

300615

JAN 28 1988 16

UNIVERSIDAD LA SALLE 29



UNIVERSIDAD LA SALLE

ESCUELA DE INGENIERIA

INCORPORADA A LA

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

**DISEÑO SISMICO DE MUROS DE CORTANTE DE
CONCRETO Y MAMPOSTERIA, Y SU UTILIZACION
EN EL REFUERZO DE ESTRUCTURAS.**

**TESIS PROFESIONAL
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL
PRESENTA:
ALEJANDRO OROPEZA ORTIZ**

Director de Tesis: Ing. José Antonio Morales R.

México, D. F.

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

1988



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



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 esta 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.

INDICE

INTRODUCCION	-----	1
CAPITULO I.- DISEÑO POR SISMO.		
1.1 Generalidades	-----	3
1.2 Objetivos	-----	4
1.3 Características de los sismos	-----	5
1.3.1 Origen de los sismos.		
1.3.2 Fallas geológicas.		
1.3.3 Ondas sísmicas.		
1.3.4 Intensidad y Magnitud.		
1.4 Instrumentos de medición sísmica	-----	10
1.5 Espectrografía sísmica	-----	11
CAPITULO II.- ESTRUCTURACION CONTRA SISMO.		
2.1 Respuesta sísmica de la estructura	-----	13
2.1.1 Periodo natural de vibración.		
2.1.2 Amortiguamiento viscoso.		
2.1.3 Curvas carga-deformación inelástica de la estructura.		
A) Resistencia.		
B) Rigidez.		
C) Ductilidad.		
2.1.4 Daño y absorción de energía.		
2.2 Características deseables de la estructura	-----	16
2.2.1 Generalidades.		
2.2.2 La superestructura.		
2.2.3 La cimentación.		
2.3 Elección de los materiales de construcción	-----	17
2.4 El comportamiento de los elementos estructurales	-----	18
2.4.1 Vigas y columnas de concreto reforzado.		
2.4.2 Vigas y columnas de acero.		
2.4.3 Muros de concreto reforzado.		
2.4.4 Muros de mampostería.		
2.5 Sistemas estructurales resistentes a sismo	-----	19
2.5.1 Muros de cortante.		

CAPITULO III.- ESTRUCTURAS DE CONCRETO.

3.1 Descripción general	23
3.2 Disposiciones para resistencia y ductilidad	24
3.2.1 Cargas de diseño.	
3.2.2 Resistencia de la sección.	
3.2.3 Ductilidad de la sección.	
3.3 Comportamiento esfuerzo-deformación	26
3.3.1 Concreto.	
3.3.2 Acero de refuerzo y prefuerzo.	
3.4 Muros de cortante de concreto reforzado en los edificios	30
3.4.1 Introducción.	
3.4.2 Muros en voladizo, sin aberturas.	
3.4.3 Muros de poca altura.	
3.4.4 Muros acoplados.	

CAPITULO IV.- ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERIA.

4.1 Generalidades	43
4.2 Sistemas estructurales a base de muros de mampostería	44
4.2.1 Muros diafragma.	
4.2.2 Muros confinados.	
4.2.3 Muros reforzados interiormente.	
4.2.4 Muros no reforzados.	
4.3 Métodos constructivos	47
4.4 Comportamiento de los materiales constitutivos	50
4.4.1 Características esfuerzo-deformación unitaria en compresión.	
4.4.2 Mecanismos de falla bajo compresión monoaxial.	
4.4.2.1 Procedimientos.	
4.4.2.2 Influencia del mecanismo de falla en el comportamiento.	
4.4.3 Resistencia a la fusión.	
4.5 Diseño de muros de cortante de mampostería	59
4.5.1 Consideraciones necesarias para la flexión.	

4.5.1.1	Rigidez a la flexión y periodo del edificio.	
4.5.1.2	Capacidad última a la flexión.	
4.5.1.3	Distribución del refuerzo para la resistencia a la flexión.	
4.5.2	Diseño por cortante.	
4.5.2.1	Fuerza cortante de diseño.	
4.5.2.2	Mampostería sin refuerzo por cortante.	
4.5.2.3	Mampostería con refuerzo por cortante.	
4.5.2.4	Esfuerzo cortante resistente de diseño.	
4.5.3	Adherencia y anclaje.	
4.5.4	Ductilidad de los muros de cortante de mampostería.	
4.5.4.1	Ductilidad disponible.	
4.5.4.2	Ductilidad requerida.	
4.5.5	Muros de cortante con aberturas.	
4.6	Marcos rellenos con muros de mampostería	75
CAPITULO V.- REFUERZO DE ESTRUCTURAS.		
5.1	Generalidades	78
5.2	Evaluación de estructuras dañadas	78
5.3	Reparación y refuerzo	81
5.3.1	Elementos no estructurales.	
5.4	Criterios de reparación	89
CAPITULO VI.- EJEMPLO DE APLICACION		
		94
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES		108
BIBLIOGRAFIA		111

INTRODUCCION

INTRODUCCION

Las calamidades telúricas han asotado grandes civilizaciones y sepultado ciudades enteras a lo largo de la historia, estos movimientos han transformado la faz de la Tierra mas no los hábitos del hombre, quien continúa construyendo su casa sobre las ruinas de la anterior, con los mismos métodos deficientes e inestables.

Ingenieros y arquitectos desoccos de marchar al compás del adelanto tecnológico comprenden la necesidad de ofrecer construcciones fiables y seguras en los momentos inadvertidos en que se presentan los terremotos. El cuerpo profesional de todo el mundo, especialmente de los países que afrontan directamente las consecuencias sísmicas, se ha movlizado en las últimas tres o cuatro décadas con gran interés, para estudiar a fondo el problema, desarrollar métodos de análisis y diseño de estructuras sísmo-resistentes, buscar técnicas de construcción apropiadas y establecer normas y códigos que regulen la edificación de acuerdo con los requisitos necesarios para disminuir el riesgo y la fatalidad, y poder ofrecer, así, una mayor seguridad social.

En la ingeniería sísmica el objeto del proyecto es la optimización, que además de que se trabaja con variables aleatorias, anteriormente se mantenía el punto de vista ortodoxo de que el objetivo de proyectar era evitar fallas idealizando las variables como determinísticas. Este sencillo enfoque todavía es fructífero cuando se aplica a proyectos de moderada incertidumbre y cuando la posibilidad de falla puede considerarse tan lejana en el futuro que casi es irrelevante; pero cuando se enfrentan los efectos de los temblores, el punto de vista ortodoxo es tan ingenuo que resulta estéril. Al tratar con sismos debemos contender con probabilidades apreciables de que la falla ocurra en un futuro cercano. De otra manera no bastarian todas las riquezas de este mundo para satisfacer

nuestras necesidades; las estructuras más modestas resultarían fortalezas. Se debe afrontar también la incertidumbre en gran escala, porque es nuestra tarea proyectar sistemas de construcción de los cuales conocemos poco las pertinentes para resistir sismos futuros cuyas características conocemos todavía menos.

Sistemáticamente los efectos que presentan los sismos en las estructuras ponen de manifiesto los errores cometidos en el proyecto y en la construcción, aún los errores más pequeños. Además a esto se debe añadir la naturaleza inequívocamente dinámica de las perturbaciones, la importancia de la interacción entre el suelo y la estructura, la consideración de las reacciones humanas a las oscilaciones sísmicas, y la naturaleza aleatoria de todo ello.

Tomando en cuenta lo anterior, apuro este trabajo, no solamente para establecer en las conciencias la importancia de adoptar normas que regulen el diseño de estructuras sismo-resistentes, sino también para exponer en forma particular los sistemas estructurales antisísmicos más utilizados y en especial las características y el comportamiento que presentan los muros de cortante de concreto y de mampostería.

CAPITULO

I

C A P I T U L O 1

EL DISEÑO POR SISMO

1.1 Generalidades:

La finalidad del diseño por sismo es proyectar estructuras óptimas. Esta necesidad social de optimizar se centra en obtener estructuras que soporten los efectos de los temblores con las menores consecuencias al precio más reducido, lo anterior se logra al considerar líneas de acción, evaluar sus consecuencias y eligiendo la mejor de ellas.

En la ingeniería sísmica, cada alternativa de acción tiene la adopción de un sistema estructural y un criterio de diseño sísmico. La evaluación de las consecuencias implica estimar la respuesta estructural y, por consiguiente, el costo esperado del daño; y por último, la mejor alternativa se basa en la comparación de los costos iniciales de mantenimiento y de reparación para cada alternativa.

Como medidas de parámetro de respuesta, se consideran los coeficientes del cortante basal y los espectros de respuesta de diseño que se expresan generalmente en términos de aceleraciones y fuerzas laterales equivalentes actuando en sistemas lineales. Estas variables no son más quemedidas indirectas del comportamiento del sistema durante la ocurrencia del sismo, pues solo sirven para controlar los valores de variables de mayor significación, tales como las deflexiones laterales de sistemas no lineales reales, ductilidades totales y locales, y márgenes de seguridad con respecto a fallas por inestabilidad.

La relación existente entre las variables de control y las respuestas reales es de gran importancia, puesto que al ser afectadas por el tipo y características del sistema estructural deben tomarse muy en cuenta y entenderse para que con ello se obtengan mejores diseños.

Existen varias teorías en cuanto a los métodos de diseño y construcción se refiere: algunos dicen que a mayor rigidez de la estructura, soporta mejor los terremotos y conserva su integridad; otros sostienen que una estructura flexible, aunque se deflacte notoriamente, deja pasar el remezón sin oponer resistencia. Lo cierto es que la estructura debe ser suficientemente fuerte a fin de evitar el colapso, pero razonablemente dúctil para que disipe, en deformaciones plásticas, parte de la energía sísmica absorbida. Terminado el proceso analítico viene la síntesis de los elementos dentro de una forma estructural preconcebida, es aquí, en el diseño, en donde la estructura comienza a cobrar vida: si la construcción es la materialización del diseño, éste es la realización del análisis.

En el presente capítulo se estudiarán los conceptos principales en que se basan las especificaciones modernas de diseño, analizando sus virtudes y sus deficiencias, especificando las condiciones en las cuales pueden esperarse resultados convenientes.

1.2 Objetivos:

De lo anterior se desprenden los siguientes objetivos:

- 1) Proporcionar protección a las estructuras contra la acumulación de daño estructural en sismos frecuentes de baja intensidad.
- 2) Proteger las estructuras contra daños materiales excesivos bajo la acción de sismos de intensidad moderada y que los daños no estructurales sean limitados, es decir, asegurar simplicidad en las reparaciones o reconstrucciones requeridas.
- 3) Proporcionar niveles adecuados de seguridad para que, aunque las estructuras sufran daños tanto estructurales como no estructurales, apreciables en sismos de intensidad excepcional, no lleguen al colapso; así como también tomar en cuenta cualquier posible daño a construcciones vecinas.

- 4) Garantizar la seguridad y la comodidad de los ocupantes y del público en general, asegurándose que la respuesta estructural durante sismos de intensidad moderada no exceda de ciertos niveles dados de tolerancia, y que en sismos severos no se presente un pánico incontrolable.

El cumplimiento de los objetivos mencionados anteriormente puede lograrse no solo con el dimensionamiento adecuado de los elementos estructurales para ciertas fuerzas internas dadas, sino también con la consideración explícita de los objetivos mismos y de los problemas relacionados con respuestas estructurales no lineales, y con el comportamiento de los materiales, elementos y conexiones cuando éstos se encuentren sujetos a varios ciclos de inversión de cargas de gran magnitud.

1.3 Características de los sismos:

1.3.1 Origen de los sismos:

Una gran cantidad de fenómenos hacen que la tierra tiemble: explosiones naturales, explosiones provocadas por el hombre, impactos meteoríticos, colapsos de cavernas, actividad volcánica, o movimientos tectónicos. Dentro de la ingeniería los movimientos tectónicos son los que tienen un mayor interés.

La mayor parte, si no es que todos los sismos tectónicos, se desarrollan a partir de desplazamientos relativos de las fallas geológicas. Las fallas principales son los bordes de las placas, ya que la corteza terrestre (litosfera) está formada de varias placas con movimiento relativo entre ellas. Algunas fallas del interior de las placas también presentan movimientos relativos que ocasionan temblores considerables. Es de notar que los movimientos de las placas son principalmente:

- a) Surgimiento de corteza.- A todo lo largo de las cordilleras mesoceánicas, es decir, en el centro de los océanos, brota material proveniente del interior de la tierra.

b) Subducción.- Las placas oceánicas se sumergen debajo de las continentales, siendo precisamente estos movimientos los que ocasionan la gran mayoría de los sismos en el mundo. Más del 90 % de la energía sísmica del planeta se origina en las fosas oceánicas, en una región de este tipo están, por ejemplo, los estados de Guerrero y Oaxaca.

Una explicación acertada sostiene que nuestro planeta se formó por la unión de meteoritos aumentando la radioactividad debido a un incremento en la masa. Consecuentemente, el planeta se ha calentado y su núcleo crece mediante la fusión del manto. Los materiales fundidos tienen diversas composiciones y por lo tanto diferentes densidades, debido a sus distintos orígenes. Los materiales más pesados forman el núcleo sólido interno y los más ligeros emigran alcanzando la superficie en forma de lava, esto empuja las placas en la misma dirección que las corrientes establecidas por diferencias en densidad de los diversos materiales al fundirse. Las diferenciales de temperatura en un planeta homogéneo, no serían razones suficientes para explicar los fenómenos observados.

1.3.2 Fallas geológicas:

Definimos como fallas geológicas a las discontinuidades estructurales en la corteza terrestre, dependiendo si la falla tiene o no movimiento, se clasifica ésta en activa o inactiva.

Las fallas activas las encontramos en las líneas que dividen a dos placas de la corteza. Así, en California las placas Americana y del Pacífico determinan la falla de San Andrés; en Guatemala, las placas Americana y del Caribe determinan la falla de Motagua. El movimiento de la falla de San Andrés en el año de 1906 originó el famoso terremoto de San Francisco, mientras que en el de la falla de Motagua en el año de 1976 causó el sismo en Guatemala. En nuestro país, en el año de 1979 al hundirse la placa de Cocos, en su movimiento de

subducción bajo la placa Iberoamericana, y últimamente los sismos del 19 y 20 de Septiembre de 1985, con un epicentro localizado frente a la desembocadura del Río Balsas, en los límites de los estados de Guerrero y Michoacán, que sacudieron una gran porción de la República Mexicana causando enormes daños materiales y un gran número de pérdida de vidas en la Ciudad de México y en algunas otras poblaciones del país.

La teoría de que los sismos ocurren cuando la fricción ha sido vencida en las fallas se ha confirmado ampliamente. La corteza se considera sujeta a esfuerzos asociados con deformaciones cortantes. Cuando se sobrepasa la resistencia en una falla, la corteza tiende a recuperar su configuración no deformada, generándose el fenómeno del rebote elástico el cual da origen a un sismo. El fenómeno implica un desprendimiento: la resistencia estática excede a la que corresponde en condiciones dinámicas. Por lo tanto, los sismos están asociados con una caída de esfuerzos, y debido a la heterogeneidad en los esfuerzos y en la resistencia, el movimiento debe comenzar en un punto y propagarse, ésto da lugar a una velocidad comparable con las de ondas de cortante. Cuando la resistencia estática por fricción no excede del valor dinámico, en lugar de un sismo se tendrá un movimiento paulatino del terreno.

1.3.3 Ondas sísmicas:

El movimiento descrito a lo largo de la zona de una falla geológica en el interior de la corteza terrestre produce ruptura en las rocas. Esta irrupción en el estado de equilibrio bajo la superficie de la Tierra se propaga a otros lugares mediante ondas, de la misma manera que al arrojar una piedra en un estanque la ruptura del equilibrio se propaga a través de ondas que podemos percibir en la superficie del agua.

La zona de la corteza donde tiene lugar la ruptura de la roca en el interior de la Tierra lo ubicamos como un punto al que se conoce como FOCO, y el punto de la superficie sobre el foco se denomina EPICENTRO. Las ondas sísmicas se clasifican de

La siguiente manera:

- a) Ondas de cuerpo : - primarias.
- secundarias.
- b) Ondas de superficie : - de love.
- de rayleigh.

a) Las Ondas de Cuerpo son las que se originan en el Foco y se propagan en el interior de la Tierra:

Las ondas primarias también llamadas longitudinales, de compresión, irrotacionales o "P", se caracterizan por propagarse de tal forma que las partículas del suelo experimentan un cambio de volumen pero sin rotación, además debido a que su velocidad de propagación es mayor que las demás, llegan primero a las estaciones sismográficas; su velocidad de propagación esta entre los 7 y los 14 km/seg. aproximadamente, dependiendo del tipo de subsuelo.

Las ondas P se propagan en medios sólidos o líquidos, algunas veces son audibles.

Las ondas secundarias, transversales de cortante rotacionales o "S" son de menor velocidad de propagación que las P ($V_s = 0.60 V_p$) y deforman las partículas del suelo al imponerles una rotación.

Debido a que las partículas de un líquido no pueden experimentar una deformación de este tipo (de cortante), las ondas S sólo se propagan en medios sólidos (por ejemplo en los océanos no se propagan).

El movimiento del terreno al paso de las ondas S de un lado para otro y de arriba para abajo, es la causa de los mayores daños sísmicos en estructuras.

b) Las ondas de superficie son consecuencia de las ondas P y S, y se propagan en la parte (más) exterior de la corteza terrestre y se atenúan rápidamente con la profundidad:

Las ondas de love se propagan en medios estratificados de roca, son ondas polarizadas horizontalmente.

Las ondas de Rayleigh se caracterizan por sus largos periodos; las partículas del suelo se mueven (como con las olas del mar) en un plano vertical describiendo una trayectoria elíptica retrograda. Su efecto es muy destructor para construcciones de poca profundidad. Así, para la red urbana de drenaje las ondas de Rayleigh son un peligro, mientras que para el drenaje profundo no.

Las ondas de cuerpo (P y S) además tienen una característica que afecta al movimiento: cuando se propagan a través de estratos de roca en la corteza, se reflejan o refractan en las interfaces de manera que parte de su energía pasa hacia arriba como ondas (refractadas) S, y por otro lado, el resto es reflejado hacia abajo como ondas P y ondas S.

Cabe resaltar que tanto las condiciones del suelo como la topografía afectan considerablemente a la propagación de las ondas sísmicas, atenuándolas o amplificándolas.

1.3.4 Intensidad y Magnitud:

La intensidad de un sismo es una medida de la destrucción en un lugar. A medida que aumenta la distancia del epicentro, disminuye la intensidad.

Las escalas de intensidad tienen la característica de ser subjetivas, como ejemplos se tienen las escalas de Mercalli Modificada (MM), la de Cancani-Sieberg muy empleada en Europa Occidental, la de Rossi-Forel, la de Mendevv-Sponheuer-Karnik (MSK-64) y la del Observatorio Meteorológico Central de Tokio.

Esteva y Rosenblueth encontraron una expresión que relaciona la intensidad de la escala MM y la velocidad máxima del terreno "v" (en cm/seg):

$$I = \frac{\log 14v}{\log 2}$$

Con base en la intensidad es posible dibujar isosistas o líneas isosísmicas (de igual intensidad) que delimitan las

Áreas afectadas y dan idea de la propagación de la onda telúrica. La magnitud de un sismo es una medida de la energía liberada por éste. Por lo anterior, a un sismo se asocia una sola magnitud, mientras que su intensidad varía de estación en estación. La escala de Richter es empleada universalmente. Este autor define la magnitud de un sismo como el logaritmo común de la amplitud "A" de la traza, en micras, de un sismógrafo estándar a una distancia de 100 km. del epicentro.

$$M = \log_{10} A$$

Como es natural, al originarse un sismo los aparatos de medición están a diferentes distancias del epicentro, no forzosamente a 100 km, por lo que para calcular "M" se puede emplear un nomograma que nos relacione la magnitud con la distancia en kilómetros, con la diferencia en segundos de (S-P) y con la amplitud máxima en milímetros.

La energía sísmica liberada a que se hizo alusión anteriormente puede ser calculada mediante la expresión :

$$\log_{10} E = 11.8 + 1.5 M$$

donde E (ergios) es la energía sísmica y M es la magnitud del sismo según Richter.

1.4 Instrumentos de medición sísmica.

Para obtener información cuantitativa sobre los diversos aspectos de un temblor se emplean actualmente tres tipos de instrumentos:

- a) Sismógrafos.
- b) Acelerógrafos.
- c) Sismoscopios.

a) Los Sismógrafos son instrumentos de gran sensibilidad que registran el desplazamiento del terreno, se emplean en estaciones sísmológicas para estudiar entre otras cosas, la propagación de las ondas sísmicas en el interior de la Tierra y en las capas superficiales, para determinar la dirección, distancia y profundidad a la que se origina el

movimiento y para el estudio de temblores lejanos.

La alta sensibilidad de estos instrumentos impide obtener registros completos de temblores intensos, ya que no es posible registrar el movimiento a lo largo de toda la duración del temblor por salirse la línea del registro.

- b) Los Acelerógrafos son aparatos de creación relativamente reciente (1932) y registran la aceleración del terreno, todavía son escasos en nuestro país principalmente por su alto costo.

Dado que el proceso de integración es en sí más preciso que el de diferenciación, es más conveniente calcular las velocidades y desplazamientos del terreno a partir del registro de aceleraciones que seguir el procedimiento inverso. A diferencia de los sismógrafos que operan continuamente, los acelerógrafos cuentan con un arrancador que los pone en marcha al ocurrir el temblor. En unos aparatos éste arrancador es sensible a movimientos horizontales del terreno y en otros a movimientos verticales.

- c) Un Sismoscopio es un aparato que proporciona un solo punto de un espectro de respuesta. Al ocurrir un sismo, un aparato como el de Wilmot, proporciona el desplazamiento máximo que sufre un sistema de un grado de libertad de periodo "T" y de fracción de amortiguamiento crítico.

Existen además otros tipos de sismoscopios, dado que estos aparatos son mucho más económicos que los acelerógrafos, hace posible la instalación de un número considerable y usualmente a un acelerógrafo se asocian varios sismoscopios.

1.5 Espectrografía sísmica:

Los acelerogramas contienen información que no es directamente aplicable para fines de ingeniería, sin embargo son la base para la elaboración de los espectros de respuesta y estos para los espectros de diseño. Resumiendo, daremos las siguientes definiciones:

Espectro de respuesta es la gráfica de los valores máximos (de desplazamiento, velocidad o aceleración) de sistemas de un grado de libertad con diferente periodo "T" y determinando amortiguamiento al ser excitados por un sismo dado. El estudio de los espectros de respuesta de una gran cantidad de terremotos permite observar las siguientes características generales:

- 1) El espectro de respuesta para osciladores sin amortiguamiento presenta fuertes variaciones; la respuesta máxima es muy sensible a pequeños errores en el cálculo del periodo.
- 2) La introducción de un pequeño amortiguamiento disminuye notablemente las oscilaciones del espectro y también la magnitud de las respuestas máximas, especialmente en el rango de periodos cortos.
- 3) La influencia que la geología tiene en el sismo se aprecia en los espectros de respuesta.

