los dos primeros niveles el refuerzo resista todo el cortante, para evitar con ello una falla frágil, y de la ecuación III-34 obtenemos

$$p_h = \frac{184000}{(0.8)(4000)(549)(25)} = 0.0042 > 0.0025$$

se proponen dos lechos de varillas del # 4 y de la ecuación III-36 obtenemos la separación

$$S_h = \frac{A_{vh}}{p_h t} = \frac{2.54}{(0.0042)(25)} = 24.2 \text{ cm}$$

por lo tanto el refuerzo horizontal será #4 a cada 24 cm. Se calcula la cuantía vertical con la ecuación III-35

$$p_v = 0.0025 + 0.5 [2.5 - 460/610] (0.0042 - 0.0025)$$

$$p_v = 0.0040 > 0.0025 = p_{\min}$$

y su correspondiente separación se obtiene de la ecuación III-37

$$S_v = \frac{A_{vv}}{p_v t} = \frac{2.54}{(0.0040)(25)} = 25.4 \text{ cm}$$

el refuerzo vertical será de 1 varilla del #4 a cada 25 cm. Ahora verificaremos que V_u no exceda el máximo permitido con la ecuación III-38

$$V_{max} = 2(0.8)(610)(25)(200)^{0.5}$$

$$V_{max} = 345068 \text{ kg} > 184000 \text{ kg} = V_u$$

Diseño de estribos

Se proporcionarán estribos para restringir contra el pandeo las varillas a compresión. De acuerdo con la propuesta, la cuantía será

$$p' = 0.3 (A_g/A_c - 1) f'_c/f_y \geq 0.12 f'_c/f_y$$

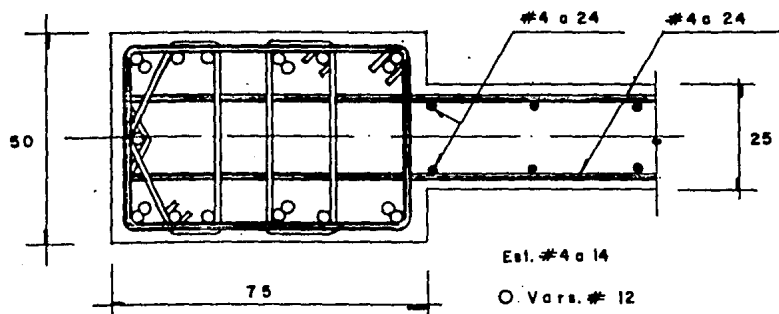
$$p' = 0.3 [(75)(50)/((65)(40)) - 1] f'_c/f_y$$

$$p' = 0.133(250)/(4000) = 0.00829$$

en donde A_g es el área total del extremo y A_c es el área confinada. La separación de los estribos será

$$S = \frac{A_v}{p' h_c} = \frac{6 (1.27)}{(0.00829)(65)} = 14.1 \text{ cm}$$

se proporcionarán estribos de 6 ramas en la dirección corta del #4 a cada 14 cm. La figura VI-2 muestra la distribución del refuerzo propuesta.



VI-2. Armado resultante en una sección de la planta baja del muro del ejemplo 1. Las cotas están en centímetros.

VI.2 Ejemplo 2. Diseño de una viga de acoplamiento

Del análisis estructural se obtuvieron los siguientes elementos mecánicos en su combinación más desfavorable (sismo + gravedad)

$$M = 52.40 \text{ ton m}$$

$$V = 103.0 \text{ ton}$$

de tal forma que aplicando el factor de carga tenemos

$$M_u = 52.40 (1.1) = 57.64 \text{ ton m}$$

$$V_u = 103.0 (1.1) = 113.30 \text{ ton}$$

las características de la viga de acoplamiento son

$$f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_kc = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f''c = 170 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_s = 2000000 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$$

$$b = 25 \text{ cm}$$

$$h = 60 \text{ cm}$$

$$d' = 10 \text{ cm}$$

$$l_s = 100 \text{ cm}$$

como $l_s/h = 100/60 = 1.67 < 2$ se proporcionará refuerzo diagonal. De las ecuaciones IV-4 y IV-3 obtenemos el ángulo y el área necesaria por cortante

$$\alpha = \text{ang tan } \frac{60 - 2(10)}{100}$$

$$\alpha = 21.80 \text{ grados}$$

$$A_s = \frac{113300}{2(0.8)(4000) \text{ sen } 21.80} = 47.67 \text{ cm}^2$$

se proponen 6 varillas del #10 con $A_s = 47.64 \text{ cm}^2$. El momento resistente se obtiene de la ecuación IV-5 afectada ésta por su correspondiente factor de resistencia