Espectro de diseño:

Los espectros de respuesta presentan demasiadas irregularidades para poder ser empleados en diseño estructural. Es por ello, que habiendo trazado numerosos espectros de respuesta, cada uno de un determinado sismo, se dibuja una envolvente a las curvas medias de estos, ésta envolvente se conoce como espectro de diseño.

El nombre anterior se debe al hecho de que conocido el periodo "T" de una estructura, queremos saber que aceleración le corresponderá en caso de un sismo, para de ahí calcular la fuerza sísmica (recordando la segunda ley de Newton $F = ma$).

Para el Distrito Federal, el artículo 236 del Reglamento de Construcciones proporciona expresiones matemáticas para el cálculo de las ordenadas espectrales (aceleraciones) con base en el periodo de la estructura.

CAPITULO

II

C A P I T U L O I I

ESTRUCTURACION CONTRA SISMO

2.1 Respuesta sismica de la estructura:

El movimiento de un sistema estructural no sólo depende del tipo de perturbación, es decir, de las características del sismo, sino que influyen de manera importante las siguientes características de la estructura:

- a) Periodo natural de vibración.
- b) Amortiguamiento viscoso.
- c) Curvas carga-deformación inelástica de la estructura.

Por supuesto, se podrían citar otras muchas características, tales como la rigidez y la resistencia entre otras. Pero están de alguna manera incluidas en las anteriormente mencionadas y que se explican a continuación.

2.1.1 Periodo natural de vibración:

El periodo natural de un edificio y su relación con el periodo del sismo son de gran importancia, ya que cuanto más se parezcan entre sí, tanto mayores serán las fuerzas que habrá que resistir. A continuación se citan algunas expresiones para calcular aproximadamente el periodo natural de edificios:

$$T = 0.100 n$$

en donde "T" es el periodo del edificio que se va a calcular, y "n" es el número de pisos que tiene el edificio.

$$T = 0.075 H^{3/4}$$

en donde "H" es la altura del edificio, la expresión anterior es para edificios con estructura de marcos.

$$T = 0.090 H / \sqrt{L}$$

esta expresión es para edificios con muros o marcos contraventeados, la "L" es la longitud de los mismos.

$$T = 6.30 \left[\frac{\sum W_i x_i^2}{g \sum P_i x_i} \right]^{1/2}$$

ésta expresión se utiliza para cualquier edificio, donde "W_i" es el peso del nivel "i", "x_i" es el desplazamiento del mismo nivel ocasionado por la fuerza "P_i" y "g" es la aceleración de la gravedad.

2.1.2 Amortiguamiento viscoso:

Intuitivamente se sabe que un sistema no puede estar oscilando eternamente, ya que existe una fuerza que se opone a ello, a esta fuerza de oposición se le conoce como amortiguamiento. Cuando dicho amortiguamiento es afectado por la velocidad del movimiento, se le conoce con el nombre de amortiguamiento viscoso. Se ha observado que en las estructuras reales, la fracción de amortiguamiento crítico o coeficiente de amortiguamiento que es el porcentaje de amortiguamiento crítico que posee un determinado sistema, no tiene valores superiores al 25%.

2.1.3 Curvas carga-deformación inelástica de la estructura:

La forma de la curva carga-deformación inelástica de una estructura depende de la curva carga-deformación de los materiales y de la geometría de la estructura misma. Es importante mencionar tres aspectos fundamentales del comportamiento estructural, los cuales son:

- A) La resistencia.- que es la capacidad de soportar cargas, la cual sufre un cierto deterioro debido a que ante cargas alternantes como es el caso de un sismo, presentan fatiga o inclusive algunos hasta agrietamiento.
- B) La rigidez.- que es la oposición al desplazamiento, ésta característica, definida como la inclinación de la curva carga-deformación, también sufre deterioro ante cargas alternantes.

C) La ductilidad.- que es la capacidad de emprender deformaciones más allá del límite elástico. El parámetro más comúnmente empleado para cuantificar esta característica es el factor de ductilidad " μ ", que es igual a:

$$\mu = \frac{\delta \text{ máx}}{\delta y}$$

en donde " δy " y " $\delta \text{ máx}$ " son las deformaciones en el límite elástico y en la ruptura, respectivamente.

Así, del valor de estas variables dependerá en gran parte la respuesta de la estructura. Si bien la rigidez y la resistencia son variables cuya importancia resulta evidente, es la ductilidad el tema que con mayor frecuencia se aborda como capítulo aparte en los textos de la materia.

Al buscar que la estructura tenga un comportamiento dúctil, se busca el evitar que, aún en sismos violentos, se presenten fallas frágiles, es decir, que los deterioros de rigidez y resistencia, y la pérdida en la capacidad de energía de deformación no conduzcan a un colapso abrupto de la estructura sino que ésta llegue a la falla después de haberse deformado considerablemente de manera inelástica, dando con ello a los ocupantes el tiempo necesario para desalojar la estructura.

2.1.4 Daño y absorción de energía:

La respuesta dúctil histerética proporciona una manera de transformar y disipar la energía cinética impartida a una estructura a través de su base, dicha respuesta implica normalmente algún tipo de daño, y posiblemente el deterioro del sistema para resistir futuros sismos de gran intensidad. El daño puede acumularse durante eventos sucesivos y la capacidad del sistema puede verse seriamente afectada. Las decisiones referentes a la extensión y nivel del daño que es aconsejable admitir son fundamentalmente de índole económica. En general,

el grado de daño estructural y sus efectos perjudiciales en el funcionamiento futuro, puede ser controlado a cierto costo por medio de una selección adecuada de materiales, de detalles constructivos, y de sistemas estructurales como los que se mencionarán posteriormente.

2.2 Características deseables de una estructura:

2.2.1 Generalidades:

Con el fin de obtener un comportamiento sísmico adecuado, el ingeniero debe tener muy en cuenta las características de las diferentes partes de una estructura. Las partes a considerar de una determinada estructura son:

- + La superestructura.
- + La cimentación.

2.2.2 La superestructura:

Las características deseables en la superestructura pueden estar resumidas en los siguientes seis puntos:

- 1) Poco peso.
- 2) Sencillez, simetría y regularidad en planta.
- 3) Sencillez, simetría y regularidad en elevación.
- 4) Rigidez que considere las propiedades del suelo.
- 5) Uniformidad en la distribución de resistencia, rigidez y ductilidad.
- 6) Hiperestaticidad y líneas escalonadas de defensa estructural.

2.2.3 La cimentación:

Siendo la misión de la cimentación el transmitir al suelo la acción de la superestructura y soportar la deformación del suelo, es conveniente buscar que se satisfagan los cuatro puntos que se mencionan a continuación para que la cimentación tenga un comportamiento sísmico aceptable:

- 1) Simetría, regularidad y uniformidad
- 2) Acción integral.

- 3) Consideración de las propiedades físicas del suelo.
- 4) Consideración del efecto del sismo en instalaciones subterráneas.

2.3 Elección de los materiales de construcción:

Los materiales con los cuales ha de llevarse a cabo la construcción de una estructura resistente a los sismos, deben de caracterizarse por tener las propiedades siguientes:

- 1) Alta ductilidad.
- 2) Alta relación resistencia/peso.
- 3) Homogeneidad.
- 4) Ortotropía.
- 5) Facilidad de conexiones de gran resistencia.

En la siguiente tabla se muestran diversos materiales estructurales indicando también su aplicabilidad en distintos tipos de edificios.

MATERIALES PARA EDIFICIOS ANTISISMICOS			
Recomendación.	Tipo de edificio		
	Gran altura	Altura media	Altura baja
D E	(1) Acero. (2) Concreto reforzado colado in situ.	(1) Acero. (2) Concreto reforzado colado in situ.	(1) Madera. (2) Concreto reforzado colado in situ.
M E J O R		(3) Concreto precolado de buena calidad. (4) Concreto presforzado.	(3) Acero. (4) Concreto presforzado.
A		(5) Mampostería de buena calidad reforzada.	(5) Mampostería de buena calidad reforzada.
P E O R			(6) Concreto precolado. (7) Mampostería reforzada, primitiva

2.4 El comportamiento de los elementos estructurales:

La importancia que ciertos aspectos del comportamiento sísmico de algunos elementos estructurales es considerable, por lo que es preciso mencionar dichos elementos, los cuales son:

- 1.- Vigas y columnas de concreto reforzado.
- 2.- Vigas y columnas de acero.
- 3.- Muros de concreto reforzado.
- 4.- Muros de mampostería.

2.4.1 Vigas y columnas de concreto reforzado:

Por lo general, el concreto presenta un comportamiento mientras que el acero tiene un comportamiento dúctil. Una cantidad reducida de acero de refuerzo en tensión genera un comportamiento dúctil de piezas sometidas a flexión. El acero a compresión en vigas, así como los zunchos en las vigas sobreforzadas que confinan el concreto y evitan el pandeo de las varillas longitudinales, tienen una influencia muy pequeña en la resistencia de la misma, pero ayudan a incrementar su ductilidad.

Es recomendable que al diseñar una determinada pieza por cortante se considere despreciable la contribución del concreto en relación con el acero transversal. La contribución que presentan los estribos en columnas de concreto reforzado para la ductilidad, cuando se tiene una separación mínima entre ellos es realmente importante, ya que se eleva en una forma considerable la carga de falla al confinarse el núcleo. También es importante cuidar el diseño de las conexiones entre traveses y columnas de tal forma que tengan mayor resistencia que éstas y su rigidez sea tal que no permitan variación alguna en el ángulo entre los elementos estructurales que unen.

2.4.2 Vigas y columnas de acero:

Quando se tienen vigas "I", la capacidad de deformación termina en el momento en que tiene lugar el pandeo

local en el patin a compresión, es por ello recomendable atiesar y arriostrar las vigas en puntos donde éste fenómeno pueda ocurrir.

Es conveniente que las articulaciones plásticas se formen en las vigas y no en las columnas, en éstos lugares es aconsejable colocar atiesadores. Al igual que en el concreto reforzado, es importante y necesario que las conexiones se diseñen para evitar fallas por cortante o de fluencia, las cuales conducirían a un colapso abrupto de la estructura.

2.4.3 Muros de concreto reforzado:

Estos elementos estructurales actúan como vigas cuando resisten una carga axial muy inferior al momento sísmico. Por lo tanto, se recomienda que por ductilidad, la cantidad de acero de refuerzo sea baja.

Es necesario considerar la posibilidad de que se presente pandeo lateral debido al poco espesor de los muros, en cuyo caso se deben ensanchar los extremos, además se ha demostrado que el refuerzo localizado en los extremos trabaja más apropiadamente.

2.4.4 Muros de mampostería:

Esta mampostería se distingue por su poca resistencia y rigidez, además de su baja ductilidad. Sin embargo, ésta aumenta si se confina con castillos o refuerzo interior y se trata de piezas macizas. Definitivamente no es conveniente tener muros estructurales de piezas huecas, esto debido a que cuando se someten a una tensión diagonal se presenta un deterioro importante por cortante.

2.5 Sistemas estructurales resistentes a sismo:

A continuación se presenta un esquema general de los diferentes sistemas estructurales resistentes a cargas laterales, en especial a las acciones sísmicas:

SISTEMAS ESTRUCTURALES RESISTENTES A SISMO

I.- MARCOS :

- 1) Concreto:
 - a) hechos in situ:
 - + marcos de traves y columnas.
 - + marcos de losas y columnas.
 - + marcos de losas y muros de cortante.
 - b) prefabricados.
- 2) Acero:
 - a) columnas:
 - + IPS, IPR, CPS, APS, etc.
 - + columnas fabricadas con placas
 - + columnas con celosía.
 - b) vigas:
 - + IPS, IPR, CPS, APS, etc.
 - + IPC y IPSD (desplegadas).
 - + Vierendeel y armaduras.
 - c) pisos:
 - + losas de concreto in situ.
 - + losas de concreto precolado.
 - + concreto con paneles metálicos
- 3) Compuestos:
 - a) columnas:
 - + con núcleo de concreto y acero exterior.
 - + con núcleo de acero y forro de concreto.
 - b) vigas:
 - + con acero interior.
 - + con conectores de cortante.

II.- MARCOS CONTRAVENTEADOS :

- 1) Concreto.
- 2) Acero.
- 3) Compuestos.

III.- MUROS DE CORTANTE :

- 1) Concreto.
- 2) Acero.
- 3) Mampostería:
 - a) sólida.
 - b) hueca.

IV.- MACROMARCOS.

V.- SISTEMAS TUBULARES :

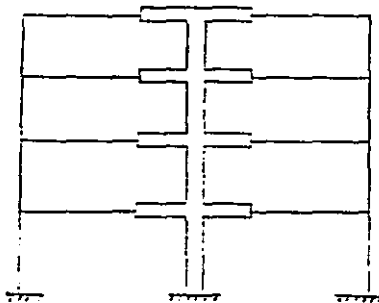
- 1) Tubos:
 - a) de marcos.
 - b) de marcos contraventeados.
 - c) de muros de cortante.
- 2) Multitubo:
 - a) tubo en tubo.
 - b) tubos unidos.
 - c) interacción con el corazón.

2.5.1 Muros de cortante:

En el presente trabajo enfocaremos el estudio a un sistema estructural, a los muros de cortante, especialmente a los de concreto reforzado y a los de mampostería.

Para que un muro se considere como un miembro estructural debe ser capaz de resistir momentos flectores y esfuerzos cortantes. Es práctica común poner en los edificios muros de "cortante" de concreto reforzado desde la base hasta el último piso, formando, por lo general, núcleos centrales que sirven a la vez para alojar ascensores, escaleras, ductos, etc.

Estos muros se comportan, esencialmente, como un viga en cantiliver de gran profundidad y esbeltez, empotrada en la cimentación y con una cierta ductilidad. Sin embargo, se presenta un problema de interacción entre el muro y el resto de la estructura causado por la forma diferente en que soportan las cargas laterales, por un lado el muro actúa como una viga flexible, mientras que el resto de la estructura como una viga a cortante, cuyas deflexiones son incompatibles, siendo, por lo tanto, necesario considerar el efecto de una sobre la otra, para la cual existen varios modelos matemáticos como el que se muestra en la figura siguiente, el cual consiste en reemplazar el muro por una estructura de vigas y columnas de mayor rigidez



Modelo de interacción de rigideces

Pero hay otro tipo de muros a los que rara vez se presta atención apesar de tener una gran influencia en la salvación o en el colapso de una determinada estructura cuando se presenta un sismo, éstos muros son los muros de relleno o particiones. Algunas veces se hacen de concreto reforzado (especialmente en construcción prefabricada); otras, de mampostería de diferentes características.

Cuando los muros son de concreto reforzado colado in situ o prefabricados, si son monolíticos con la estructura, o están sólidamente unidos a ella, el conjunto actúa como un muro de cortante y se debe considerar como tal, para efectos de análisis y diseño. Los muros de mampostería, que por lo general no se toman en cuenta, aumentan la rigidez lateral de la estructura en un 400% debido al confinamiento que ofrece el marco de la estructura, a pesar de la baja resistencia del muro; su comportamiento es similar al de riostras diagonales que unen los nudos opuestos. Cuando el efecto de los muros de relleno se tiene en cuenta en el análisis y en el diseño, es posible utilizar, ventajosamente, la rigidez adicional de la estructura, siempre y cuando se le proporcione una ductilidad adecuada.

CAPITULO

III

C A P I T U L O I I I

ESTRUCTURAS DE CONCRETO

3.1 Descripción general:

La experiencia obtenida de los temblores y de las pruebas de laboratorio, ha mostrado que el concreto reforzado bien diseñado y detallado, es apropiado para las estructuras resistentes a sismos. Se ha mencionado que las cargas estáticas horizontales de diseño recomendadas por la mayoría de los reglamentos, son de tal naturaleza, que las estructuras puedan resistir únicamente sismos de intensidad moderada sin sufrir daño estructural.

Los posibles temblores con una intensidad severa sólo podrán ser resistidos si los miembros son lo suficientemente dúctiles para absorber y disipar la energía sísmica mediante deformaciones inelásticas. Esto requiere que al proyectar se establezcan los niveles posibles de resistencia en flexión y cortante de los elementos y sus conexiones, y que se asegure una ductilidad adecuada, es decir, que deben evitarse todas las formas de falla frágil.

Este capítulo examina en primer lugar la resistencia y la ductilidad de los elementos de concreto reforzado, en segundo lugar describe el diseño de marcos y muros de cortante de concreto reforzado resistentes a sismos. También se hace referencia al Reglamento de las Construcciones del American Concrete Institute debido a que es uno de los reglamentos de concreto que contienen disposiciones sísmicas de mayor uso. Asimismo, se utiliza el método de diseño por resistencia, ya que, como se mencionó anteriormente, el diseño sísmico requiere un comportamiento de la estructura en el rango inelástico, ya que si se utiliza el método de esfuerzos de trabajo no se pueden establecer con precisión los niveles de resistencia disponible en los diferentes modos de falla.

3.2 Disposiciones para resistencia y ductilidad:

3.2.1 Cargas de diseño:

En el diseño por resistencia, las cargas últimas de diseño, se determinan a partir de las cargas de servicio usando factores de carga, que tienen el propósito de lograr una seguridad adecuada. Por ejemplo, el Reglamento ACI recomienda que la resistencia requerida "R" que se proporciona para resistir la carga muerta "M", la carga viva "V" y la carga sísmica "S", debe ser por lo menos igual a la requerida en el peor de los casos de carga siguientes:

$$R = 1.4 M + 1.7 V$$
$$R = 0.75 (1.4 M + 1.7 V + 1.87 S)$$

donde "V" puede tomar la totalidad de su valor , o cero, y

$$R = 0.9 M + 1.43 S$$

3.2.2 Resistencia de la sección:

La resistencia ideal "Ri" de una sección de un determinado elemento, se obtiene a partir de la teoría referida al comportamiento en la falla de la sección, así como en las dimensiones dadas del elemento y las resistencias especificadas de los materiales. La resistencia confiable "Rc" está dada por:

$$R_c = \phi R_i$$

donde "φ" es el factor de reducción de resistencia, que toma en cuenta las aproximaciones de los cálculos y las variaciones en las resistencias de los materiales, mano de obra y dimensiones. Los valores de "φ" recomendados por el Reglamento ACI dependen de la importancia de las cantidades variables:

• para flexión en vigas	φ = 0.90
• para flexión y compresión axial en columnas, si contienen refuerzo transversal en espiral.	φ = 0.75
• para flexión y compresión axial en columnas, si contienen refuerzo transversal en otra forma, o en secciones en las que la compresión axial se aproxima a cero.	φ = 0.70 φ → 0.9
• para cortante y torsión	φ = 0.85

La sobrerresistencia "Rs" está dada por:

$$R_s = \rho_o R_i$$

donde "po" es el factor de sobrerresistencia que toma en cuanto todas las fuentes de aumento de la resistencia, y tiene un valor superior a la unidad. Por ejemplo, la resistencia a la fluencia real del acero y la resistencia real del concreto pueden resultar considerablemente mayores que las resistencias especificadas. Otros factores incluyen el aumento en la resistencia del acero debida al endurecimiento por deformación para grandes deformaciones inelásticas de los elementos, una mayor cantidad de acero de la requerida por los cálculos, colocada en las secciones y tamaños de la sección de concreto mayores que los supuestos.

Los diferentes niveles de resistencia descritos en las dos ecuaciones anteriores, pueden utilizarse en los cálculos, para asegurar que los diferentes elementos de la estructura alcancen su resistencia en la secuencia deseada al ocurrir un sismo con una intensidad severa.

3.2.3 Ductilidad de la sección:

El comportamiento dúctil significa la capacidad para soportar grandes deformaciones inelásticas, mientras la resistencia se mantiene esencialmente constante.

La ductilidad disponible de las secciones de concreto reforzado y presforzado dependen primordialmente del contenido de acero longitudinal de tensión y de compresión, del contenido de acero transversal para el confinamiento del concreto y la restricción contra el pandeo de las varillas, de las resistencias del concreto y del acero y de la magnitud de la carga axial.

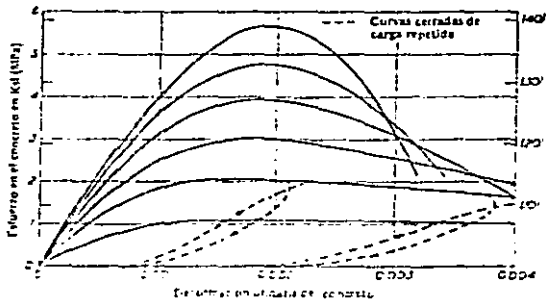
Deben evitarse las posibilidades de falla por cortante y adherencia. En la actualidad, los reglamentos no indican en forma explícita el nivel de ductilidad que las secciones deban

ser capaces de alcanzar, donde se presentan articulaciones; sin embargo, recomiendan prácticas para el detallado con el propósito de asegurar una ductilidad adecuada.

3.3 Comportamiento esfuerzo-deformación:

3.3.1 Concreto:

Las curvas representativas de esfuerzo-deformación que fueron obtenidas a partir de cilindros de concreto de peso normal, cargados en compresión monoaxial en un ensaye conducido durante varios minutos, se muestran en la siguiente figura:

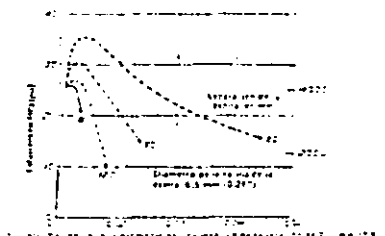
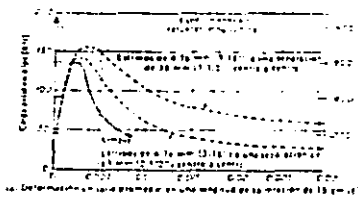


Curvas esfuerzo-deformación obtenidas para cilindros de concreto cargados en compresión monoaxial.

Las curvas son casi lineales hasta casi la mitad de la resistencia a la compresión, y en esta región lineal el módulo de elasticidad para concreto de peso normal puede considerarse igual a 57000 f'_c psi (4730 f'_c MPa) donde f'_c es la resistencia a la compresión del cilindro de concreto. La deformación unitaria correspondiente al esfuerzo máximo es de 0.002. Cuando la carga se aplica a un ritmo rápido de deformación unitaria, tanto el módulo de elasticidad como la resistencia del concreto aumentan. Por ejemplo, para un ritmo de deformación de 0.01 seg., la resistencia del concreto puede

incrementarse hasta en un 17%. Las cargas repartidas de compresión con gran intensidad producen un efecto pronunciado de en la curva esfuerzo-deformación, como se muestra en la figura anterior. Las pruebas indican que la curva envolvente es casi idéntica a la que se obtiene en una sola aplicación de la carga. Para concreto de peso normal, el módulo de ruptura puede tomarse aproximadamente igual a 7.5 f'c psi (0.63 f'c MPa).

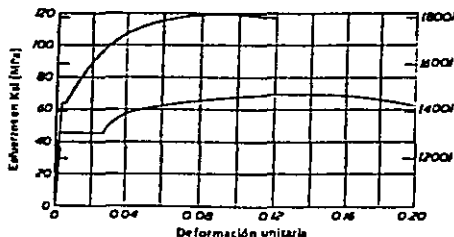
Cuando el concreto se comprime hasta alcanzar esfuerzos que se aproximen a la resistencia de compresión monoaxial, las deformaciones unitarias transversales alcanzan valores muy altos, a causa del agrietamiento interno progresivo. Si existe refuerzo transversal, éste aplicará en esta etapa una reacción de confinamiento al concreto, y considerablemente las características esfuerzo-deformación del concreto a altas deformaciones. La siguiente figura muestra las curvas de esfuerzo-deformación para el concreto confinado por espirales o estribos cuadrados. Las espirales confinan al concreto en forma más efectiva, ya que su configuración circular les permite proporcionar una presión continua de confinamiento alrededor de toda la circunferencia. Un estribo cuadrado, por lo general, sólo aplica una presión de confinamiento cerca de las esquinas, ya que la presión del concreto tiende a arquear hacia afuera los lados del estribo. lo anterior ha dado lugar a tener diferentes opiniones al respecto.



1. Este gráfico fue reproducido de la publicación "Concrete Reinforcement Steel Bars and Wire", publicada por el American Institute of Steel Construction, Inc., Chicago, Illinois, 1960.

3.3.2 Acero de refuerzo y de prefuerzo:

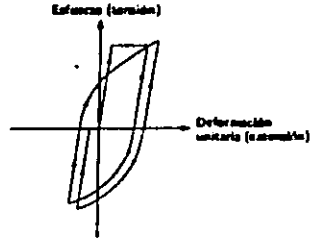
Las curvas características de esfuerzo-deformación de las varillas de acero que se usan en las estructuraciones de concreto reforzado cargadas monótonicamente en tensión se muestra en la siguiente figura:



El módulo de elasticidad del acero, para la porción elástica y lineal de la curva, normalmente se toma igual a 29×10^4 psi (0.2×10^4 MPa). Generalmente los aceros de alta resistencia muestran una plataforma horizontal de fluencia con una longitud mas corta que la de aceros de resistencias inferiores y, consecuentemente, el endurecimiento por deformación aparece para deformaciones unitarias menores. Asimismo, los aceros de alta resistencia experimentan una menor elongación antes de la fractura que los aceros de resistencias inferiores. Por lo general, las curvas esfuerzo-deformación en tensión y compresión se suponen idénticas. Un ritmo rápido de carga tiene el efecto de incrementar la resistencia de fluencia del acero. Por ejemplo, para un ritmo de deformación unitaria de 0.01/seg., la resistencia a la fluencia puede aumentar hasta en un 14%. Para cargas repetidas del mismo signo, el espécimen se recupera a lo largo de una trayectoria paralela a la región elástica inicial, y al recargarse sigue la misma trayectoria hasta la curva original, pero posiblemente con una pequeña histéresis y un efecto de endurecimiento por deformación.

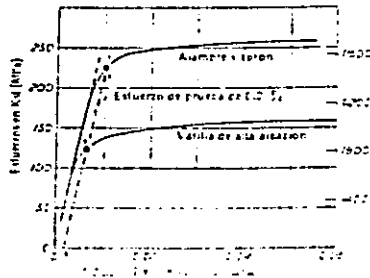
La curva de carga monotonica proporciona una idealización necesaria de la curva envolvente para cargas repetidas con el mismo signo. Si a un espécimen se le aplica una carga axial con

un valor que sea igual al de la fluencia y que sea reversible, es decir, que se haga trabajar a el espécimen tanto a compresión como a tensión, se obtiene una curva esfuerzo-deformación como la que se presenta en la figura del lado derecho. La cual muestra que la curva esfuerzo-deformación se torna no lineal para cuando se tiene un esfuerzo mucho menor que que el de la fluencia original, a esto se le conoce con el nombre de efecto Bauschinger.



La deformación previa afecta de manera importante el comportamiento del acero. Las curvas de carga reversible son importantes cuando se considera el efecto de las cargas sísmicas de gran intensidad sobre los miembros. Es recomendable la utilización de varillas corrugadas para el refuerzo principal en el diseño sísmico, ya que sus características de adherencia son superiores.

Por otra parte, las curvas características de esfuerzo-deformación de carga monotonica en tensión, para diferentes aceros de alta resistencia que se utilizan en las construcciones de concreto presforzado, se muestran en la siguiente figura:



Los rasgos más sobresalientes de las curvas son: la ausencia de una plataforma horizontal de fluencia antes del endurecimiento por una elongación última menor a la del acero de refuerzo. Para lograr una ductilidad adecuada en el diseño sísmico, es importante que la elongación en el momento de la fractura no sea pequeña; una elongación última del 4% parece ser necesaria. En cargas de tensión repetidas, en el rango inelástico, se presenta alguna histéresis en la curva carga-descarga. El ancho de ésta es mayor para deformaciones unitarias mayores.

3.4 Muros de cortante de concreto reforzado en los edificios:

3.4.1 Generalidades:

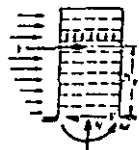
La protección contra el daño a los elementos no estructurales que pueden proporcionar los muros de cortante de concreto reforzado en edificios sísmo-resistentes, es actualmente muy reconocida. En un gran número de recientes temblores se ha demostrado el buen comportamiento de los muros de cortante bien diseñados.

Algunos reglamentos requieren que las estructuras de muros de cortante se diseñen con mayor resistencia ante cargas laterales, que los marcos dúctiles de concreto reforzado que poseen características similares. Esta precaución proviene de la creencia de que los muros de cortante son inherentemente menos dúctiles y que, probablemente, sea el cortante el modo dominante de falla. De manera apropiada el muro de cortante debería denominarse "muro estructural". Además de las cargas laterales, los muros de cortante también tienen que soportar alguna carga gravitacional.

En las siguientes secciones, se analizan los principios que pueden utilizarse para asegurar que los muros de cortante tengan todas las características deseables de las estructuras dúctiles sísmo-resistentes.

3.4.2 Muros en voladizo, sin aberturas:

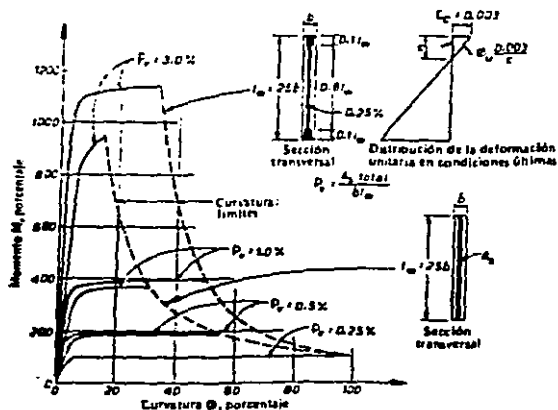
A pesar de su gran tamaño, la mayoría de los muros en voladizo en los edificios de múltiples pisos son lo suficientemente esbeltos para que puedan ser tratados como miembros estructurales ordinarios. No existe razón alguna que sugiera que en su comportamiento tales muros no vayan de acuerdo con los principios fundamentales del concreto reforzado que se han mencionado en los subcapítulos anteriores. Un muro de cortante que haya sido colado in situ tendrá una tendencia a actuar como una unidad integral, tal y como se muestra en la figura de a lado, independientemente de la configuración de su sección transversal. No se recomienda la subdivisión de dichos muros de cortante en elementos de borde y tableros de alma que en algunas ocasiones se ha utilizado en la práctica japonesa. Se debe inducir al diseñador a que piense en términos del comportamiento real de conjunto de todo el muro. La respuesta sísmica de un muro de cortante en voladizo tal y como el que se muestra en la figura de la página anterior, debe estar gobernada por la flexión. Las consideraciones que se deben atribuir a la posible articulación plástica en la base del muro, como se puede ver en la siguiente figura,



son las mismas que las de miembros estructurales comunes. Debido a las inversiones de signo en las cargas, las secciones de los muros de cortante necesariamente contienen importantes cantidades de acero en compresión. Las cargas gravitacionales producen, por lo general, una compresión axial que es considerablemente menor que la requerida en la falla balanceada de la sección. Consecuentemente, la ductilidad de curvatura disponible en la sección crítica del muro, es normalmente amplia. Sin embargo, el factor disponible de ductilidad de curvatura depende de la distribución del refuerzo.

En secciones rectangulares es más conveniente distribuir el refuerzo vertical, de tal manera que el porcentaje de este en el alma sea el mínimo valor permisible de 0.25%, y todo el refuerzo adicional se concentre cerca de los extremos de la sección del muro. Como se muestra en las relaciones teóricas momento-curvatura de la siguiente figura, esta distribución del acero tiene como resultado un incremento en la resistencia disponible y en la ductilidad de curvatura.

Los patinos también aumentan la ductilidad de curvatura de los muros. Los estribos transversales deben colocarse en los extremos de la sección del muro a una separación no mayor de seis diámetros de las varillas longitudinales, en la posible zona de articulación plástica, para evitar el pandeo del refuerzo longitudinal.



Las secciones de muros de cortante son a menudo delgadas y, por consiguiente, bajo fluencia cíclica reversible existe el peligro de inestabilidad de la sección. El espesor "b" de los muros de cortante rectangulares en edificios de varios pisos, debe ser de por lo menos una décima parte de la altura "l" no soportada de los muros entre los entrepisos u otros soportes laterales que sean efectivos, siempre que la deformación unitaria calculada de compresión en la sección transversal en la carga última exceda de 0.0015, a menos que esta fibra quede a una distancia menor que 2b o 0.2 lw horizontalmente desde el borde en compresión. La siguiente figura muestra que el espesor del muro más allá de las secciones 1 y 2 necesita ser revisado en los casos de las configuraciones de deformación unitaria (a) y (b), respectivamente. De ser necesario, el espesor del muro puede incrementarse, como se muestra en (c). Alternativamente puede suministrarse un pequeño patín con un ancho mínimo de 0.20 l como en (b).

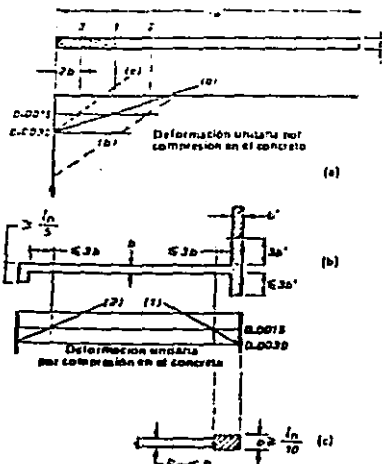
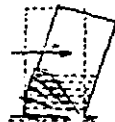


Fig. 1. Diagrama de deformación unitaria y dimensiones críticas que afectan la estabilidad de las secciones esbeltas de muros. a) Muros de sección rectangular. b) Muro con patín. c) Muro con patín.

En secciones provistas de patin, las partes adyacentes del muro se proporcionarán mutuamente soporte lateral. Se recomienda por lo tanto que la limitación de la esbeltez a un valor de 0.10 se aplique a aquellas porciones que pueden estar sujetas a deformaciones unitarias de compresión en exceso de 0.0015, y que están localizadas a una distancia mayor que $3b$ de un muro transversal. Por ejemplo, el espesor del área sombreada del patin mostrado en la figura (b), necesitará ser verificado. La extensión vertical de la posible articulación plástica, cercana a la base del muro de cortante en voladizo, indicará la región del mismo, donde deberán satisfacerse estas limitaciones de la esbeltez.

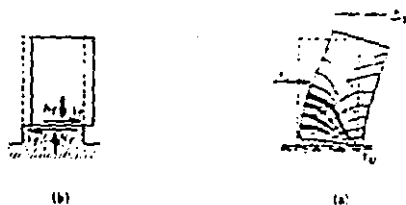
En la actualidad se reconoce que por regla general la resistencia al cortante de los muros de cortante en edificios de varios pisos debe determinarse en la misma forma que en las vigas. En la zona de la posible articulación plástica las grietas anchas de flexión se combinan con las grietas de tensión diagonal a cortante como se muestra en la figura y después de unas cuantas inversiones de signo de las cargas, la contribución de los mecanismos resistentes al cortante, siempre que no se trate del refuerzo horizontal en el alma, disminuirá. Por lo tanto, el refuerzo en el alma en la zona de la posible articulación plástica deberá proporcionarse para la totalidad de la fuerza cortante horizontal. La altura de este refuerzo en el alma no debe tomarse con un valor menor que 15 lv.



En muros de cortante en voladizo, la fuerza lateral equivalente especificada por los reglamentos, por lo general no proporciona una protección satisfactoria contra una falla por cortante durante una excitación severa, cuando se desarrolla la resistencia máxima a la flexión en la base del muro. Durante ciertas combinaciones de los modos de vibración, la línea de

acción de la resultante de las fuerzas laterales de inercia, localizada a "hv" a partir de la base del muro, como se puede apreciar en la primera figura de la página 20, puede ser menor que la obtenida con las distribuciones de carga usualmente prescritas por los reglamentos. Esto quiere decir que "hv" podrá ser mucho menor que los dos tercios de la altura del muro que se asigna a la acostumbrada carga triangular invertida. En consecuencia, pueden generarse fuerzas cortantes considerablemente mayores cuando en la base se desarrolla totalmente la capacidad de resistir momento.

Existen dos posibles sitios en donde puede ocurrir la falla por cortante deslizante en los muros de cortante en voladizo. Uno de ellos es la junta horizontal de construcción que es sensible a la calidad de la preparación de la superficie. El otro es la zona de articulación plástica, que usualmente se encuentra inmediatamente por encima del nivel de la cimentación. El fenómeno de deslizamiento a lo largo de las grietas anchas de flexión que cruzan todo el peralte, especialmente cuando la compresión axial producida por las cargas gravitacionales en el muro es pequeña, es similar a la que se encuentra en las zonas de articulaciones plásticas en las vigas, como se puede observar en la siguiente figura (a).



El deslizamiento a lo largo de una junta de construcción, mostrada en la figura (b) de la parte superior, y que a menudo se observa en los muros de cortante dañados por temblores, puede evitarse si en concordancia con el concepto de cortante por fricción se proporciona un refuerzo vertical apropiado en toda la altura del muro, con el objeto de suministrar punto

con la carga gravitacional mínima disponible, la fuerza necesaria de sujeción "Nf". Puede obtenerse la resistencia necesaria al cortante, si se da el refuerzo vertical a través de la junta, de acuerdo con:

$$A_{vf} = \left[v_u - 0.85 \frac{N}{A_g} \right] \times \frac{A_g}{f_y} \geq 0.0025 A_g$$

donde:

A_{vf} = refuerzo vertical a través de la junta.

v_u = esfuerzo cortante horizontal nominal calculado.

N = carga axial de compresión mínima que actúa sobre el muro.

A_g = área de concreto de la sección de muro.

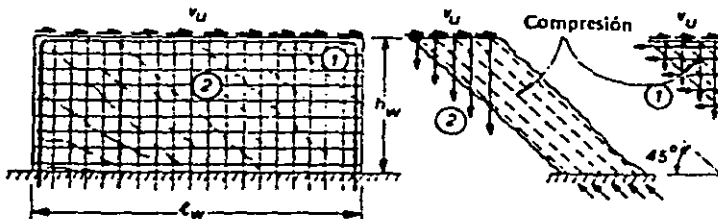
Este acero debe proporcionarse entre el refuerzo principal por flexión que normalmente está situado en los bordes extremos o en los patines de la sección del muro. La respuesta inelástica de los mecanismos asociados con el cortante deslizante indica una pérdida drástica de la rigidez y la resistencia ante la acción de cargas cíclicas. Por ello, el deslizamiento por cortante debe considerarse como un mecanismo disipador de la energía inapropiado en las estructuras sismo-resistentes. Al detallar las secciones de muros de cortante, debe prestarse atención al refuerzo transversal en aquellas zonas en las cuales la deformación unitaria de compresión calculada en el concreto, exceda de 0.0015, con el objeto de garantizar de que no se vaya a pandear el refuerzo vertical en el muro. El diámetro de los estribos que se utilicen para este propósito no debe ser menor que un cuarto del diámetro de las varillas del refuerzo principal, además de que dichos estribos deben tener una separación no mayor que seis veces el diámetro de las varillas principales. Cuando la profundidad del eje neutro en la sección de un muro del que se espera una ductilidad de desplazamiento de 4, exceda de 0.15 h la ductilidad de curvatura requerida se alcanzará cuando la

deformación unitaria en compresión del concreto exceda de 0.004. Por lo tanto, en tales casos, como se requiere para las columnas, deberá colocarse refuerzo especial confinante en el área del muro en que la deformación unitaria de compresión calculada al llevarse a cabo en una forma total la resistencia a la flexión, exceda de valor de 0.0015.

3.4.3 Muros de poca altura:

En edificios de poca altura, la altura de un muro de cortante puede ser menor que su longitud. Tales muros no pueden diseñarse con las técnicas acostumbradas de la teoría del concreto reforzado. Sin embargo, debido a que la carga sísmica en este tipo de muros muy pocas veces resulta crítica, un diseño aproximado que garantice cierta ductilidad generalmente es suficiente. La resistencia de muchos muros de cortante de poca altura está limitada por la capacidad de las cimentaciones de resistir los momentos de volteo. En tales casos, el resultado es una estructura oscilante y la ductilidad se presenta en forma irrelevante.

Después de que aparece el agrietamiento diagonal, el cortante horizontal introducido en la parte superior de un voladizo de poca altura, necesita descomponerse en fuerzas de compresión diagonal y otras de tensión vertical, como se puede ver en la figura siguiente:

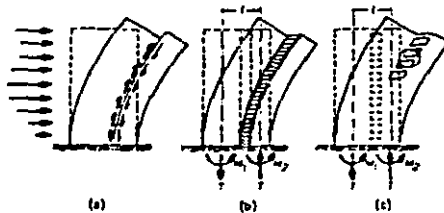


La resistencia al cortante de muros de cortante de poca altura.

De esta manera, el refuerzo vertical por flexión distribuido en forma vertical permite por otro lado que el cortante se transmita a la cimentación, lo anterior se puede observar en la condición de equilibrio del cuerpo libre 2 de la misma figura; y si el campo de compresión diagonal no encuentra un apoyo en el nivel de la cimentación, como se observa en el cuerpo libre triangular 1, se requiere una cantidad igual de refuerzo horizontal por cortante. Por consiguiente, la figura anterior muestra que para un muro de cortante bajo, se requerirá una malla de acero de igual área en ambas direcciones, si de manera conservadora se supone un campo de compresión que actúa a 45° . La resistencia a flexión en la base se debe evaluar cuidadosamente, tomando en cuenta la contribución de todas las varillas verticales, para asegurarse que es posible proporcionar la resistencia al cortante requerida; por lo que se podrán hacer dúctiles la mayoría de los muros de cortante bajos y así evitar una falla frágil.

3.4.4 Muros acoplados:

En un muro rectangular en voladizo, el esfuerzo cortante máximo se induce a lo largo de la fibra en el eje neutro de toda la altura del muro, por lo que si esta fibra o una cercana es potencialmente débil, como puede ser el caso en la construcción de tableros prefabricados, podrá ocurrir una falla por cortante deslizante, como se puede ver en la figura (a) siguiente:



Muros de cortante acoplados con muro lateral.

Sin embargo, si se pudiera hacer dúctil a este mecanismo de falla, y hacer también que dé ciclos histeréticos estables bajo carga con inversiones de signo, se podrá usar como un mecanismo conveniente disipador de energía en una estructura sismo-resistente, la figura (b) nos muestra un equivalente de dicho sistema, la cual ilustra que el momento de volteo total "Mo" se resiste en la siguiente forma:

$$M_o = M_1 + M_2 + T_L$$

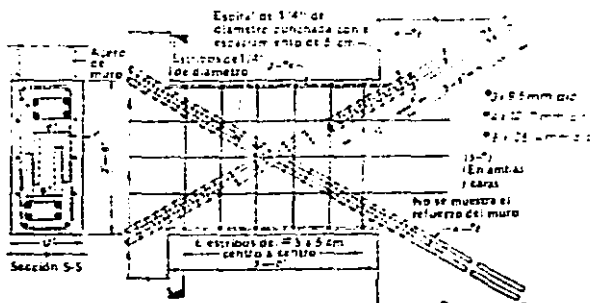
donde "T" es la acumulación de fuerzas cortantes en el sistema de acoplamiento entre los dos muros. El potencial de esta estructura, como una eficiente construcción sismo-resistente, sería enorme para disipar energía, cuando fuera necesario, dentro del sistema de transferencia del cortante por toda la altura de la estructura. Lo anterior sería adicional a la energía disipada en la articulación plástica en la base de cada muro. Mediante una selección adecuada de las rigideces relativas y de las resistencias, es posible reforzar los diferentes componentes de los muros, de tal manera que bajo carga estática monótona se desarrolle la resistencia del sistema de acoplamiento antes del principio de la fluencia en la base de los muros. Por tanto, en comparación con los muros en voladizo, los muros de cortante acoplados ofrecen más de una línea de defensa cuando se requiere disipar energía. La dispersión de los mecanismos disipadores de energía resultará probablemente, en un mejor control del daño estructural. Los estudios han indicado que en los muros así diseñados, durante una excitación sísmica severa, la fluencia extensa se confina mayormente al sistema de acoplamiento, el cual es más fácil de reparar que las bases de los muros.