$$M_u = (0.9)(100)(4000)(46.64) \text{ sen } 21.80$$

$$M_u = 6369107 \text{ kg cm} = 63.69 \text{ ton m} > 57.64 \text{ ton m}$$

Se deben proporcionar estribos del #3 a la menor de las siguientes separaciones

$$\frac{850}{(f_y)^{0.5}} = \frac{850}{(4000)^{0.5}} = 13.5 \text{ cm}$$

$$48 \text{ diámetros} = 48 (0.95) = 45.6 \text{ cm}$$

$$\text{mitad de la menor dimensión} = 25/2 = 12.5 \text{ cm}$$

esta separación de 12 cm se reducirá a la mitad en los tercios extremos, pero como la viga es muy corta se proporcionarán estribos a cada 6 cm en toda la longitud. Las varillas se anclarán una longitud igual a $1.5 L_d$, donde L_d es la longitud de desarrollo que para varillas del #10 en concreto de $f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$ vale 177 cm. Por lo tanto se anclarán las varillas diagonales una longitud

$$1.5 (177) = 266 \text{ cm}$$

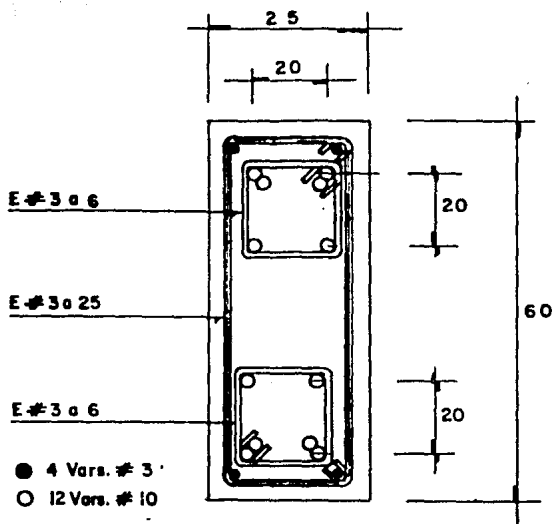
En el resto de la viga se proporcionará refuerzo por temperatura

$$A_s = \frac{450 (25)}{4000 (25+100)} (25) = 0.56 \text{ cm}^2$$

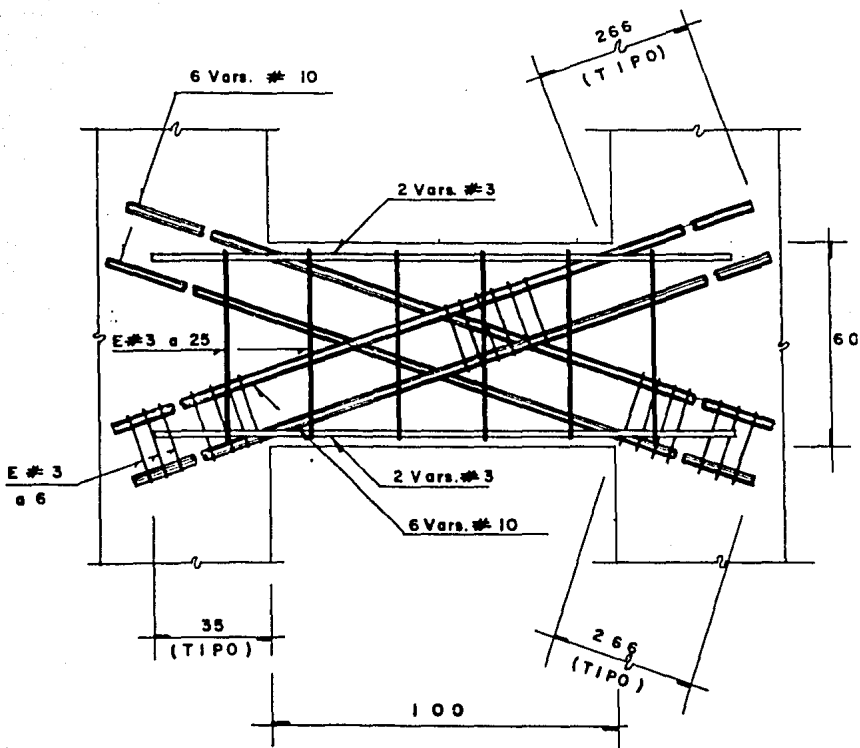
se proporcionarán 4 varillas del #3 a todo lo largo de la

viga y estribos normales del #3 a cada 25 cm.

Las figuras VI-3 y VI-4 muestran la distribución del refuerzo obtenida.



VI-3. Refuerzo obtenido para la viga del ejemplo 2. Las cotas están en centímetros.



VI-4. Refuerzo obtenido para la viga del ejemplo 2. Las cotas están en centímetros.

CONCLUSIONES

Los muros de cortante, distribuidos adecuadamente en una estructura, son elementos estructurales muy eficientes para restringir los desplazamientos laterales producto ya sea de sismo o de viento. En general los muros de cortante tienen la propiedad de absorber la mayor parte del cortante de entrepiso, lo que genera momentos de volteo muy grandes, lo cual exige cimientos muy rígidos, que den fijación total a la base.

Los muros se pueden dividir en dos clases según la forma en que se unan entre sí, éstas son: muros de cortante en voladizo y muros de cortante acoplados. En un muro de cortante en voladizo el comportamiento es básicamente como el de una viga en voladizo, presentando un momento de volteo en la base muy alto, y una carga axial, generalmente, moderada. En ocasiones estos elementos interactúan con marcos o con otros muros. Cuando los muros de cortante se ligan entre sí mediante vigas de gran peralte se les considera como muros de cortante acoplados, en ellos el momento de volteo en la base es menor que un equivalente en voladizo pero los niveles de carga axial son mayores.