En la práctica la transferencia de cortante de un muro al otro, es proporcionada por vigas discretas que se forman entre las aberturas y que están dispuestas en una o más hileras verticales, como se muestra en la figura (c) de la página anterior. Para que un muro de cortante acoplado sea eficiente,

Las rigideces de las vigas deben seleccionarse de tal modo que:

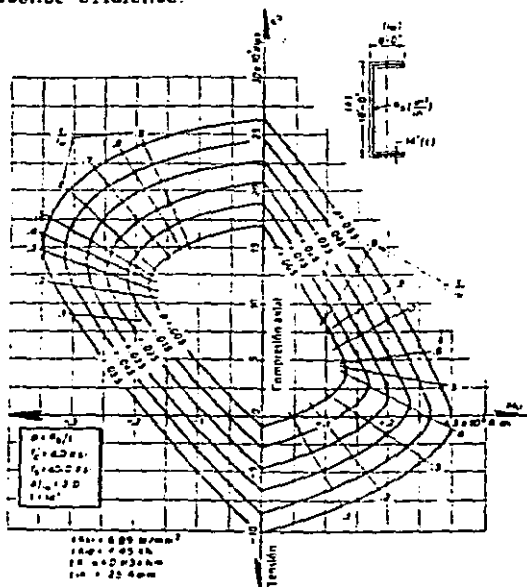
$$TL > \frac{2}{3} M_0$$

Esto por lo general involucra el uso de vigas de acoplamiento cortas y relativamente peraltadas, en las que el desarrollo de la resistencia a la flexión esta asociada con fuerzas cortantes que pueden resultar lo suficientemente grandes para destruir las vigas en tension diagonal. Si el cortante es resistido totalmente por estribos verticales, puede presentarse una falla por cortante deslizando a lo largo de un plano vertical en vez de una falla por tension diagonal, después de unas cuantas incursiones ciclicas en el rango inelástico de la respuesta. La mejor forma de evitar una falla por cortante deslizando en las vigas de acoplamiento, es usando refuerzo diagonal en vez del horizontal por flexión y el vertical por cortante comun, como se ve en la figura siguiente:



Estas vigas han demostrado ser verdaderamente dúctiles: una incursión más allá de fluencia en cada una de las dos direcciones de la carga, las fuerzas de flexión y de cortante son transferidas por el acero diagonal, en tanto que el concreto proporciona rigidez a la flexión y, por consiguiente, asegura la estabilidad lateral. Los ensayos han demostrado que un muro de cortante acoplado con vigas de acoplamiento con refuerzo en diagonal, proporcionado de tal forma que la fluencia en las vigas comience antes que la de las bases del

muro, posee una capacidad para disipar energía mucho mayor que la de un muro que contenga vigas de acoplamiento reforzadas en forma común. Mas aún, dichos muros de cortante acoplados muestran una menor degradación de la rigidez y un menor daño visible para el mismo desplazamiento lateral. Por lo tanto, puede considerarse que los muros de cortante acoplados poseen todas las características deseables de una estructura sismo-resistente eficiente.



Relaciones típicas de interacción carga axial-momento para la sección de un muro de cortante en forma de canal con refuerzo vertical distribuido uniformemente

En los núcleos que contienen fosos de escaleras y elevadores en los edificios de múltiples pisos, podrán acoplarse muros de diferentes configuraciones, como ejemplo típico de una sección en cajón perforada por dos hileras de aberturas, puede mencionarse al acoplamiento de dos secciones en forma de canal. La evaluación del comportamiento de dichos

muros se puede llevar a cabo con la ayuda de diagramas de interacción, como el que se muestra en la página anterior.

El momento positivo se refiere a la carga que produce compresión en el extremo de los patines del muro. Dicho diagrama, que muestra la posición del eje neutro (c/lw), es útil también cuando se deben determinar las regiones de la sección del muro donde pudiese requerirse refuerzo de confinamiento. Debe hacerse notar que para momento positivo con sólo una pequeña compresión axial, la relación (c/lw), es relativamente alta y por lo tanto, la ductilidad por curvatura disponible en la sección del muro es pequeña. Sin embargo, para que exista este momento, el sistema de acoplamiento tendrá que transmitir una gran tensión axial y ésta aumentará la ductilidad por curvatura de la sección crítica. Por el contrario, como se puede observar, para momentos negativos, el muro presenta una capacidad para poder acomodar una fuerza considerable de compresión axial al mismo tiempo que posee una amplia ductilidad de curvatura.

CAPITULO

IV

C A P Í T U L O I V

ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERIA

4.1 Generalidades:

La mampostería estructural presenta generalmente un comportamiento ineficiente ante cargas sísmicas, aunque la razón de la falta de confianza de los ingenieros estructuralistas para con este material se debe, principalmente, a un comportamiento ineficiente de las estructuras de mampostería no reforzadas o deficientemente reforzadas. A pesar de este comportamiento relativamente deficiente de la mampostería en temblores recientes, las estructuras de mampostería con dimensiones considerables, se pueden diseñar para tener un comportamiento adecuado ante temblores severos, siempre y cuando se sigan cuidadosamente los requisitos de diseño y detallado. Los temblores tienen la tendencia a poner en evidencia las conexiones débiles que existen en los sistemas estructurales, y concentrar ahí el daño. En virtud de la forma de construcción, la mampostería tiene un mayor número de posibles conexiones débiles que otros materiales, además se debe tomar en cuenta que como la mampostería es un material comparativamente frágil, por lo general es necesario diseñar para mayores fuerzas sísmicas que las que son apropiadas para otros materiales. La mampostería incluye una amplia gama de materiales como lo son:

- arcillas.
- concreto.
- esquistos.
- piedra.
- pizarras.

así como diversas formas constructivas, desde los bloques de piedra apilados sin ligarlos con mortero, en que la resistencia a las fuerzas laterales se proporcionan tan sólo mediante la estabilidad debida a la gravedad y a la fricción hasta los

muros de mampostería cuidadosamente detallados y diseñados para responder de manera dúctil ante los sismos.

4.2 Sistemas estructurales a base de muros de mampostería:

Existen diferentes sistemas estructurales a base de muros de mampostería, los cuales dependiendo de sus características pueden ser de diferentes tipos, como los que se mencionan a continuación:

4.2.1 Muros diafragma:

Estos son los que se encuentran rodeados por las vigas y columnas de un marco estructural al que proporcionan rigidez ante cargas laterales. La unión entre el marco y el muro diafragma deberá evitar la posibilidad de volteo del muro perpendicularmente a su plano y las columnas del marco deberán ser capaces de resistir, cada una, en una longitud igual a una cuarta parte de su altura medida a partir del paño de la viga, una fuerza cortante igual a la mitad de la carga lateral que actúa sobre el tablero.

4.2.2 Muros confinados:

Se conoce como muros confinados a los que están reforzados con castillos y dadas que cumplen con los requisitos siguientes: los castillos o dadas tendrán como dimensión mínima el espesor del muro. El concreto tendrá una resistencia a compresión f'_c no menor de 150 kg/cm², y el refuerzo longitudinal estará formado por lo menos de tres barras, cuya área total no será inferior a 0.2 f'_c/f_y por el área del castillo y estará anclado en los elementos que limitan al muro de manera que pueda desarrollar su esfuerzo de fluencia. El área del refuerzo transversal no será inferior a :

$$\text{Área de refuerzo transversal} > \frac{1000 \text{ s}}{f_y \text{ dc}}$$

donde "s" es la separación de los estribos y "dc" el peralte del castillo. La separación de los estribos no excederá de

1.5 dc ni de 20 centímetros; existirán castillos por lo menos en los extremos de los muros y en puntos intermedios del muro a una separación no mayor a una vez y media de su altura, siempre y cuando dicha separación no sea mayor a 4.00 metros.

Existirá una dala en todo extremo horizontal del muro, a menos que este último esté ligado a un elemento de concreto reforzado de por lo menos 15 centímetros de peralte. Además existirán dalas en el interior del muro a una separación no mayor de 3.00 metros. Existirán elementos de refuerzo con las mismas características que las dalas y castillos en el perímetro de todo hueco cuya dimensión exceda de la cuarta parte de la longitud del muro en la misma dirección. La relación de altura-espesor del muro no excederá de 30.

Podrá incrementarse la resistencia a fuerza cortante de muros confinados, de acuerdo con lo establecido en el inciso 4.5.3.2, cuando se coloque refuerzo horizontal en las juntas con las cuantías mínimas especificadas en dicha sección y que cumpla con los requisitos de separación máxima y de detallado especificados para muros reforzados interiormente en la sección 4.2.3, dicho refuerzo horizontal deberá estar anclado a los castillos extremos y a los castillos interiores.

4.2.3 Muros reforzados interiormente:

Estos son muros reforzados con malla o barras corrugadas de acero, horizontales y verticales, colocadas en los huecos de las piezas, en ductos o en las juntas. Para que un muro pueda considerarse como reforzado deberá cumplir por lo menos con los siguientes requisitos. La suma de la cuantía de refuerzo horizontal "ph", y la de refuerzo vertical "pv", no será menor que 0.002 y ninguna de las dos cuantías será menor que 0.0007. Las cuantías de refuerzo descritas anteriormente se calculan mediante:

$$ph = A_{sh} / s t .$$

$$pv = A_{sv} / t L .$$

donde:

s ----> es la separación.

t ----> es el espesor del muro.

L ----> es la longitud del muro.
Ash ----> es el refuerzo horizontal.
Asv ----> es el Área total de refuerzo
colocado verticalmente.

Cuando se emplee acero de refuerzo de fluencia especificado mayor de 4200 kg/cm^2 , las cuantías de refuerzo mencionadas en éste párrafo podrán reducirse multiplicándolas por un factor que es igual a $4200/f_y$. Todo espacio que contenga una barra de refuerzo vertical deberá tener una distancia libre mínima entre el refuerzo y las paredes de la pieza igual a la mitad del diámetro de la barra y deberá ser relleno a todo lo largo con mortero o concreto. La distancia mínima libre entre una barra de refuerzo horizontal y el exterior del muro será de 1.5 cms. o una vez el diámetro de la barra, la que resulte mayor. El refuerzo horizontal deberá estar ombebido en toda su longitud en mortero o concreto.

Para el colado de los huecos donde se aloja el refuerzo vertical podrá emplearse el mismo mortero que se usa para pegar las piezas, o un concreto de alto revenimiento, con agregado máximo de 1.00 cm, y una resistencia a la compresión no menor de 75 kg/cm^2 . El huoco de las piezas tendrá una dimensión mínima mayor de 5.00 cms. y un área no menor de 30 cms. Debera colocarse por lo menos una barra No.3 de grado 42, o refuerzo de otras características con resistencia a tensión equivalente, en dos huecos consecutivos en todo extremo de muros, en las intersecciones entre muros o a cada 3.00 metros. El refuerzo vertical en el interior del muro no tendrá una separación mayor de 6 veces el espesor del mismo, ni mayor de 80 cms. Cuando los muros transversales lleguen a tope, sin traslape de piezas, será necesario unirlos mediante dispositivos que aseguren la continuidad de la estructura.

El refuerzo horizontal debe ser continuo y sin traslape en la longitud del muro y anclado en sus extremos. Se deberán cumplir los mismos requisitos de anclaje que para concreto reforzado. Deberá haber refuerzo consistente en una barra No.4 de grado 42, o con resistencia a tensión equivalente.

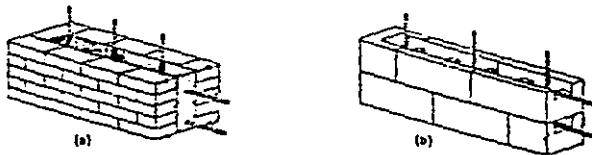
alrededor de toda abertura cuya dimensión exceda de 60.00 cms., en cualquier dirección. La relación de altura-espesor de estos muros no será superior a 30. Deberá haber una supervisión continua en la obra que asegure que el refuerzo esté colocado de acuerdo con lo indicado en planos y que los huecos en que se aloja el refuerzo sean colados completamente.

4.2.4 Muros no reforzados:

Se considerarán como muros no reforzados aquellos que no tengan el refuerzo necesario para ser incluidos en alguna de las tres categorías antes mencionadas.

4.3 Métodos constructivos:

En muchas de sus características, el diseño de las estructuras de mampostería reforzada puede hacerse de la misma forma que el de las de concreto reforzado. El comportamiento fundamental de la mampostería y del concreto bajo carga axial es similar, ya que ambos son relativamente resistentes a la compresión y débiles en tensión y, por lo tanto, el refuerzo para flexión y cortante desempeña el mismo papel en los dos materiales. Sin embargo, existen suficientes diferencias en el comportamiento, que hacen necesario un examen cuidadoso de las propiedades del material de la mampostería. Estas diferencias se deben en parte a los distintos materiales componentes y, en parte, a los diferentes métodos de construcción. Las dos formas principales que se utilizan en la construcción con mampostería reforzada son las que se muestran en la siguiente figura:



Formas de construcción de mampostería a. Mampostería reforzada sistema de mortero, b. mampostería reforzada de unidades huecas, en las que el refuerzo se aloja en aberturas de enlace.

La mampostería reforzada rellena de mortero como se ilustra en la figura (a), consta de dos membranas o paredes de ladrillo o bloque de concreto, normalmente sólido, separadas por una cavidad en la que se coloca el refuerzo vertical y horizontal, y se rellena con mortero mientras se levantan las paredes. Estas son normalmente tienen de 5 a 10 centímetros de espesor, y la cavidad para el relleno de mortero es de 6 a 10 centímetros de ancho. La mampostería reforzada a base de unidades huecas como se ilustra en la figura (b), se construye con unidades de concreto o ladrillo, que contienen cavidades o celdas internas verticales; algunas de las cuales, o todas contienen refuerzo vertical y se rellenan con mortero. El tamaño y la forma de las unidades varía considerablemente y, por lo general, los espesores varían entre 10 y 30 centímetros. Otras formas estructurales frecuentes incluyen los tableros de mampostería para relleno, en las estructuras a base de marcos de concreto reforzado o de acero estructural; así como un método modificado de construcción de relleno, que consiste en columnas periféricas y vigas de enlace de mampostería reforzada con mampostería no reforzada como relleno.

Para construir estructuras resistentes a sismo, los bloques o ladrillos en las diferentes formas de construcción de mampostería, deberán hacerse con juntas corridas. La colocación en hileras verticales sin entrelazado de las piezas, que puede resultar atractivo desde el punto de vista arquitectónico, crea planos verticales débiles especialmente en la mampostería reforzada a base de unidades huecas, construida con unidades de ambos extremos cerrados.

La capacidad al cortante se puede reducir virtualmente a cero, pues la pared levantada sin entrelazar, durante los temblores se comporta como una serie de voladizos independientes, con secciones de una unidad; por lo que se deberá evitar la construcción sin entrelazar las piezas, excepto en los extremos del muro, o cuando se requieren juntas para control de movimientos, o cuando los cortantes sísmicos sean pequeños.

La mampostería reforzada con relleno de mortero tiene la ventaja de dar al diseñador mayor libertad en la selección de los anchos del muro y en la localización del refuerzo vertical y horizontal. Sin embargo, el núcleo para recibir el mortero generalmente constituye una porción más pequeña del área total de la sección del muro, que en las unidades de mampostería con cortante, además es una forma de construcción que requiere un trabajo más intenso.

En la mampostería reforzada mediante unidades huecas deben preferirse las unidades de extremos abiertos respecto a las unidades estándar, en virtud de las características inadecuadas, tanto desde el punto de vista de resistencia como de impermeabilidad de las juntas de cabecera vertical, rellenas con mortero, que pasan por todo el espesor del muro.

El refuerzo horizontal se coloca en las trabes de enlace, que consiste en unidades estándar o de extremo abierto, en las que las almas han sido rebajadas aproximadamente hasta la mitad de la altura, permitiendo así que la varilla horizontal se coloque lejos del plano débil de la junta horizontal.

Las unidades para las trabes de enlace se pueden colocar invertidas en la hilada inferior para facilitar la limpieza del mortero que se haya caído antes de vaciar el relleno de mortero. En general, los muros sujetos a fuerzas laterales en su plano bajo cargas sísmicas, deben tener todas sus celdas rellenas con mortero, ya sea que contengan o no refuerzo vertical, esto es necesario debido a la reducida e impredecible resistencia al cortante de las porciones no rellenas del muro, y es deseable también por las dificultades constructivas en la colocación del refuerzo horizontal cuando algunas de las celdas no hayan sido rellenas; puede haber algunas excepciones cuando los muros estén sujetos solamente a cargas superficiales y en muros de cortante sujetos a esfuerzos cortantes muy pequeños.

4.4 Comportamiento de los materiales constitutivos:

4.4.1 Características esfuerzo-deformación unitaria en compresión:

En el presente capítulo, el estudio se enfocará al diseño de las estructuras de mampostería reforzada, la cual consta de cuatro materiales independientes entre sí requiriéndose que actúen en una forma combinada, éstos materiales son:

- 1) unidades de ladrillo o de concreto.
- 2) mortero de relleno.
- 3) mortero de liga.
- 4) acero de refuerzo.

Las características en compresión del conjunto con base en las resistencias y módulos de elasticidad de los materiales constitutivos son difíciles de predecir, así como tampoco se pueden predecir fácilmente las propiedades del concreto a partir de los módulos de elasticidad y de las resistencias individuales del agregado y de la pasta de cemento.

A) La resistencia en compresión para las unidades, ya sean unidades de ladrillo o de concreto se determinará de acuerdo con el ensayo especificado en la norma NOM C36. Para el diseño se empleará un valor de la resistencia (f'_p) medida sobre el área bruta, que se determinará como el que es alcanzado por lo menos por el 98% de las piezas producidas. Se podrá tomar como resistencia de diseño el valor mínimo garantizado por el fabricante, cuando de éste se tenga evidencia y cumpla con lo anterior; de lo contrario la resistencia de diseño se determinará con base en la información estadística existente sobre el producto en cuestión o a partir de muestreos de la producción de la pieza misma. En este último caso se obtendrán tres muestras de diez piezas cada una, de lotes diferentes de la producción. Las 30 piezas así obtenidas se ensayaran con el procedimiento especificado en la norma C36 y la resistencia de diseño se calculará de la siguiente forma:

$$f'p = \frac{fp}{1 + 2.5 cp}$$

donde: fp ----> es el promedio de las resistencias en compresión de las piezas ensayadas.

cp ----> es el coeficiente de variación de la resistencia de las piezas ensayadas, pero su valor no se tomará menor que 0.20 para piezas provenientes de plantas mecanizadas con control de calidad de la resistencia, que 0.30 para piezas de fabricación mecanizada sin control de calidad de resistencia, y que 0.35 para piezas de producción artesanal.

B) Los morteros utilizados en elementos estructurales de mampostería deberán cumplir con los requisitos siguientes:

- Su resistencia en compresión será por lo menos de 40 kg/cm².
- La relación volumétrica entre la arena y la suma de cementantes se encontrará entre 2.25 y 3.
- La resistencia se determinará según lo especificado en la norma NOM C 61.
- Se empleará la mínima cantidad de agua que dé como resultado un mortero fácilmente trabajable.

La tabla que se muestra a continuación presenta las características de proporcionamientos recomendables.

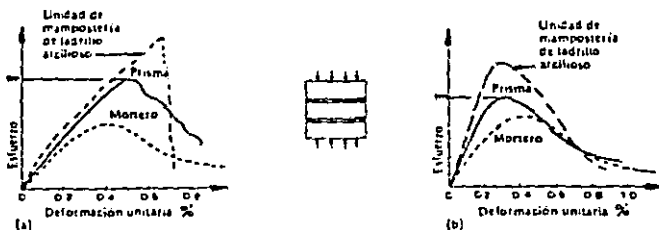
PROPORCIONAMIENTOS, EN VOLUMEN, RECOMENDADOS PARA MORTERO EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES					
TIPO DE MORTERO	PARTES DE CEMENTO.	PARTES DE CEMENTO DE ALBAÑILERIA	PARTES DE CAL.	PARTES DE ARENA, MEDIDA EN ESTADO SUELTO.	VALOR TIPICO DE LA RESISTENCIA NOMINAL EN COMPRESION.
I	1	---	0 a 1/4	No debe de ser menor a 2.25, ni mayor a	125 kg/cm ² .
I	1	0 a 1/2	---	3.0 veces la suma de cementantes en cuanto a el volumen.	125 kg/cm ² .
II	1	---	1/4 a 1/2		75 kg/cm ² .
II	1	1/2 a 1	---		75 kg/cm ² .
III	1	---	1/2 a 5/4		40 kg/cm ² .

C) El refuerzo que se emplee en castillos, dadas y/o elementos que sean colocados en el interior del muro, estará constituido por barras corrugadas que cumplan las especificaciones NOM B6 y B294, por malla de acero que cumpla con la especificación B200 o por alambres corrugados laminados en frío que cumplan con la norma B72. Se admitirá el uso de barras lisas únicamente en estribos, en mallas electrosoldadas o en conectores. Como esfuerzo de diseño (f_y) se considerará el de fluencia garantizado por el fabricante.

Las unidades de ladrillo pueden tener resistencias a la compresión mayores que 60 Mpa, y en general muestran un modo de falla extremadamente frágil después de alcanzar el esfuerzo máximo. Un comportamiento similar aunque con esfuerzos de aplastamiento más pequeños y una falla un poco más dúctil, resulta de los ensayos a compresión en unidades de mampostería de concreto. El mortero posee un módulo de elasticidad y una resistencia última a la compresión más bajos que los del ladrillo o del concreto, pero hay una porción de la curva relativamente plana en la rama descendente. Las curvas esfuerzo-deformación unitarias de los prismas, tienden a ser intermedias entre las de los materiales constitutivos.

Los esfuerzos de aplastamiento exceden a los del mortero, la conexión más débil, y la porción descendente de la curva es más plana y se prolonga más que la de las unidades de mampostería de ladrillo o de concreto. Los ensayos en prismas rellenos con mortero, indican una modificación de la curva esfuerzo-deformación unitaria, alejándose del comportamiento frágil de la unidad.

La figura siguiente muestra las curvas características de esfuerzo-deformación unitaria, de prismas que contienen cuando menos tres hiladas de unidades de ladrillo sólido o de concreto, sujetas a compresión axial, e incluyen las curvas esfuerzo-deformación unitaria de los materiales constitutivos.



Cunas esfuerzo-deformación unitaria para prismas de mampostería. a) Mampostería de ladrillo acilioso. b) mampostería de concreto.

4.4.2 Mecanismo de falla bajo carga monoaxial:

La falla bajo compresión monoaxial de los prismas de 3 o más hiladas, casi siempre se inicia con un agrietamiento vertical de tensión en la unidad relativamente más resistente de mampostería de ladrillo o de concreto en vez de un aplastamiento apreciable del mortero o lechada más débiles.

El comportamiento anterior es consecuencia del menor módulo de elasticidad y resistencia al aplastamiento del mortero y del rápido incremento en la relación de Poisson del mortero, al acercarse al esfuerzo de aplastamiento, como se puede ver en la figura (a) siguiente:

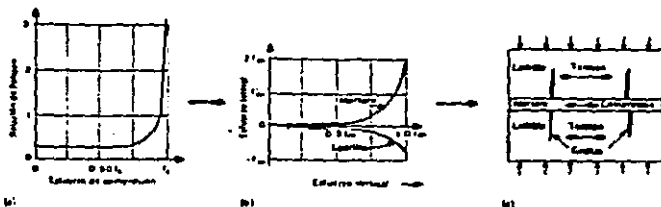


Fig. 4.4 Mecanismo de falla de prismas de mampostería. a) Desarrollo de la relación de Poisson de mortero con los esfuerzos de compresión. b) Curvas de relación de Poisson de ladrillo y mortero. c) Agrietamiento por compresión en unidades de mampostería.

Si el mortero pudiera deformarse con libertad, su deformación lateral, como resultado de la combinación de los efectos antes mencionados, excedería a la de la unidad de ladrillo o de concreto.

La fricción y la compatibilidad de deformaciones obligan a que sean iguales tanto las deformaciones laterales en el mortero como las piezas, induciendo un alto valor de compresión lateral en el mortero, y tensión lateral en la unidad de ladrillo o de concreto, especialmente cerca de la capa de mortero; debido a que el mortero es efectivo en compresión triaxial, el esfuerzo de aplastamiento del prisma excede al del mortero no confinado. Al aproximarse la carga a la resistencia de aplastamiento del mortero, aumenta rápidamente la tensión lateral en las unidades de la mampostería y, como consecuencia, se incrementa la relación de Poisson [fig.(b)], y finalmente se excede la resistencia a tensión biaxial de la unidad, dando como resultado un agrietamiento vertical que se inicia cerca de la capa de mortero [fig.(c)]. La falla podría ocurrir inmediatamente, de forma explosiva, debido a la reducción repentina del confinamiento lateral del mortero, o gradualmente formándose un mayor número de grietas verticales.

La resistencia al aplastamiento de la mampostería (f'_m), depende de diversas variables que son difíciles de medir, incluyendo la resistencia a tensión biaxial del ladrillo, y el grado de la no uniformidad del esfuerzo normal dentro del prisma, por lo que es conveniente medir dicha resistencia directamente a partir de los ensayos en los prismas.

4.4.2.1 Procedimientos para el cálculo de la resistencia a compresión:

Las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería estipulan que la resistencia de diseño en compresión de la mampostería (f'_m), sobre área bruta, se determinará con alguno de los procedimientos siguientes:

a) Ensayes de pilas construidas con las piezas y morteros que se emplearan en la obra:

Las pilas estaran formadas por lo menos con tres piezas sobrepuestas. La relacion altura-espesor de la pila estara comprendida entre 2 y 5; las pilas se ensayaron a la edad de 28 dias. Para el almacenamiento de los especimenes, su cabeceado y el procedimiento de ensaye se seguiran en lo que sean aplicables, las normas que rigen para el ensaye a compresion de cilindros de concreto (NOM C83). El esfuerzo medio obtenido, calculado sobre el area bruta, se corrigira multiplicandolo por los factores de la tabla siguiente:

FACTORES CORRECTIVOS PARA LAS RESISTENCIAS DE PILAS CON DIFERENTES RELACIONES DE ESBELTEZ				
Relación de esbeltez de la pila	2	3	4	5
Factor correctivo	0.75	0.90	1.00	1.05

Para esbelteces intermedias se interpolara linealmente. La resistencia de diseño se calculara como:

$$f'_m = \frac{f_m}{1 + 2.5 \text{ cm}}$$

donde: f_m ----> es el promedio de la resistencia de las pilas ensayadas, corregida por esbeltez.

cm ----> es el coeficiente de variación de la resistencia de las pilas ensayadas, que en ningún caso se tomara inferior a un valor de 0.1500 .

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

b) A partir de la resistencia de diseño de las piezas y el mortero:

- 1.- Para bloques y tabiques de concreto con una relación de altura a espesor no menor que un medio, y con un valor de $f'p = 200 \text{ kg/cm}^2$, la resistencia de diseño a compresión será la que indica la tabla 1 siguiente, si se comprueba que las piezas y el mortero cumplen con los requisitos de calidad especificados en los puntos 4.4.1 A y 4.4.1 B, respectivamente.
- 2.- Para piezas de barro y otros materiales, excepto concreto, con una relación altura a espesor no menor que un medio, la resistencia de diseño a compresión será la que se obtiene de la tabla 2 de la siguiente página para los morteros recomendados.

En las dos tablas que se mencionan, para trabajar con valores intermedios se interpolará linealmente.

RESISTENCIA DE DISEÑO A COMPRESION DE LA MAMPOSTERIA DE PIEZAS DE CONCRETO ($f'm$ SOBRE AREA BRUTA)			
valor de $f'p$ en kg/cm^2 .	$f'm$ en kg/cm^2 .		
	Mortero I	Mortero II	Mortero III
25	15	10	10
50	25	20	20
75	40	35	30
100	50	45	40
150	75	60	60
200	100	90	80

Tabla 1

RESISTENCIA DE DISEÑO A COMPRESION DE LA MAMPOSTERIA DE PIEZAS DE BARRO (f'm SOBRE AREA BRUTA)			
valor de f'p en kg/cm ² .	f'm en kg/cm ² .		
	Mortero I	Mortero II	Mortero III
25	10	10	10
50	20	20	20
75	30	30	25
100	40	40	30
150	60	50	40
200	80	70	50
300	120	90	70
400	140	110	90
500	160	130	110

Tabla 2

c) Valores indicativos:

Si no se realizan determinaciones experimentales podrán emplearse los valores de "f'm" que, para distintos tipos de piezas y morteros en donde la relación área neta-bruta no sea menor de 0.45 , se presentan en la siguiente tabla:

RESISTENCIA DE DISEÑO A COMPRESION DE LA MAMPOSTERIA (f'm) PARA ALGUNOS TIPOS DE PIEZAS, SOBRE AREA BRUTA			
Tipo de pieza	Valores de f'm en kg/cm ² .		
	Mortero I	Mortero II	Mortero III
- Tabique de barro recocido.	15	15	15
- Bloque de concreto tipo A (pesado).	20	15	15
- Tabique de concreto fabricado con arena silica y con un peso volumétrico no menor a 1500 kg/m ³ y para un f'p > 80 kg/cm ² .	20	15	15
- Tabique con huecos verticales en donde (f'p > 120 kg/cm ²).	40	40	30

d) Resistencia en compresión de mampostería con refuerzo interior:

Para mampostería con refuerzo interior que cumpla con los requisitos especificados en el inciso 4.2.3, se tomará un valor para "f'm", que corresponde a mampostería sin refuerzo, sólo que incrementado en un 25%, pero que no sea mayor a un valor de 7 kg/cm².

e) Resistencia en compresión de muros confinados:

Para muros reforzados con dalas y castillos que cumplan con los requisitos mencionados en el inciso 4.2.2, el refuerzo resistente en compresión "f'm" calculado para la mampostería sin refuerzo podrá incrementarse en 4 kg/cm².

4.4.2.2 Influencia del mecanismo de falla en el comportamiento del muro:

El mecanismo de falla por compresión de la mampostería tiene una enorme influencia en el comportamiento de los muros de cortante de mampostería sujetos a fuerza sísmicas en su plano. Para la capacidad a la flexión última del muro, la formación de grietas verticales en el extremo a compresión, tiene como resultado numerosos bloques verticales inestables, sujetos a compresión y cortante elevados, y una gran reducción en la capacidad para transmitir la fuerza cortante última a la cimentación. Pueden ocurrir fallas explosivas de compresión en la punta de la base, como las que han sido observadas en ensayos y en el daño producido por temblores. Si por alguna razón la falla en la punta de la base no ocurre inmediatamente después de la formación de la grieta vertical, se pierde el soporte lateral del acero vertical cerca del extremo del muro o jamba, y el acero a compresión podrá pandearse, desalojando la mampostería en la esquina inferior de dicho extremo; este comportamiento es una característica particular de los muros de cortante de mampostería reforzada y rellena de mortero. Cuando se requiere una gran ductilidad, puede eliminarse el colapso de la esquina

mencionada mediante la inclusión de placas delgadas de confinamiento, resistentes a la corrosión, colocadas en las capas de mortero dentro de las posibles zonas de aplastamiento, estas placas son equivalentes a los estribos de confinamiento de las columnas o muros de cortante de concreto reforzado, y reducen la expansión lateral del mortero. En la mampostería con relleno reforzado de mortero se hacen perforaciones circulares en las placas, con el fin de mejorar la adherencia entre el mortero y éstas. Las placas de confinamiento, cuando son consideradas en diseño de muros, sólo necesitan prolongarse desde la fibra extrema en compresión hasta la posición de la fibra neutra última, y reforzar las juntas de mortero donde sea factible que ocurra el aplastamiento. En el caso de muros en voladizo, esto significa proporcionar placas en cada extremo del muro, desde la base hasta una altura de aproximadamente 5 a 10% de la altura total del muro. Cuando una carga concentrada se transmite directamente a la mampostería, el esfuerzo de contacto no excederá de 0.60 f'm . El esfuerzo actuante se calculará con las cargas de diseño obtenidas aplicando los factores correspondientes a la combinación de acciones de que se trate según el artículo 194 del Reglamento.

4.4.3 Resistencia a la tensión:

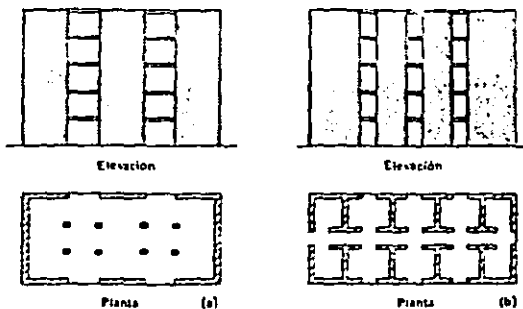
La resistencia que presenta la mampostería frente a esfuerzos de tensión perpendiculares a las juntas, se considerará nula, pero cuando se requiera esta resistencia deberá proporcionarse el refuerzo necesario.

4.5 Diseño de muros de cortante de mampostería:

La tendencia de diseñar las estructuras de mampostería resistentes a sismo, utilizando métodos de esfuerzo de trabajo considerados técnicamente seguros, y asumiendo que la respuesta a la acción sísmica será elástica, para evitar el daño en un material del que se sabe ha de exhibir una falla frágil. Esta es una suposición poco confiable, a menos que la estructura se diseñe para el verdadero nivel de fuerza que corresponde a la

respuesta elástica, en lugar de los niveles señalados en los reglamentos que suponen una respuesta inelástica dúctil. Por lo general, las estructuras de mampostería son rígidas, y tienen periodos naturales cortos. El diseñar para este nivel de fuerzas laterales sería en la mayoría de los casos antieconómico. El diseño elástico para un coeficiente del reglamento de 0.10 g a 0.20 g, implica una capacidad última de aproximadamente 0.20 g a 0.40 g, muy por debajo de la respuesta elástica máxima de aproximadamente 1.0 g. Por consiguiente, las estructuras de mampostería que se diseñen con métodos de esfuerzos de trabajo, lejos de permanecer elásticas, requerirán en forma considerable una ductilidad adecuada.

Una desventaja adicional del diseño elástico consiste en que éste, conduce al diseñador a concentrar el refuerzo a flexión de los muros de cortante muy cerca de las esquinas, esto es inconveniente desde el punto de vista de un comportamiento satisfactorio bajo respuesta inelástica. Como ocurre con otros materiales, resulta más satisfactorio reconocer que ocurrirán deformaciones inelásticas ante sismos severos, por lo que el diseño deberá hacerse de acuerdo con ello. La siguiente figura, muestra los ejemplos típicos de estructuras que constan de varios muros de cortante de mampostería en voladizo, unidos mediante losas flexibles.



Ejemplo típico de muros de cortante de mampostería en voladizo: a) Muros de mampostería exteriores con columnas interiores; b) muros de cortante de mampostería exteriores e interiores.

De la figura anterior tenemos que:

- (a) Muros de cortante de mampostería exteriores con columnas interiores.
- (b) Muros de cortante de mampostería exteriores e interiores.

4.5.1 Consideraciones necesarias para la flexión:

4.5.1.1 Rigidez a la flexión y periodo del edificio:

El módulo de elasticidad de la mampostería, "Em" podrá determinarse experimentalmente o calcularse en forma aproximada como se presenta a continuación:

1) Para mampostería de tabiques y bloques de concreto:

Em = 800 f'm (para cargas de corta duración).

Em = 350 f'm (para cargas sostenidas).

2) Para mampostería de tabique de barro y otras piezas:

Em = 600 f'm (para cargas de corta duración).

Em = 350 f'm (para cargas sostenidas).

El módulo de elasticidad de la mampostería estructural depende del tipo y proporción de los materiales constitutivos. Los valores medidos en prismas y muros de mampostería ante compresión uniforme tienden a quedar en el rango de 1.00 a 2.50 x 10⁶ psi (6.80 a 17.00 GPa). Sin embargo, para fines de diseño sísmico, la influencia más importante del módulo de elasticidad es su efecto en la rigidez a la flexión y, por consiguiente, en el periodo natural de vibración. Para este propósito, la rigidez debe basarse en la sección agrietada. Los ensayos en muros de mampostería robustos han indicado que el uso de la sección no agrietada y un módulo de elasticidad efectivo $E_e = 7.50 \times 10^6$ psi (5.20 GPa) proporciona una buena representación de la rigidez agrietada para la mampostería reforzada, tanto para relleno reforzado de mortero como para la de unidades huecas, siempre y cuando la deformación por

cortante tenga un valor considerable. Para desarrollar el cálculo del periodo natural, deberán incluirse los efectos de la deformación del suelo, ya que para las estructuras de mampostería típicamente rígidas y robustas, los desplazamientos laterales elásticos que resultan de la deformación del suelo pueden ser varias veces mayores que los desplazamientos debidos a la flexión.

4.5.1.2 Capacidad última a la flexión.

Los resultados de un gran número de pruebas muestran que la resistencia de los muros de cortante de mampostería reforzada que fallan por flexión, se predice conservadoramente por la teoría de la resistencia última del concreto reforzado. Para un muro rectangular con una longitud "lw" que contiene refuerzo vertical uniformemente distribuido, con un área total "As", y sujeto a una carga axial "Nu", puede mostrarse que la capacidad al momento último Mu está dada por la siguiente expresión en un forma aproximada:

$$M_u = 0.50 A_s f_y l_w \left[1 + \frac{N_u}{A_s f_y} \right] \left[1 - \frac{c}{l_w} \right]$$

donde "c" es la distancia del eje neutro en condiciones últimas a la fibra extrema en compresión. Los muros de mampostería sujetos a carga monótona hasta la falla, han sobrepasado en general entre un 10% y un 30% el momento último predicho, además los bajos porcentajes de acero, comunes en los muros de mampostería, normalmente conducen en esta etapa a deformaciones unitarias de un 3% a un 5% en el acero. Por otro lado, debido a que el endurecimiento por deformación comienza para una deformación unitaria entre 0.50% y 2.00%, dependiendo de las propiedades del acero, pueden esperarse esfuerzos en el acero del 10% al 30% o superiores a la fluencia, para deformaciones unitarias del 3% al 5%, dando lugar a una sobrerresistencia.

4.5.1.3 Distribución del refuerzo para la resistencia a la flexión:

La capacidad última a la flexión de los muros con porcentajes bajos de carga axial y refuerzo, es efectivamente independiente de la distribución del refuerzo vertical, siempre y cuando se coloque simétricamente respecto al centroide del muro. Un muro con una longitud efectiva "L", con área total "As" de acero vertical, dividida en 2 grupos de As/2, uno en cada extremo del muro, tiene una capacidad última a la flexión de:

$$M_u = \frac{A_s}{2} f_y l$$

Si la misma cantidad se distribuye uniformemente a lo largo del muro, virtualmente fluye todo el acero en tensión debido a la pequeña profundidad del eje neutro, resultando en una fuerza de tensión "As fy", con un brazo de palanca 0.50 l, y la misma capacidad en flexión antes mencionada; por lo que no existe una ventaja importante, en términos de la capacidad última, al concentrar el acero en los extremos del muro o distribuirlo uniformemente a lo largo del muro. Sin embargo, si se tienen grandes cantidades de acero dentro de áreas de mortero inyectado comparativamente pequeñas en los extremos del muro, éstas crean problemas de adherencia y anclaje, y son difíciles de restringir contra el pandeo en compresión. La distribución uniforme del refuerzo reduce estos problemas, y tienen la ventaja adicional de proporcionar una acción de sujeción a través de la junta de construcción en la base del muro, y de las acciones sísmicas.

4.5.2 Diseño por cortante:

4.5.2.1 Fuerza cortante de diseño:

Los muros de cortante de mampostería presentan fallas por cortante en forma repentina, y tienen como resultado una pérdida casi total de la capacidad para soportar la carga lateral. El módulo de cortante de la mampostería se tomará como:

$$G_m = 0.30 E_m$$

Debido a la fragilidad de la falla por cortante de la mampostería, es esencial diseñar los muros de mampostería, para soportar la fuerza cortante verdadera a la cual estarán sujetos, basada en la sobrecapacidad a la flexión. La fuerza cortante de diseño "V_d" estará dada a partir de la fuerza cortante en la base "V_s" del reglamento:

$$V_d = \frac{\phi_o}{\phi_f} V_s$$

donde :

ϕ_o = es el factor de reducción de capacidad a la flexión.

ϕ_f = es el factor de sobrecapacidad.

En la expresión anterior, si se toma por ejemplo un factor de reducción de capacidad a la flexión, $\phi_f = 0.70$ y el factor de sobrecapacidad $\phi_o = 1.25$, se obtiene que la fuerza cortante máxima posible cuando se alcance la sobrerresistencia del muro en flexión, es $V_d = 1.79 V_s$; y si se adopta un factor de reducción de la capacidad al cortante de $\phi_o = 0.85$, el área requerida del acero al cortante, suponiendo que todo el cortante es soportado por el acero, estará dada por:

$$A_v = \frac{2.10 V_d s}{f_v d}$$

donde :

s = es la separación del acero por cortante.

d = es el peralte efectivo de la sección.

En muros de mampostería con una altura mayor a tres niveles, los efectos de los modos superiores podrán aumentar aun más la fuerza cortante máxima sobre el nivel del reglamento.

4.5.2 Mampostería sin refuerzo por cortante:

A pesar de que una gran cantidad de investigaciones sobre la resistencia al cortante de la mampostería sin refuerzo por cortante se han llevado a cabo, los resultados difieren, y la capacidad al cortante de la mampostería no puede basarse en donde pueda ocurrir la fluencia de flexión. El agrietamiento por flexión en la mampostería ocurre principalmente a lo largo de las juntas del mortero, en forma de grietas uniformes. Es posible que la resistencia al cortante de la mampostería disminuya más rápidamente que en el concreto, a causa de la posible inestabilidad resultado del agrietamiento vertical en la zona de compresión, además la capacidad al cortante de la mampostería no reforzada por cortante es en cierta forma difícil de predecir y altamente desconfiable debido a los tres puntos siguientes:

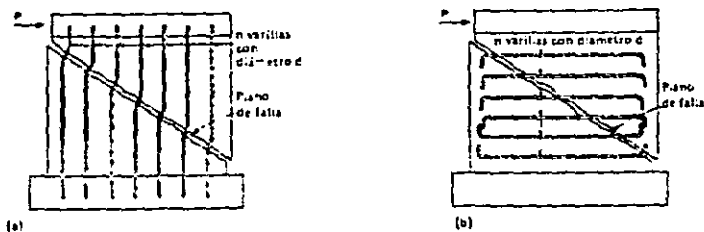
- a) las grietas de contracción.
- b) la adherencia deficiente entre el mortero y la unidad de mampostería en la cabeceras.
- c) la gran variabilidad de la mano de obra común en la construcción de la mampostería.

Por consiguiente, a menos que la estructura se diseñe para que tenga una respuesta elástica frente a los sismos del diseño, toda la fuerza sísmica tendrá que ser soportada por un refuerzo para cortante bien detallado.

4.5.2.3 Mampostería con refuerzo por cortante:

Podría suponerse que el refuerzo vertical uniformemente distribuido que cruce planos en una posible falla a 45°, resultaría igual de eficiente para la transferencia al cortante que el refuerzo horizontal, y que por consiguiente el acero para la flexión cerca del centro del muro, que puede estar sujeto a un esfuerzo relativamente bajo, podría utilizarse para tomar parte o la totalidad de la carga de cortante, como se muestra en la figura (a). Sin embargo, una

vez que se ha iniciado el agrietamiento, la fuerza cortante tiende a desplazar en forma horizontal la porción superior del muro, en lugar de abrir la grieta que se encuentra perpendicular al plano de ésta; en estas condiciones el acero horizontal resiste la fuerza cortante mediante tensión directa, como se muestra en la figura (b); pero el acero vertical resiste la fuerza mediante acción de espiga, la cual solo podrá generarse si ocurren desplazamientos horizontales sustanciales a través de la grieta.



Eficiencia relativa del acero vertical y horizontal para resistir cortante. a) El acero soporta el cortante mediante acción de espiga ($V_{resV} = 0.24 n d^2 f_y$). b) El acero soporta la carga mediante tensión ($V_{resH} = 0.785 n d^2 f_y$).

En condiciones óptimas, la fuerza soportada por la acción de espiga será como un 30% de la soportada por el mismo acero colocado en forma horizontal. Para soportar totalmente la fuerza cortante, se colocará acero horizontal, ya que la capacidad de espiga se reduce al aumentar el ancho de la grieta.

4.5.2.4 Esfuerzo cortante resistente de diseño:

La resistencia a fuerza cortante de muros de mampostería, se basa en el esfuerzo cortante resistente de diseño, "ve", cuyo valor se tomará de la siguiente tabla:

ESFUERZO CORTANTE RESISTENTE DE DISEÑO PARA ALGUNOS TIPOS DE MAMPOSTERÍA SOBRE ÁREA BRUTA		
Pieza	Tipo de mortero	vs en kg/cm ²
+ Tabique de barro cocido.	I II y III	3.50 3.00
+ Tabique de concreto con una f'p > 80 kg/cm ² .	I II y III	5.00 2.00
+ Tabique hueco de barro con perforaciones verticales y con relación de áreas neta a bruta no menor de 0.45.	I II y III	2.00 2.00
+ Bloque de concreto tipo (pesado).	I II y III	3.50 2.50

Las piezas huecas deberán cumplir con los requisitos señalados en el inciso 4.4.1 A, además cuando el valor de la tabla sea mayor que 0.80 f'm se tomará este último valor como vs. Para materiales no incluidos en la tabla anterior el esfuerzo cortante resistente se determinará mediante ensayos con procedimientos aprobados por el Departamento. Será aceptable determinar el esfuerzo cortante resistente a partir del ensayo con muretes con una longitud del por lo menos una vez y media la máxima dimensión de la pieza y con el número de hileras necesario para que la altura sea aproximadamente igual a la longitud. Los muretes se ensayarán sometiéndolos a una carga de compresión a lo largo de su diagonal y el esfuerzo cortante medio se determinará dividiendo la carga máxima entre el área bruta del murete medida sobre la misma diagonal. La determinación se hará sobre un mínimo de nueve muretes construidos con piezas provenientes de por lo menos tres lotes diferentes. Para el diseño se utilizará un esfuerzo resistente cuyo valor será calculado con la siguiente expresión:

$$v_s = \frac{v}{1 + 2.50 cv}$$

en donde:

\bar{v} = es el promedio de los esfuerzos resistentes de los muretes ensayados.

cv = es el coeficiente de variación de los esfuerzos resistentes de los muretes ensayados que no será menor a 0.20 .