El comportamiento de muros de concreto reforzado depende esencialmente de su relación altura a longitud, H/L . Usualmente H/L es mayor que dos y, debido a la gran área de

la sección transversal, los niveles de carga axial son menores que la carga de falla balanceada, por lo cual los muros se comportan como vigas de gran peralte. Para porcentajes bajos de refuerzo, en las curvas momento-curvatura se observan ductilidades muy amplias; si, manteniendo un cierto porcentaje, el refuerzo se concentra en los extremos, dichas ductilidades son aún mayores y aumenta la resistencia. Si los muros son muy delgados pueden existir problemas de pandeo lateral que conviene evitar, por ejemplo mediante ensanches en los extremos.

Ante cargas alternadas, la ductilidad y la capacidad de absorción de energía son muy variables; si rige la flexión y no hay cargas laterales altas, las características mencionadas son adecuadas, pero si rige el cortante o las cargas laterales son altas, existen reducciones fuertes de ductilidad y mucho deterioro.

Con frecuencia los muros de rigidez están acoplados por vigas a otros muros. Para asegurar el funcionamiento satisfactorio cuando estructuras de muros de cortante acoplados se exponen a intensas acciones sísmicas, es necesario poder evaluar, aproximadamente cuando menos, el comportamiento de la estructura tanto en el intervalo elástico como en el plástico de las cargas. Sólo se puede esperar un buen comportamiento si la estructura sigue una secuencia deseada de cedencia. Desde el punto de vista del control de daños y

reparaciones posibles, es deseable que las componentes de los muros sean las últimas que sufran durante el proceso de imponer condiciones máximas de aumento.

Las consideraciones de la resistencia de vigas de acoplamiento reforzadas en forma convencional indican que se requiere protección total contra la falla a tensión diagonal durante las cargas cíclicas, y que el contenido de acero a flexión en ambas caras debe ser moderado para asegurar la ductilidad máxima y evitar la falla temprana por cortante deslizante. No se puede esperar que las vigas muy peraltadas de acoplamiento sujetas a grandes fuerzas cortantes sean suficientemente dúctiles para soportar las deformaciones plásticas asociadas con un factor global de ductilidad de 4 para toda la estructura. Para que se puedan utilizar vigas reforzadas convencionalmente para el diseño por sismo, se debe limitar la demanda de ductilidad en ellas, lo que sólo se puede lograr diseñando la estructura del muro de cortante acoplado para una mayor resistencia, lo que permitirá que en el rango elástico se absorba una gran porción de la energía.

Cuando se utiliza refuerzo diagonal en las vigas de acoplamiento y se suministran estribos adecuados para permitir que los puntales de compresión soporten la carga a tensión sin pandeo, se puede esperar comportamiento satisfactorio; se ha observado que estas vigas satisfacen con éxito las demandas de ductilidad. También se requerirá refuerzo

adicional ligero secundario o de canasta, consistente en una parrilla en ambas caras de una viga de acoplamiento para mantener las partículas de concreto roto en su lugar cuando ocurren grandes desplazamientos plásticos durante un sismo catastrófico.

REFERENCIAS

1. ANALISIS ESTRUCTURAL
A. Ghali y A. Neville
Ed. Diana, 1983.
2. MANUAL DE DISEÑO SISMICO DE EDIFICIOS
Enrique Bazán Zurita y Roberto Meli Piralla
Ed. Limusa, 1985.
3. ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO
R. Park y T. Paulay
Ed. Limusa, 1978.
4. REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL.
Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto.
Propuesta del Subcomité de Normas y Procedimientos de Construcción.
Octubre, 1986.
5. DISEÑO DE ESTRUCTURAS RESISTENTES A SISMOS
D. J. Dowrick
Ed. Limusa, 1984.

6. ASPECTOS FUNDAMENTALES DEL CONCRETO REFORZADO
Oscar M. González Cuevas, Francisco Robles F. V.,
Juan Casillas G. de L., Roger Diaz de Cossio.
Ed. Limusa, 1983.

7. APUNTES DE MECANICA DE MATERIALES III
ESTABILIDAD DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES
Manuel Diaz Canales
Universidad Nacional Autónoma de México,
Facultad de Ingeniería; Departamento de
Estructuras, 1984.

8. SUPER ETABS "AN ENHANCED VERSION OF THE ETABS PROGRAM (EX-
TENDED VERSION OF THE THREE DIMENSIONAL ANALYSIS OF BUIL-
DING SYSTEMS)".
B. F. MAISON y C. F. NEUSS
Earthquake Engineering Research Center,
Universidad de California,
Berkeley, 1983.

9. SHEAR WALL-FRAME INTERACTION, A DESIGN AID
Lain A. MacLeod,
Engineering bulletin
Portland Cement Association (PCA)
Abril 1970.