Para muros que dispongan de algún sistema de refuerzo cuya contribución a la resistencia se quiera evaluar o que tengan características que no pueden representarse en el tamaño del murete, las pruebas de compresión antes descritas deberán realizarse en muros de al menos 2.00 x 2.00 metros.

Los esfuerzos cortantes máximos se especifican con valores bajos en muchos reglamentos, debido a la naturaleza frágil de la falla por cortante, además que los primeros ensayos indicaron que el refuerzo por cortante aparentemente no influyó en forma importante en la capacidad al cortante de los muros; ensayos recientes han demostrado que en los primeros ensayos se proporcionó un esfuerzo horizontal insuficiente, y que pueden soportarse esfuerzos cortantes muy grandes durante las cargas cíclicas inelásticas, tanto con mampostería de unidades huecas reforzadas como con muros de mampostería con relleno de mortero reforzado, si se proporciona un refuerzo horizontal por cortante adecuado y diseñado para soportar la totalidad del cortante asociado con la sobrerresistencia de flexión.

En muros con una relación altura/longitud mayor que uno, el área total del acero de cortante que cruza cada posible grieta a 45 deberá ser:

$$A_v = \frac{V}{\phi_s f_y}$$

en donde:

V = es la fuerza cortante asociada con la sobrerresistencia a la flexión.

ϕ_s = es el factor de reducción de la capacidad al cortante.

Cuando la relación altura/longitud sea menor que uno, deberá adoptarse el enfoque descrito en la sección 3.4.3 .

4.5.3 Adherencia y anclaje:

En cierta forma es difícil evitar el traslape de todas las varillas verticales en un muro inmediatamente arriba de la base del muro, localizando así el empalme traslapado dentro de la región de una posible articulación plástica. Por lo tanto, las condiciones no son buenas para el desarrollo del refuerzo, y pueden empeorarse debido a los siguientes puntos:

- a) a el pequeño tamaño del núcleo inyectado con mortero.
- b) a la adherencia deficiente entre el mortero y las piezas.
- c) a la excentricidad de las varillas que se traslapan.

Las nuevas propuestas para el diseño sísmico de mampostería, del ATCS, requieren una longitud mínima de traslape "Ld" de:

$$Ld = 0.80 d_v f_y / f_g \quad \dots[\text{pulgadas}]$$

en donde:

f_g = es la resistencia al aplastamiento del mortero de relleno, en psi.

d_v = es el diámetro de la varilla, en pulgadas

Como es difícil evaluar en la obra la resistencia del mortero de relleno, probablemente resulta más real relacionar la longitud de traslape directamente con el diámetro de la varilla, con la siguiente expresión, pero no menor que 28 pgs.

$$Ld = 0.001 f_y d_v \quad \dots[\text{pulgadas}]$$

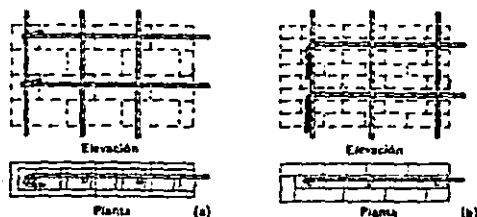
Los ensayos de tensión llevados a cabo en empalmes traslapados en unidades huecas de mampostería reforzada, en los que se emplearon varillas corrugadas de grado 28 con diámetros hasta del número 8 (2.54 cms.), demostraron que los traslapes diseñados con la expresión anterior son capaces de transmitir

los esfuerzos en el refuerzo dentro del rango de endurecimiento por deformación de la curva esfuerzo-deformación. Los tableros diseñados con este criterio y sujetos a cargas cíclicas inelásticas, también han tenido un comportamiento bueno para ductilidades altas sin ninguna indicación de falla por adherencia. En una forma conservadora se sugiere que las condiciones de adherencia pueden ser menos estrictas, si se relaciona el diámetro máximo de la varilla con el espesor del muro en la forma siguiente:

- para mampostería de unidades huecas reforzada: $d_v < 0.10 b_w$
- para mampostería de relleno de mortero reforzada: $d_v < 0.25 b_g$

en donde: b_w = es el ancho total del muro.
 b_g = es el ancho del núcleo del relleno.

No deberá colocarse más de una varilla en cualquiera de las celdas de las unidades huecas de la mampostería. El refuerzo horizontal por cortante deberá engancharse alrededor de las varillas verticales de los extremos, tal y como se muestra en la figura (a), o si el ancho del espacio del relleno impide esta operación, deberá usarse un doblaje a 90°, con una extensión paralela al refuerzo por flexión que sea capaz de desarrollar la totalidad de la fuerza de fluencia, como se muestra en la figura (b).



Anclaje horizontal del refuerzo por cortante: a) Gancho alrededor de la varilla vertical en el muro de mampostería reforzada de unidades huecas; b) Doblarlo verticalmente en mampostería reforzada rellena de mortero.

Por ningún motivo el refuerzo horizontal por cortante deberá traspasarse en las posibles zonas de articulación plástica. En muros de cortante no deberán emplearse varillas lisas como refuerzos de flexión o de cortante.

Es necesario colocar en los muros una cantidad mínima de refuerzo distribuido adecuadamente, con el objeto de asegurar el control de las grietas de contracción y asentamiento, además proporciona confinamiento a la mampostería, reduciendo así la tendencia de esta a desparramarse ante las acciones sísmicas. Deberá colocarse al menos un 0.15% de refuerzo tanto vertical como horizontalmente, tomando en cuenta el área total de la sección transversal. La separación entre varillas adyacentes no deberá exceder de 90.00 cms. horizontalmente, ni de 60.00 cms. verticalmente.

4.5.4 Ductilidad de los muros de cortante de mampostería:

En los muros de cortante existe una ductilidad disponible para un amplio intervalo de esfuerzos cortantes máximos bastante considerable, con base a diversos ensayos que no se mencionan aquí se obtuvieron las siguientes conclusiones para los muros de mampostería en voladizo con refuerzo por flexión distribuido uniformemente, y en los que el refuerzo por cortante se proporcione de acuerdo con la sección 4.5.2 :

- 1.- Existe disponible una importante absorción de energía para desplazamientos menores que los de fluencia teóricos, debidos al ancho de los lazos de histéresis.
- 2.- En muros con esfuerzos cortantes aplicados hasta de 350 psi, ocurre un comportamiento satisfactorio para factores de ductilidad de desplazamiento de 2 con una pequeña degradación de resistencia y rigidez, estén o no reforzadas con placas de confinamiento las zonas de compresión. El comportamiento es muy similar al esperado para muros de cortante de concreto reforzado.

- 3.- En muros cuyas zonas de compresión están protegidas mediante placas de confinamiento, se pueden sostener satisfactoriamente factores de ductilidad que excedan a 4, si los esfuerzos cortantes no exceden de 200 psi.
- 4.- Los muros de mampostería con relleno de mortero reforzado sin placas de confinamiento, tienen una rápida degradación estructural para factores de ductilidad mayores que 2.
- 5.- La degradación de rigidez que proviene del deslizamiento de la base, ocurre independientemente del nivel de cortante en la base, pero es más rápida para esfuerzos cortantes últimos que excedan de 200 psi.

Estas conclusiones sólo pueden aplicarse a materiales de buena calidad, con las siguientes resistencias mínimas al aplastamiento:

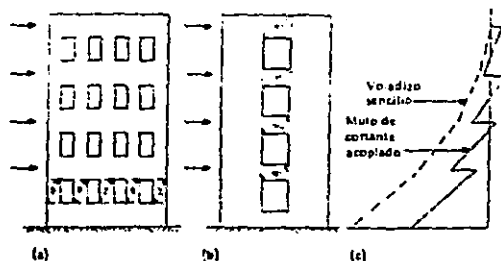
- unidades de ladrillo de barro . . . 4000 psi (27.5 MPa).
- unidades de bloques de concreto . . 2500 psi (17.2 MPa).
- mortero para inyección 2000 psi (13.8 MPa).
- mortero para ligar 1500 psi (10.3 MPa).

Los diferentes ensayos han mostrado que los muros de mampostería bien diseñados tienen una ductilidad confiable, pero limitada; el diseño deberá tomar en cuenta esta limitación y basarse en coeficientes para el cortante basal mayores a los que son apropiados para marcos de concreto reforzado o acero, con el mismo periodo fundamental. Asimismo, el periodo fundamental, típicamente corto de las estructuras de mampostería, puede conducir a una demanda de ductilidad mayor que la impuesta a estructuras más flexibles. Se recomienda que en ausencia de requisitos específicos de los reglamentos, en lo referente a muros de mampostería, los coeficientes sísmicos para el cortante basal sean los requeridos para muros de

concreto reforzado, que tengan la misma rigidez, multiplicados por un factor de 1.20, para muros con esfuerzo cortante máximo asociado con una sobrecapacidad a la flexión hasta de 180 psi (1.25 MPa), incrementándose dicho factor linealmente hasta 2.40 para esfuerzos cortantes de 3000 psi (20.6 MPa). Para muros de mampostería con relleno de mortero reforzado, que no tengan placas de confinamiento en las posibles zonas de aplastamiento, se deberá adoptar el límite superior de 2.40 para todos los niveles de esfuerzo cortante.

4.5.5 Muros de cortante con aberturas:

La siguiente figura muestra dos posibles modos de falla para muros cuyas aberturas son de tamaño suficiente para modificar el comportamiento fundamental de voladizo que se ha supuesto en los incisos anteriores.



Falla de muros de cortante con aberturas: a) Falla de la mocheta, b) Falla del empuje, c) Momentos flexionales para b.

En la figura (a), que se caracteriza por antepechos rígidos peraltados y mochetas comparativamente esbeltas, el comportamiento es similar al de marcos de cortante, en que la ductilidad resulta de la forma de articulaciones plásticas de

flexión o de falla de cortante de las mochetas. En este tipo de sistema es casi imposible evitar la concentración de articulaciones plásticas en las mochetas de uno de los entresijos, generalmente el inferior con la consecuente alta demanda de ductilidad en ese nivel; como ocurre en los marcos de concreto reforzado, el uso de columnas o mochetas como elementos disipadores de energía, resulta inconveniente en estructuras en las cuales su altura sea mayor a dos pisos.

En la figura (b), se muestra un sistema en que los antepechos son más débiles que las mochetas, teniendo como resultado las características de un muro de cortante acoplado. La energía se disipa mediante articulaciones plásticas o por falla de cortante en los antepechos. Aunque este sistema es muy conveniente para muros de cortante acoplados, cuando se incorpora en los antepechos un refuerzo diagonal adecuado, como se indica en el inciso 3.4.4, resulta inadecuado para la mampostería. En los antepechos de mampostería es impráctico colocar y confinar refuerzo en diagonal, ya que es difícil anclarlo adecuadamente en los muros. Se requiere de una ductilidad bastante considerable de los antepechos ante las acciones sísmicas, y es probable que bajo cargas cíclicas inelásticas, la capacidad del antepecho de mampostería se degrade rápidamente a una fracción de su valor inicial. Los muros acoplados tendrían un comportamiento, en forma efectiva, de muros en voladizo individuales, unidos mediante miembros con extremos articulados, con momentos flexionantes basales incrementados notablemente, como se puede observar en la figura (c) de la página anterior. En una forma alternativa, para una capacidad dada de momento en la base, la ductilidad requerida de las articulaciones en la base, será muchas veces mayor que la supuesta en la hipótesis de una acción de muros acoplados, y podría ocurrir la falla del sistema, por lo que en estas circunstancias, es mejor no confiar en los antepechos como parte del mecanismo disipador de energía. Los antepechos deben tener un refuerzo ligero, y los muros se diseñarán para que tengan la capacidad necesaria de soportar la totalidad de la fuerza sísmica, actuando como voladizos.

Los sistemas mostrados en las figuras de dos páginas hacia atrás, se podrán adoptar como estructuras totalmente integradas solamente si se diseñan para resistir elásticamente la verdadera respuesta sísmica. Si se adopta este enfoque, sería razonable suponer un factor de amortiguamiento relativamente alto, se puede pensar en un 10% del crítico, para tomar en cuenta la capacidad limitada de ductilidad. Para aberturas más pequeñas en los muros en que el tamaño de aquéllas es tal que no afecta la acción básica de voladizo del muro en conjunto, deberá colocarse un refuerzo especial en todos los bordes de la abertura, similar al que se requiere para aberturas en los muros de concreto reforzado para transmitir las fuerzas cortantes.

4.6 Marcos rellenos con muros de mampostería:

La influencia que los rellenos de mampostería de los marcos de acero estructural o de concreto reforzado tiene en la respuesta sísmica está mal considerada, puesto que se cree que tan sólo incrementan la capacidad total a las cargas laterales y que, por consiguiente, siempre deben ser benéficos para el comportamiento sísmico. De hecho, existe un gran número de ejemplos en los cuales los daños producidos por temblores pueden atribuirse a una modificación estructural del marco básico, debido a los llamados muros de relleno no estructurales y a tableros confinados.

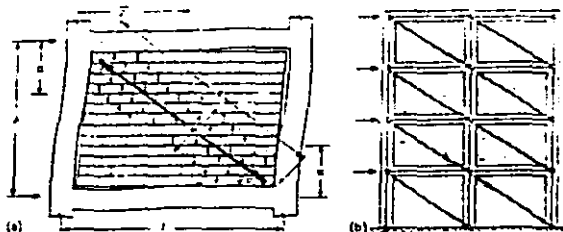
La incorporación de los rellenos de mampostería presenta una reducción en el periodo fundamental, y un incremento de los cortantes sísmicos, produciendo con frecuencia una falla de cortante de las columnas del marco. La falla frágil del relleno no reforzado ha tenido como consecuencia el desprendimiento de la mampostería sobre la calle, o sobre las escaleras, con gran peligro para las vidas humanas; si se utiliza el relleno de mampostería en los marcos, existen dos alternativas para el diseñador, ambas deben de diseñarse para las fuerzas sísmicas a

las cuales estarán sujetos, estas alternativas son las siguientes:

- a) asegurar un contacto íntimo y continuo entre el tablero y el marco.
- b) puede aislar en forma efectiva el tablero de las deformaciones del marco.

a) Muros de relleno estructural que mantienen un contacto directo con el marco:

La teoría de la viga puede determinar con una certeza considerable la respuesta de los marcos rellenos, pero a pesar de ello el comportamiento se torna más complejo puesto que las deformaciones aumentan, y ocurre la separación entre el marco y el muro debido a las diferencias entre las deformaciones por flexión del marco y las de cortante del muro como se puede ver en la siguiente figura:



Acción del relleno equivalente a contraventeo diagonal. a) Deformación sin fuerza cortante. b) Marco rígido equivalente para un marco con muros de relleno de dos cruces y cuatro entrepaños.

Por otro lado también se puede ver la deformación que se produce debido a una fuerza cortante, generándose una acción del relleno equivalente a un contraventeo diagonal. La separación antes mencionada puede ocurrir entre un 50% y un 70% de la capacidad última al cortante lateral del relleno para marcos de concreto reforzado y para cargas mucho menores en

marcos de acero. Luego de que la separación aparece el muro actúa como un puntal diagonal con un ancho efectivo " w ", menor que el del total del muro, como puede observarse también en la figura de la página anterior.

El comportamiento de muros de relleno estructural cuando existe contacto continuo en todos los bordes entre el marco y el tablero, ha sido objeto de un gran estudio, pero no se abarcará en el presente trabajo.

b) Aislamiento del relleno no estructural:

El comportamiento normal del marco se puede garantizar, si los tableros de relleno se separan estructuralmente alrededor de los lados y en el extremo superior, para permitir completamente la deformación del marco en relación con el tablero, en este caso deben utilizarse ciertos acoplamientos flexibles entre el tablero y el marco, para proporcionar un soporte lateral adecuado en la parte superior del tablero. Debido a la incertidumbre de que los tableros no reforzados puedan llegar al colapso total, es recomendable que aún los tableros de relleno contengan un refuerzo nominal.

CAPITULO

V

C A P I T U L O V

REFUERZO DE ESTRUCTURAS

5.1 Generalidades:

Después de algunos incidentes históricos, las estructuras dañadas, inclusive aquellas que se han remodelado o cuyo uso ha sido modificado, han presentado a menudo el problema de decidir sobre los niveles adecuados de seguridad y de cumplir con los reglamentos de construcción en vigor. En algunas regiones, un gran porcentaje de edificios importantes se han diseñado y construido de acuerdo con criterios que posteriormente se juzgan como insuficientemente estrictos, y existe una gran cantidad de unidades habitacionales con poca o ninguna ingeniería.

La adopción de criterios estándar aplicables a estructuras nuevas es molesto y con un alto costo en la mayor parte de los casos mencionados. Estos problemas deben enfocarse teniendo en cuenta que el objetivo del diseño en ingeniería es optimizar para la sociedad. Actualmente se han establecido patrones de decisión que tratan éstos casos.

5.2 Evaluación de estructuras dañadas:

La evaluación de las condiciones de los edificios afectados por los sismos es extraordinariamente más complicada que la correspondiente al diseño de estructuras nuevas. Aun cuando en el mejor de los casos se disponga de información detallada del proyecto, de la construcción y de los estudios preliminares, la evaluación de una estructura dañada no es sencilla en lo absoluto; y es bastante más complicado emprender su reparación. Tal vez representa el doble o el triple del trabajo involucrado normalmente en una edificación nueva.

ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA

En forma general, el proceso de evaluación de las condiciones posteriores al sismo no difiere mucho del proceso que se lleva a cabo para el diseño de estructuras. Es preciso recopilar información sobre el proyecto y la construcción originales, así como formular y realizar una investigación para obtener datos acerca del estado de la construcción, de sus contenidos y de sus distintos elementos. Después se debe identificar la estructuración, modelar los elementos estructurales y proceder a su análisis. También es necesario revisar con los resultados del análisis, cada uno de los elementos estructurales y no estructurales, al igual que los desplazamientos, con el propósito de obtener una idea inicial de las condiciones de la construcción. Después se proponen diversas opciones para el refuerzo o la restructuración, las cuales se analizan, se revisan y se dimensionan a fin de establecer los procedimientos constructivos más adecuados y sus costos. En condiciones normales esta labor es de suma importancia, pero ahora adquiere una relevancia extraordinaria por la grave situación que han provocado los recientes sismos en México.

Cada caso debe estudiarse en forma exhaustiva y han de plantearse los costos que involucran las distintas opciones de reparación sin olvidar que demoler también implica un costo. En la reparación se vuelve aún más relevante la supervisión, ya que es imprescindible verificar que la restauración de la estructura se realice tal y como se establezca en el proyecto.

En cuanto a la información que se requiere recopilar, es claro que se deben incluir todos los datos disponibles acerca del proyecto original, tanto arquitectónico como estructural, del equipo y de las instalaciones. En cuanto a la construcción, es adecuado indagar el control que se haya llevado sobre los materiales, la bitácora y las posibles modificaciones. Además, se deben buscar los estudios topográficos y geotécnicos del sitio, así como los cambios posteriores a la construcción, y los datos sobre el comportamiento de la estructura de que se trate ante situaciones extraordinarias, tales como: incendios,

derrumbes parciales y sismos anteriores. Es de utilidad conocer también la evolución de los asentamientos y de la verticalidad. Asimismo debe llevarse a cabo un levantamiento geométrico detallado de las condiciones de la estructura después de un sismo, con el objeto de cotejar las dimensiones de los elementos estructurales y de los no estructurales; no hay que olvidarse de elaborar el levantamiento de las cargas de la construcción, ya que las modificaciones de las cargas establecidas en el diseño son uno de los motivos de la falla de algunas construcciones. También debe llevarse a cabo el levantamiento de daños, tanto en elementos estructurales como en los no estructurales, observando detalladamente las posibles fisuras, grietas, roturas, derrumbes parciales, etc. Una más de las actividades de investigación consiste en someter a prueba los materiales, revisar la cimentación y las condiciones en las que se encuentre el suelo.

En relación con la estructuración, la modelación y el análisis, hay que identificar y definir los elementos estructurales resistentes, es decir, tanto los elementos verticales como los sistemas de piso, y los elementos no estructurales, en cuanto a la influencia que éstos puedan tener.

Después de efectuar una idealización, se debe proceder a evaluar las acciones o solicitaciones que se van a presentar en la construcción, en términos de los reglamentos previos, ya que en muchas ocasiones se trata de estructuras que se construyeron hace ya varios decenios o unos cuantos años. Además de aplicar las normas de emergencia, hay que investigar cuál fue la filosofía que se siguió para el diseño.

En el caso de una estructura que haya resultado intacta, pero que colinde con una que sí haya sufrido daños, lo más conveniente es recurrir a información detallada de los espectros y de los acelerogramas registrados en la Ciudad de México; para algunas construcciones quizá haya necesidad de analizar, calculando "paso a paso", la respuesta dinámica.

Por otro lado, se deben establecer las combinaciones de carga apropiadas, identificar los estados límite, predecir los índices de seguridad de todos los elementos estructurales y, en forma global, de la estructura; evaluar los desplazamientos y los efectos que éstos tengan en los elementos no estructurales, y con base en esta información, formular las diversas opciones de refuerzo, proponiendo varios esquemas que se habrán de estudiar, dimensionar y calcular en cuanto a costos, a fin de decidir si la estructura tiene que ser reparada, reforzada, o bien, tiene que demolerse. El último paso es el de verificar que efectivamente la reparación y el refuerzo se lleven a la práctica como se ha establecido.

5.3 Reparación y refuerzo:

Partiendo de la identificación de los daños en elementos estructurales: columnas, muros, trabes, vigas, losas y sus conexiones, los daños pueden ser fisuras, grietas, roturas o derrumbes parciales, y los métodos de refuerzo y reparación que es posible emplear son muy variados, pues el único límite es el ingenio de quien los elabore. Por ejemplo, para una estructura ya construida y de la cual se desconoce la forma en que se ha comportado a lo largo del tiempo, es factible aplicar ciertos métodos que a continuación se presentan.

Uno de éstos métodos es el de remover y reemplazar los elementos dañados. Sin embargo, si las normas de emergencia establecen que ahora se tiene que diseñar para la zona de terreno compresible con un 67% más de coeficiente sísmico o de ordenada espectral y que las columnas deben diseñarse con factores de reducción menores que las ya existentes, entonces podría pensarse que remover y reemplazar elementos dañados sólo es válido en casos muy localizados y poco numerosos.

Tal vez ahora se habrá de recurrir a aumentar la geometría de los elementos estructurales, y a proponer estructuras complementarias o sustitutas, sobre todo tomando en cuenta las

cargas laterales. En el primer caso se trata de reforzar los elementos dañados, lo cual es relativamente más sencillo en columnas, pero resulta de cierta dificultad para las conexiones de los sistemas de piso, sobre todo si éstos son aligerados. En tales situaciones se enfrentan verdaderos retos. Dado que las conexiones simples son más escasas, la solución podría ser transformar las conexiones que no lo son, volviéndolas resistentes a momento. Otra posibilidad es la de aceptar que un edificio de doce niveles sólo podrá utilizarse en nueve de ellos; por consiguiente, se produce una reducción en la masa y en el peso del edificio; y entonces posiblemente sí se tendría éxito.

Se tiene que analizar cada situación cuidadosamente; hay que subrayar que todos los casos serán distintos y que no se pueden encontrar sistemáticamente denominadores comunes para la reparación de elementos de concreto.

Entre las opciones en cuanto a materiales de reparación, figura el concreto lanzado, cuya aplicación en estos casos podría ser cuestionable debido al problema de lograr una adherencia adecuada entre el concreto viejo y el nuevo, y por la necesidad de recurrir a relaciones relativamente acuosas; también pueden ser utilizadas las resinas epóxicas.

Con respecto a lo apropiado del uso de mortero, concreto y acero, es probable que existan divergencias, ya que podría pensarse que resulta ilógico reforzar con acero una estructura de concreto reforzado; no obstante, se trata de un material que ya en un principio ha sido empleado en el concreto.

Asimismo, pueden utilizarse fibras de refuerzo con limadura o viruta de acero, o bien material vítreo o plástico; estos dos últimos quizás no estén tan estudiados y su aplicación no sea del todo confiable; pero en muros de concreto o mampostería es factible proceder al refuerzo con la colocación de alguna malla adicional, fijada al muro existente, y de una capa posterior de concreto en ambas caras.

La reparación propiamente dicha se efectuará cuando hubiese grietas de un ancho promedio inferior a 0.60 mm., por medio de la inyección de materiales adhesivos; sin embargo, no es probable que se llegue a alcanzar la resistencia original, aunque se controle con detalle el proceso. La estructura interna del concreto sigue estando dañada en cierto grado, y ello ocasiona que la resistencia no supere el 70 u 80% de la original. En el caso de que haya grietas mayores es conveniente emplear concreto, es decir, preparar las superficies dañadas limpiándolas y en seguida colocar concreto adicional para restituir la capacidad perdida de la estructura. El refuerzo en sí podría consistir en incrementar las secciones transversales con acero en ambas direcciones, engrosar los muros y quizás añadir un nuevo sistema estructural al ya existente.

Es primordial que se lleve a cabo un análisis detallado y cuidadoso de las estructuras, ya que en 1957 y 1979 fueron reparadas algunas de ellas mediante el simple uso de un resorte consistente en mortero, yeso y la llamada pintura antisísmica, y que se derrumbaron en el mismo ocurrido en 1985. En efecto se observaron en ese entonces las grandes consecuencias de una ignorancia que resultó catastrófica y que durante estos últimos años han sido una gran experiencia que ha sido tomada en cuenta muy en serio. En algunas ocasiones se requerirán pruebas de carga estática o dinámica, en las cuales se haga vibrar a la estructura por medio de un dispositivo mecánico.

En la figura anterior se presenta un ejemplo de sistema de piso que comprende varias trabes y columnas, y al mismo tiempo se muestra una forma, de las muchas que puede haber, de engrosar o aumentar las dimensiones para incrementar la resistencia de las columnas. Será necesario investigar las condiciones del acero existente y, en un momento dado, efectuar trabajos previos necesarios cuando haya de realizar perforaciones o algunas ranuras, para poder colocar estribos que realmente confinen, permitiendo que la trabe añadida y la original trabajen en conjunto y puedan ser capaces de

incrementar la resistencia. Además es muy importante disponer de una superficie rugosa en la zona de contacto entre el concreto viejo y el nuevo.

5.3.1 Elementos no estructurales:

Podemos considerar a un elemento como no estructural cuando no participa en la resistencia y rigidez global de la estructura, además a estos elementos no se les da la importancia que merecen y, como resultado, se ha visto que en cada temblor de cierta magnitud éstos presentan fallas. Las fallas que presentan estos elementos suelen ser costosas, debido a los acabados arquitectónicos, y en algunas ocasiones pueden ser un peligro para las personas que ocupan el inmueble, dicho peligro puede ser tanto físico como psicológico. Por lo anterior se decidió incluir en el presente trabajo una descripción general de los mismos, con el fin de dar algunas recomendaciones para evitar futuros problemas y reparar en forma definitiva los daños ocasionados a los elementos.

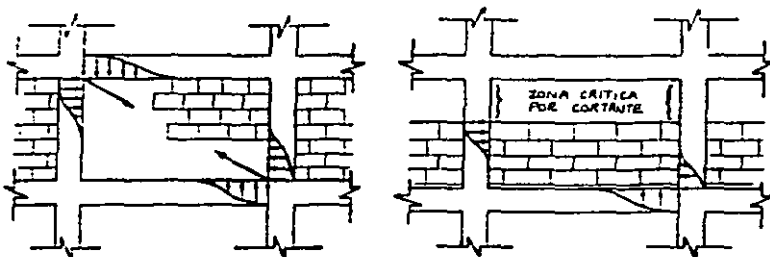
El comportamiento dinámico de una estructura como se mencionó anteriormente se encuentra descrito por las características dinámicas que a continuación se enuncian:

- + Magnitud y distribución de rigidez.
- + Magnitud y distribución de masas.
- + Valor del amortiguamiento.

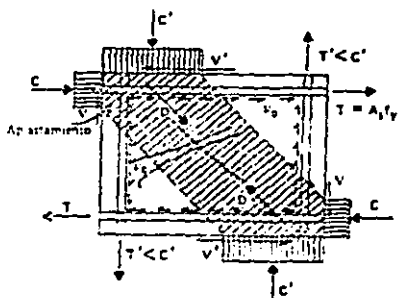
Los elementos no estructurales pueden influir en el comportamiento dinámico de las estructuras; este cambio en el comportamiento puede dar lugar a fallas de elementos estructurales y, como consecuencia, poner en peligro la estabilidad global de la estructura. La presencia de estos elementos provoca aumento de peso en la estructura, en ocasiones, incremento en la rigidez de la misma cuando no se tiene la precaución de desligarlos correctamente cambiando su comportamiento. A veces este cambio provoca un comportamiento desfavorable de la estructura.

En el mismo que vivió la Ciudad de México en septiembre de 1985 así como en los anteriores temblores, se pudieron observar los diferentes casos de comportamiento de la estructura provocados por la liga de los elementos no estructurales, cuyo efecto no fue contemplado en el diseño de la estructura. En algunos casos, los elementos no estructurales provocaron excentricidades importantes en planta, en otros casos, los muros ayudaron a la estructura a soportar las fuerzas sísmicas aumentando la rigidez y el amortiguamiento, por lo que se formó un sistema con características más favorables.

La reparación de estos elementos se limita simplemente a volver a construirlos, pero con esta medida no se soluciona el problema ya que aun se desconoce la causa de la falla y, por lo tanto, se deja al elemento en las mismas condiciones que antes de la falla. En forma errónea y con la idea de que se va a evitar la falla, se colocan elementos muy rígidos ligados a la estructura, los cuales deben considerarse en el diseño, de lo contrario fallaran estos o los elementos estructurales adyacentes. Este fenómeno se presenta frecuentemente en pretilas de fachada o muros cortos, como se puede observar en la siguiente figura:



Para evitar daños en estos elementos es indispensable entender el comportamiento de la estructura, e idealizarla correctamente. Si se opta por colocar muros ligados a la estructura se deben considerar los efectos producidos por éstos en la estructura, como por ejemplo el efecto de punta, el cual se describe en la siguiente figura:



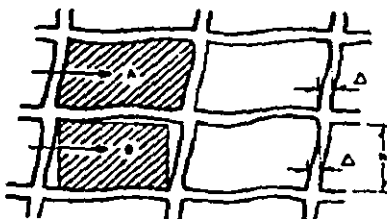
- C - Fuerza de compresión de la viga.
- T - Fuerza de tensión de la viga.
- V - Fuerza de cortante de la viga.
- D - Fuerza equivalente de compresión de muro.
- C' - Fuerza de compresión de las columnas.
- T' - Fuerza de tensión de las columnas.
- V' - Fuerza de cortante de la columna.
- D' - Fuerza de equivalente entre muro y la estructura trabecolumna.

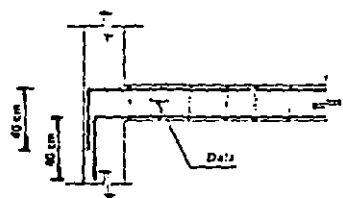
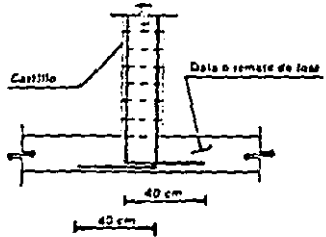
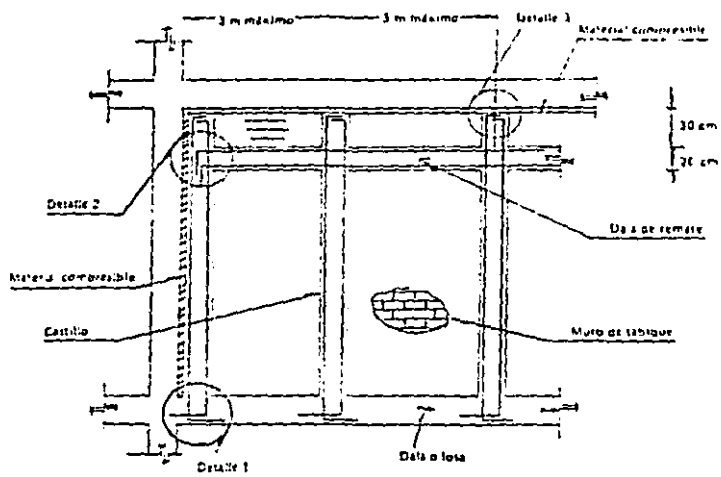
Si se opta por desligarlos, se deberán calcular los desplazamientos de entrepiso para dejar la holgura suficiente para que la estructura se mueva libremente, como se puede observar en las figuras siguientes:

A: Muro integrado a la estructura

B: Muro separado de la estructura

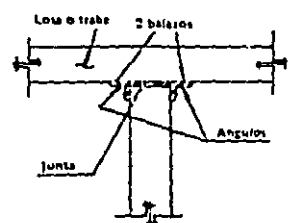
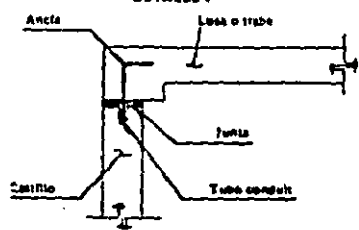
$$\phi = \frac{\Delta}{h} = \text{desplazamiento del entrepiso}$$





DETALLE 1

DETALLE 2



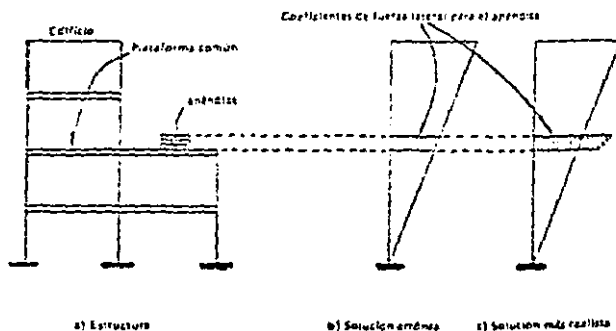
a) Muros de fachada

DETALLE 3

b) Muros interiores

También se ha podido observar que entre menos se desplace una estructura, menos daños en elementos no estructurales tendrá. Cuando se selecciona la solución de muros desligados se debe garantizar la estabilidad de estos elementos, diseñándolos de tal forma que no representen un peligro para las personas.

Se deberán calcular las fuerzas de diseño de estos elementos considerando los muros como apéndice de la estructura y amplificando sus efectos como se muestra a continuación en la figura:



Una opción para solucionar este problema puede ser el uso de muros formados por materiales de mayor capacidad de deformación; por ejemplo, paneles de madera o lámina.

La mejor solución, desde el punto de vista estructural, es utilizar materiales de bajo peso y de gran flexibilidad en el caso de que no estén siendo considerados como elementos estructurales.

5.4 Criterios de reparación:

Existen pocos problemas en ingeniería estructural que pueden compararse con el reto al que se afronta un ingeniero que debe decidir si repara una estructura dañada por sismo, si la refuerza y en que extensión y en que manera, si la demuele en parte o si la condena, pero no cabe la menor duda de que todo edificio que quede en pie después de un temblor intenso puede ser reparado, pero esto debe decidirse en función de la extensión de los daños, la posible inclusión de una estructura adicional, la confianza del propietario en el ingeniero estructurista y el costo de la reparación comparado con el costo de reposición del edificio, incluyendo la demolición.

En primer lugar, el ingeniero debe estimar la capacidad de la estructura para resistir las fuerzas gravitacionales, del viento y de los sismos en sus condiciones actuales, así como después de adoptar una de las alternativas de solución para reforzarla. Luego debe sopesar las consecuencias sociales y económicas de las diferentes alternativas y, generalmente, debe llegar a una decisión en muy corto tiempo.

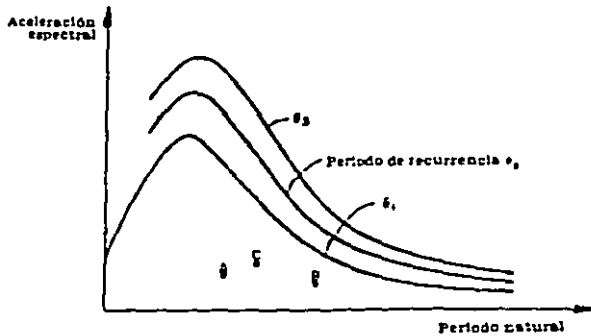
Un ingeniero que se confía cuando predice la capacidad de una estructura futura basándose en sus planos y cálculos, paradójicamente experimenta una gran incertidumbre cuando tiene que estudiar una estructura ya construida, aunque tenga los planos ante sí. Notará, después de examinarla, que las dimensiones de las secciones transversales no concuerdan en lo absoluto con las mostradas en los planos, y que las conexiones no están hechas con la precisión con que se especificaron. Si tiene la oportunidad de comprobarlo, encontrará que los esfuerzos de fluencia del acero difieren considerablemente de los valores nominales; que lo mismo vale respecto a las resistencias y los módulos de elasticidad del concreto; que el refuerzo no está donde se suponía que debía de estar; que aun las cargas muertas son muy diferentes de las supuestas en el diseño original, y que las cargas vivas se parecen poco a las que especifica el reglamento de construcciones local.

A veces, los análisis burdos que pueden llevarse a cabo en el corto tiempo de que se dispone antes de actuar y a la luz de una escasa información, descubrirán las mayores debilidades de la estructura, congruentes al menos cualitativamente con el daño observado.

Por ejemplo, puede encontrarse una torsión pronunciada o detalles de conexión defectuosos. Los remedios saltarán a la vista. Cuando lo anterior no es el caso, la mejor información a mano es la magnitud del daño sufrido por la estructura aunada a ciertas características del movimiento sísmico.

En estas circunstancias podemos emplear un tipo casi cualitativo de razonamiento. Para ilustrarlo, consideremos una estructura idealizada como un sistema elastoplástico con un grado de libertad. De la inspección de la estructura, comparándola con el aspecto de los especímenes ensayados en el laboratorio ante cargas repetidas, y de un estudio de los planos, si es que están disponibles, podemos estimar el periodo natural original y el factor de ductilidad máxima que podemos asignarle, tomando en cuenta la duración esperada de los sismos dominantes en el sitio. Llamemos "Q" a este factor de ductilidad. De la inspección deducimos que la estructura desarrolló un factor de ductilidad determinado y que el daño acumulado ha reducido el factor máximo de ductilidad para sismos futuros en forma considerable.

Supongamos ahora que el espectro de aceleración del temblor que causó el daño tiene periodo de recurrencia " θ_s ". Supongamos que tiene la forma que muestra en la figura de la siguiente página, para un factor de ductilidad de 1. La condición original de la estructura estaría representada por el punto "A", cuyo periodo es el original estimado de la estructura y cuya ordenada es $1/6$ veces la ordenada correspondiente en la curva rotulada " θ_s ". La condición de la estructura dañada estará representada por el punto ordenada, para el mismo periodo que "B", fuese $1/3$ veces la de "B".



Espectros de aceleración que causan daño y colapso

El espectro de aceleración correspondiente tendría periodo de recurrencia, digamos, de " θ_2 ". El periodo de recurrencia para el colapso de la estructura puede ahora estimarse como algo más corto que " θ_2 " debido a la posibilidad de que ocurran daños adicionales acumulativos.

Con esta información podemos estimar las consecuencias sociales y económicas de dejar la estructura en su estado actual, de reponer su condición inicial, de reforzarla hasta que tenga la condición representada, por ejemplo, por el punto "C" de la figura de arriba, que pudiera asociarse a un factor de ductilidad mayor y al espectro correspondiente para un periodo de recurrencia " θ_1 ", o de condenar la estructura a que sea demolida. Puede extenderse el mismo tipo de razonamiento a los sistemas con varios grados de libertad y a otros tipos de comportamiento.

Si la única información disponible consiste en el tipo general de estructura, la magnitud del daño y la sismicidad regional, al reforzar debe conservarse la solución estructural y sus rigideces relativas tanto como sea posible; de otra manera, introduciendo modificaciones desconocidas puede empeorarse en vez de mejorarse la situación.

Tomando en cuenta lo anterior, se han empleado distintos métodos para reparar estructuras e incrementar su resistencia y rigidez; los más usuales son: el encasado de columnas y vigas y/o la adición de muros de cortante o de diagonales de contraventeo en varias cruces. La eficiencia de estas soluciones es variable; sin embargo, se debe dar atención especial a las características dinámicas de la estructura resultante, ya que en muchos casos los daños pueden atribuirse a condiciones cercanas a la resonancia en la estructura original, debido a esto es importante tener una explicación razonable de las causas de las fallas.

Por ejemplo, el encasado de columnas ha sido ampliamente usado en la ciudad de México para la reparación de edificios con sistemas de piso a base de losas planas aligeradas formando marcos equivalentes con las columnas. Esta solución no incrementa la rigidez ante fuerzas laterales de manera importante; porque dicha rigidez depende fundamentalmente de la rigidez relativa del sistema de piso, que suele ser muy baja comparada con la de las columnas en este caso; sin embargo, agrega en ocasiones masas considerables a la estructura original, por lo que el periodo fundamental de vibración después de la reparación puede ser semejante al periodo original y si la estructura fué dañada por estar en condiciones cercanas a la resonancia la situación no se cambió y la resistencia adicional puede no ser suficiente para evitar daños futuros. Por lo tanto, es muy importante modificar las características dinámicas de la estructura si se sospecha que los daños pueden atribuirse a condiciones cercanas a la resonancia, en este caso se logran soluciones más adecuadas agregando muros de rigidez o contravientos diagonales, los cuales usualmente proporcionan rigidez a fuerzas laterales suficiente para cambiar de manera importante las características dinámicas de la estructura.

Una innovación en ingeniería sísmica es la adición de amortiguamiento externo a las estructuras para absorber energía

y reducir su respuesta. Se han demostrado en numerosos artículos técnicos, los efectos benéficos del amortiguamiento para reducir la amplificación de los movimientos del terreno; la ventaja fundamental de estos nuevos sistemas es que no es necesaria la formación de articulaciones plásticas para que se reduzca la respuesta, ya que los amortiguadores pueden diseñarse de tal manera que empiecen a actuar antes de que la estructura llegue al comportamiento inelástico.

Recientemente se han propuesto dos tipos de amortiguador diferentes, el primero emplea capas de material viscoelástico en contacto con placas de acero para absorber la energía por deformación; el segundo usa balatas de freno para disipar energía por fricción contra placas de acero. Estos dos tipos de amortiguadores pueden introducirse en cruces contraventeadas.

El empleo de estos dispositivos friccionantes conduce a ahorros importantes en las cantidades de acero necesarias para reparar la estructura ya que las diagonales se diseñan para trabajar a tensión únicamente y los refuerzos de las columnas son muy ligeros debido a que las cargas en ellas se reducen en virtud del amortiguamiento adicional. Esto hace que también en ocasiones no sea necesario reforzar las cimentaciones. El costo de los amortiguadores se cubre con las reducciones en acero de refuerzo, quedando una solución más económica y con un mejor comportamiento ante sismos que se presenten en un futuro.

CAPITULO

VI

CAPITULO VI

EJEMPLO DE APLICACION

DISEÑO DE UN EDIFICIO DE CINCO NIVELES CON MUROS DE MAMPOSTERIA APLICANDO EL METODO DETALLADO REVISADOLO POR SISMO.

6.1 Datos generales:

- Es un edificio para vivienda con cuatro departamentos por cada nivel, el cual se encuentra ubicado en Paseos de Taqueña, por lo que se encuentra en la zona de terreno compresible (zona III) del Distrito Federal.
- La planta tipo que se presenta en la siguiente página se repite en los cinco niveles.
- Se tiene una altura a ejes de entrepiso de 2.40 metros y un espesor de losa maciza de 0.10 metros, por lo que se tiene una altura libre de entrepiso de 2.30 metros.
- El edificio se encuentra estructurado mediante muros de tabique de barro con huecos verticales cuyas dimensiones son (0.15 X 0.20 X 0.40 metros) con refuerzo interior.
- El mortero utilizado es del tipo I , es decir con un proporcionamiento de 1:0.25:2.6 (cemento : cal : arena) con un esfuerzo permisible de:

$$f'p = 125 \text{ kg/cm}^2.$$

- La resistencia a la compresión de la mampostería es de:

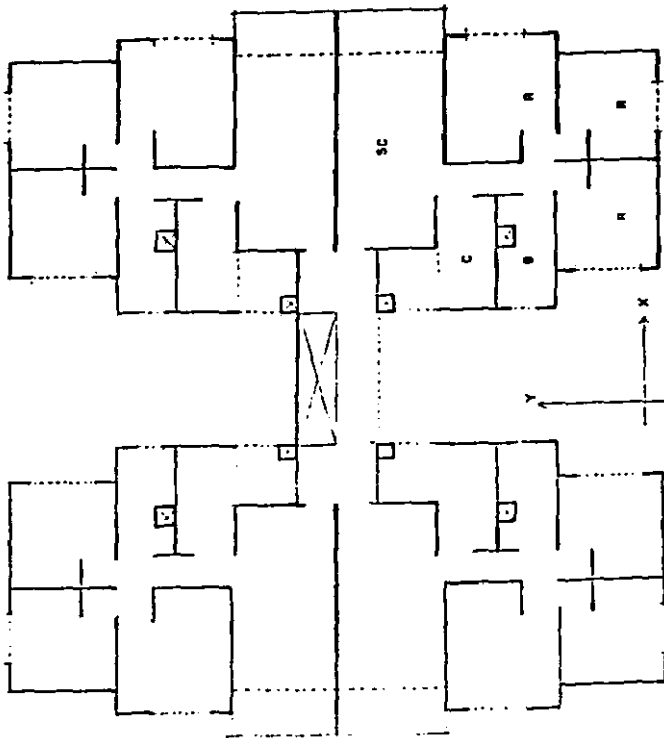
$$f'm = 40 \text{ kg/cm}^2.$$

- El área construida por nivel es de:

$$A_{\text{Lot}} = 355.00 \text{ m}^2.$$

PLANTA TIPO.

Escr: 1:125



Como la resistencia a carga vertical de los muros resulta en todos los casos muy superior a la necesaria y con fines prácticos, no se desarrollará la revisión por cargas verticales, la cual consta de:

a) carga vertical actuante de diseño en muros de planta baja.

b) carga vertical resistente.

6.2 Análisis de cargas:

6.2.1 Carga muerta:

1) Losa maciza en cubierta.

a) peso propio	= 240.00	kg/m ² .
b) yeso	= 23.00	kg/m ² .
c) relleno	= 148.00	kg/m ² .
d) entortado	= 80.00	kg/m ² .
e) enladrillado	= 60.00	kg/m ² .
f) artículo 197 (carga adicional)	= 20.00	kg/m ² .
suma	= 571.00	kg/m ² .

2) Losa maciza en cubierta con tinacos.

a) peso propio	= 240.00	kg/m ² .
b) yeso	= 23.00	kg/m ² .
c) relleno	= 108.00	kg/m ² .
d) entortado	= 80.00	kg/m ² .
e) enladrillado	= 60.00	kg/m ² .
f) tinacos	= 130.00	kg/m ² .
g) artículo 197 (carga adicional)	= 20.00	kg/m ² .
suma	= 961.00	kg/m ² .

3) Losa maciza en entrepiso.

a) peso propio	= 240.00	kg/m ² .
b) yeso	= 23.00	kg/m ² .
c) piso	= 100.00	kg/m ² .
d) artículo 197 (carga adicional)	= 20.00	kg/m ² .
suma	= 383.00	kg/m ² .

4) Losa mecisa en baños.

a) peso propio	= 240.00	kg/m ² .
b) yeso	= 23.00	kg/m ² .
c) relleno	= 88.00	kg/m ² .
d) entortado	= 90.00	kg/m ² .
e) piso	= 100.00	kg/m ² .
f) artículo 197 (carga adicional)	= 20.00	kg/m ² .
	<hr/>	
suma	= 551.00	kg/m ² .

5) Escaleras.

a) concreto	= 274.00	kg/m ² .
b) escalones	= 113.00	kg/m ² .
c) entortado	= 80.00	kg/m ² .
d) piso	= 100.00	kg/m ² .
e) yeso	= 26.00	kg/m ² .
	<hr/>	
suma	= 593.00	kg/m ² .

6) Muros de mamposteria.

a) tabique hueco de barro	= 126.00	kg/m ² .
b) yeso	= 23.00	kg/m ² .
c) mezcla	= 40.00	kg/m ² .
d) azulejo	= 60.00	kg/m ² .
e) herreria con vidrio	= 26.00	kg/m ² .
• yeso/yeso	:(126+23+23) (2.30)	= 396.00 kg/m .
• yeso/mezcla	:(126+23+40) (2.30)	= 435.00 kg/m .
• yeso/azulejo	:(126+23+60) (2.30)	= 481.00 kg/m .
• mezcla/azulejo	:(126+40+60) (2.30)	= 520.00 kg/m .
• ventanas:(435)	(1.10)+(100) (1.20)	= 328.00 kg/m .

6.2.2 Carga viva:

1) En azotea	: Wm = 100 kg/m . (gravitacional)
	Ws = 70 kg/m . (para sismo)
2) En entrepiso	: Wm = 350 kg/m . (gravitacional)
	Ws = 250 kg/m . (para sismo)
3) En escaleras	: Wm = 350 kg/m . (gravitacional)
	Ws = 150 kg/m . (para sismo)

6.2.3 Areas de construcción:

1) Departamento:

• losa maciza de cubierta:

$$A1 = (2.00)(1.35) + (7.90)(3.15) + (2.0)(1.8) + \\ (3.75)(1.65) + (3.75)(1.65) + (1.1)(3.3) + \\ (4.2)(3.3) + (3.55)(3.15) + (3.55)(3.15) + \\ (3.55)(0.60) .$$

$$A1 = 85.55 \text{ m} .$$

• losa maciza de entrepiso en baño:

$$A2 = (3.75)(1.65) - (0.60)(0.60) = 5.8275$$

$$A2 = 5.83 \text{ m} .$$

• losa maciza en entrepiso:

$$A3 = (85.55 - 5.83) - (0.6)(0.6) - (0.45)(0.45).$$

$$A3 = 79.20 \text{ m} .$$

• muros de mampostería:

a) yeso / yeso	=	25.50 m.
b) yeso / mezcla	=	8.85 m.
c) yeso / azulejo	=	15.05 m.
d) mezcla / azulejo	=	2.45 m.
e) ventanas	=	10.90 m.

$$\text{suma} = 58.75 \text{ m} .$$

2) Cubo de escaleras:

• pasillo:

$$A4 = (4.40) (1.35) = 5.94 \text{ m} .$$

• escaleras.

$$A5 = (4.40) (1.35) = 5.94 \text{ m} .$$

• muros de mampostería:

a) yeso / mezcla	=	4.40 m.
b) ventanas	=	4.40 m.

$$\text{suma} = 8.80 \text{ m} .$$

6.2.4 Peso de la estructura:

1) Azotea:

• losa maciza:

$$P1 = [(76.85) (4) + (2.7) (4.4) (1)] [641] .$$

$$P1 = 204658.48 \text{ kg.}$$

• losa maciza con tinacos:

$$P2 = [(8.75) (4)] [1031] .$$

$$P2 = 36085.00 \text{ kg.}$$

$$P = P1 + P2 .$$

$P \text{ azotea} = 240.7 \text{ ton.}$

2) Entrepiso:

• losa maciza:

$$P3 = [(79.2) (4) + (1.35) (4.4) (1)] [633] .$$

$$P3 = 204294.42 \text{ kg.}$$

• losa maciza en baño:

$$P4 = [(5.83) (4)] [801] .$$

$$P4 = 18679.32 \text{ kg.}$$

• escaleras:

$$P5 = [(1.35) (4.4) (1)] [743] .$$

$$P5 = 4413.42 \text{ kg.}$$

• muros de mampostería:

$$P6 = [(25.50)(396) + (8.85)(481) + (15.05) (435) + (2.45)(520) + (10.90)(328)] [4] .$$

$$P6 = 103003.20 \text{ kg.}$$

$$P7 = [(4.40) (435) + (4.40) (328)] [11] .$$

$$P7 = 3357.20 \text{ kg.}$$

$$P = P3 + P4 + P5 + P6 + P7$$

$P \text{ entrepiso} = 333.8 \text{ ton.}$
--

6.2.5 Longitud de muro estructuralmente efectiva:

$$\frac{h}{L} < 1.33 \quad ; \quad \frac{2.40}{L} < 1.33 \quad ; \quad L > \frac{2.40}{1.33} \quad ; \quad L > 1.80 \text{ m}$$

* longitud efectiva de muros por nivel:

$$\text{- En "X" : (4) (21.70) + 20.40 = 115.20 \text{ m.}}$$

$$\text{- En "Y" : (4) (13.05) + 0.00 = 52.20 \text{ m.}}$$

$$\text{suma = 167.40 \text{ m.}}$$

* longitud de muros no estructurales por nivel:

$$\text{- normal : (4) (11.65) = 46.60 \text{ m.}}$$

$$\text{- ventanería : (4) (10.35) = 41.40 \text{ m.}}$$

$$\text{suma = 88.00 \text{ m.}}$$

$$\text{sumatoria total por nivel = 255.40 m.}$$

6.3 Revisión por sismo:

6.3.1 Fuerza cortante en la base del edificio:

$$c = 0.24$$

$$V = \frac{c}{Q} \times W_s$$

$$Q = 2$$

$$W_s = (333.8)(4) + (240.7)(1)$$

$$W_s = 1575.90 \text{ ton.}$$

$$V = \frac{0.24}{2} (1575.90) = 189.10 \text{ ton.}$$

$$V = 189.1 \text{ ton.} \quad (\text{tanto en "x" como en "y"}).$$

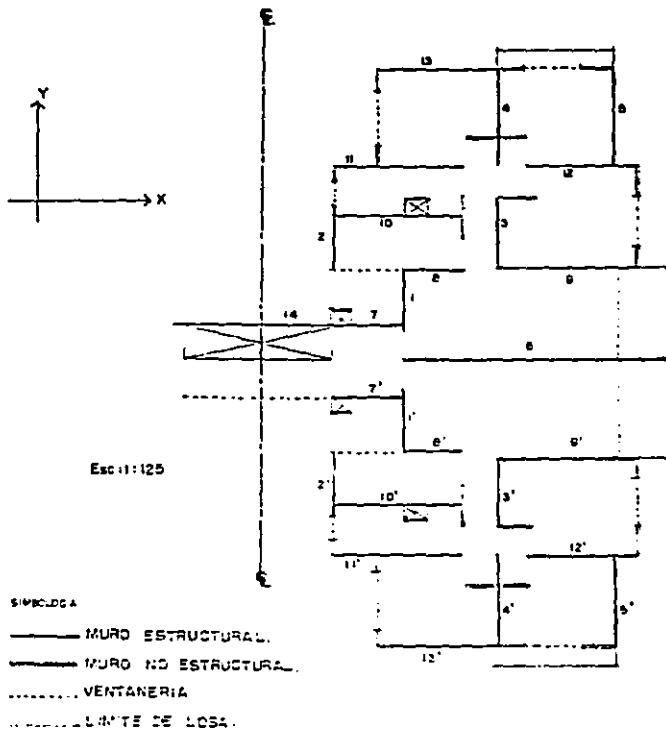
6.3.2 Fuerza cortante sísmica en cada muro de planta baja:

$$E = 600 \text{ f'm} \quad ; \quad H = 2.40 \text{ m.} \quad ; \quad \text{f'm} = 40 \text{ kg/cm}^2.$$

$$G = 0.30 E \quad ; \quad t = 15 \text{ cms.} \quad ; \quad A = t L = 15 L.$$

$$I = \frac{tL}{12} + I (\text{patines}) = \frac{tL}{12} + \frac{t b L}{2} = 1.25 L + 7.50 b L$$

DISTRIBUCION DE LOS MUROS ESTRUCTURALES.



$$K_1 = \frac{1}{H \left(\frac{H}{3EI} + \frac{1}{AG} \right)} \quad \text{..... (ver tabla 1)}$$

$$VD_i = \frac{K_1}{K_1} V \quad \text{..... (ver tabla 3)}$$

$$M_T = M_{Tx} \circ M_{Ty} . \quad V_x = V_y = V = 189.10 \text{ Ton.}$$

$$M_{Tx} = V_x e_y .$$

$$M_{Ty} = V_y e_x .$$

Distancias : en "x" -----> 24.15 m.
 en "y" -----> 20.50 m.

$$e_y = 10\% "y" = (0.10) (20.50) = 2.05 \text{ m.}$$

$$e_x = 10\% "x" = (0.10) (24.15) = 2.41 \text{ m.}$$

$$M_{Tx} = (189.10) (2.05) = 387.655 \quad ; \quad M_{Tx} = 387.7 \text{ ton-m.}$$

$$M_{Ty} = (189.10) (2.41) = 455.731 \quad ; \quad M_{Ty} = 455.7 \text{ ton-m.}$$

$$VT_i = M_T \frac{K_1 d_i}{K_1 d_i} \quad \text{.....(ver tabla 1 y 3)}$$

$$V_i = V D_i + V T_i \quad \text{.....(ver tabla 3)}$$

$$V_u = 1.10 V_i \quad \text{.....(ver tabla 3)}$$

6.3.3 Fuerza cortante resistente de los muros:

$$v = 1.5 v_c = (1.50) (3.00) = 4.50 \text{ kg/cm}^2 . \quad ; \quad FR = 0.60$$

$$P = 1 (W_m + W_v) A_t + W_{muro} [1 | 5]$$

$$VR = FR (0.50 v A + 0.30 P) \quad \text{.....(ver tabla 2)}$$

El valor de "VR" tiene que ser igual o menor a:

$$1.50 FR v A$$

6.3.4 Momento de volteo en muros de planta baja:

$$F_i = \frac{h_i}{h} V \quad ; \quad M = F_i h_i = \frac{h_i^2}{h} V$$

$$h_i = (5 + 4 + 3 + 2 + 1) (2.40) = 36$$

$$h_i^2 = (25 + 16 + 9 + 4 + 1) (2.40) (2.40) = 316.8$$

por lo que:

$$M = \frac{316.8}{36} V = 8.80 V$$

$$M_u = 8.80 V_u [0.80 + 0.20 (h/H)]$$

pero como $h = 0.00 \text{ m.}$ y $H = 12.00 \text{ m.}$

$$M_u = 8.80 V_u (0.80) = 7.04 V_u \quad \dots\dots(\text{ver tabla 4})$$

6.3.5 Diseño del refuerzo a flexocompresión debida al momento por volteo:

* Se colocara refuerzo vertical en los extremos de los muros para que éstos resistan el momento "Mu" calculado anteriormente.

* Se supondrá un $A_s = 2\#5 = 3.96 \text{ cm}^2$, en cada extremo de los muros y $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$. A los muros que no pasen se los aumentará el refuerzo.

$$M_o = FR A_s f_y d' \quad ; \quad d' = L - 40 \text{ cms.} \quad ; \quad d = L - 20 \text{ cms.}$$

$$P_u = 1.1 [(W_m + W_v) AL + W_{muro} L] / 5 \quad = 1.10 P$$

$$PR = FR (FE l'm A + 2 A_s f_y)$$

$$NR = M_o + 0.30 P_u d \quad \dots\dots(\text{ver tabla 4})$$

solo que si $P_u > 1/3 PR$, entonces:

$$MK = (1.5 M_o + 0.15 PR d) (1 - (P_u / PR))$$

Si $NR < M_u$ se aumenta el refuerzo estimado.

Para muros con refuerzo interior se requiere que:

$$p_v + p_h > 0.002$$

se escogerá:

$$p_v = 0.0013 \quad \text{y} \quad p_h = 0.0007$$

se tiene que :

$$p_h = \frac{A_s}{s \cdot t} \quad ; \quad p_v = \frac{A_s}{s \cdot t}$$

+ el refuerzo horizontal: 1 # 2.5 a cada dos hiladas.

$$p_h = 0.49 / (40 \times 15) = 0.0008 > 0.00070$$

+ el refuerzo vertical : 1 # 4 a cada 60.00 cms.

$$p_v = 1.21 / (60 \times 15) = 0.00134 > 0.0013$$

MURO	LONGITUD (cm)	b (cm)	dC (cm)	dI (cm)
1	210	---	420	179
2	215	---	220	- 21
3	240	60	705	464
4	320	60	705	464
5	320	60	1060	819
6	800	---	0	-205
7	200	60	135	- 70
8	180	---	315	110
9	435	60	315	110
10	375	60	480	275
11	400	---	645	440
12	330	---	645	440
13	450	60	960	755
14	440	---	135	- 70

TABLA 1

MURO	LONGITUD (m.)	Wm MUERTA	Wv VIVA	wm MURO	A Lrjb. (cm ²)
1	2.10	383	250	396	4.68
2	2.15	383	250	435	3.55
3	2.40	383	250	396	5.28
4	3.20	383	250	396	11.36
5	3.20	383	250	435	5.58
6	8.00	383	250	396	28.35
7	2.00	383	250	396	3.15
8	1.80	383	250	396	4.32
9	4.35	383	250	396	18.22
10	3.75	551	250	481	6.19
11	4.00	551	250	481	15.60
12	3.30	383	250	396	10.64
13	4.50	383	250	435	7.09
14	4.40	593	150	435	5.94

TABLA 2

REVISIÓN POR CORTANTE SISMICO DE MUROS DE PLANTA BAJA										
MURO	#	K1 (Ton/m)	VDI (Ton)	d1 (m)	K1d1 (Ton)	K1d1 (Ton-m)	VT1 (Ton)	Vu (Ton)	F (Ton)	V/R (Ton)
1	2	3680.84	4.74	1.79	6588.7	11793	0.17	5.40	18.97	7.47
1'	2	3680.84	4.74	-6.61	-24330.4	160823	-0.61	---	---	---
2	2	3877.30	4.99	-0.21	-814.2	170	-0.02	5.47	15.91	7.22
2'	2	3877.30	4.99	-4.61	-17874.4	82400	-0.45	---	---	---
3	2	7297.30	9.40	4.64	33859.5	157107	0.86	11.29	21.46	11.72
3'	2	7297.30	9.40	-9.46	-69032.5	453047	-1.74	---	---	---
4	2	10928.57	14.07	4.64	50708.6	235287	1.28	16.89	42.29	16.69
4'	2	10928.57	14.07	-9.46	-103384.3	978015	-2.61	---	---	---
5	2	10928.57	14.07	8.19	84345.3	690787	2.13	17.82	24.94	18.97
5'	2	10928.57	14.07	-13.01	-142160.7	1849770	-3.59	---	---	---
Σ = 146850.32			Σ = 9638398							
6	2	32490.97	15.91	-2.05	-66606.5	136543	-1.43	15.93	105.6	35.20
7	2	5565.37	2.73	-0.70	-3893.8	2727	-0.08	2.92	13.93	6.54
7'	2	5565.37	2.73	-3.40	-18922.3	64333	-0.41	---	---	---
8	2	2385.11	1.27	1.10	2843.6	3128	0.06	1.47	17.24	6.73
8'	2	2385.11	1.27	-5.20	-12442.6	69901	-0.29	---	---	---
9	2	16314.27	7.99	1.10	17945.7	19740	0.39	9.22	66.28	20.74
9'	2	16314.27	7.99	-5.20	-84834.2	441137	-1.82	---	---	---
10	2	13491.63	6.61	2.75	37102.0	102030	0.80	8.15	33.81	13.68
10'	2	13491.63	6.61	-6.85	-92417.7	633061	-1.99	---	---	---
11	2	12569.83	6.16	4.40	55307.3	243251	1.19	8.09	72.10	21.08
11'	2	12569.83	6.16	-8.50	-106843.6	908170	-2.30	---	---	---
12	2	9084.18	4.45	4.40	39970.4	175869	0.86	5.84	40.21	13.92
12'	2	9084.18	4.45	-8.50	-77215.5	656332	-1.66	---	---	---
13	2	17022.11	8.34	7.55	128516.9	970302	2.76	12.21	32.22	14.91
13'	2	17022.11	8.34	11.65	-198307.6	2310283	-4.26	---	---	---
14	1	14590.74	7.15	-0.70	-10213.5	7149	-0.22	7.62	31.64	14.60
Σ = 386102.68			Σ = 8397748							
Sumatoria = 18036146										

TABLA 3

REVISIÓN DEL REFUERZO POR MOMENTO DE VOLTEO										
N U M E R O	LON- GITUD.	M _u	P _u	M _o CON 2 # 4			CÁLCULO DE "M _R " PARA PARA UN CIERTO "A _s "			
				M _o	PR	MR	A _s	M _o	PR	MR
1	2.10	38.02	20.87	10.85	76.27	22.75	4#5	33.92	103.41	45.81
2	2.15	38.51	17.50	11.17	77.79	21.41	4#5	34.92	104.92	45.15
3	2.40	79.48	23.61	12.77	85.35	28.35	4#5	102.15	174.73	117.73
4	3.20	118.91	46.52	17.88	109.54	42.79	4#5	80.44	154.23	122.31
5	3.30	125.45	27.43	17.88	109.54	42.56	4#5	143.01	198.92	167.70
6	8.00	112.15	116.13	48.52	254.69	201.71	---	---	---	---
7	2.80	20.56	15.32	10.22	73.25	18.49	2#5	15.96	80.43	24.23
8	1.80	10.35	18.96	8.94	67.20	18.04	---	---	---	---
9	4.35	64.91	72.91	25.22	144.31	63.17	2#5	39.40	151.50	79.58
10	3.75	57.38	37.19	21.39	126.17	61.00	---	---	---	---
11	4.00	56.95	79.31	22.98	133.73	45.05	2#5	35.91	140.91	58.66
12	3.30	41.11	44.23	18.52	112.56	48.63	---	---	---	---
13	4.50	85.96	35.44	26.18	148.85	71.89	2#5	40.00	156.03	86.62
14	4.40	53.64	34.80	25.54	145.83	69.39	---	---	---	---

TABLA 4

AREAS DE ACERO :	2 # 4	----->	2.53	cm ² .
	2 # 5	----->	3.96	cm ² .
	2 # 6	----->	5.70	cm ² .
	4 # 4	----->	5.06	cm ² .
	4 # 5	----->	7.92	cm ² .
	4 # 6	----->	11.40	cm ² .
	4 # 8	----->	20.27	cm ² .

**CONCLUSIONES
Y
RECOMENDACIONES**

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Como se ha mencionado en el presente tesis es de vital importancia incrementar la seguridad en las edificaciones cualesquiera sean los usos para los que estén destinadas, por supuesto que para incrementar dicha seguridad es necesario el refuerzo de las estructuras, el cual debe hacerse de manera más conveniente tanto técnica como económica.

Después de los sismos ocurridos en el mes de septiembre de 1985, un gran número de construcciones resultaron dañadas debido a las acciones del mismo, perdiendo gran parte de su resistencia sísmica. Con la publicación del nuevo Reglamento, las construcciones se vieron en la necesidad de ser reforzadas en una proporción mayor a la ya existente.

Los sistemas estructurales que conviene adoptar en los edificios, son aquellos que permiten lograr fácilmente una capacidad elevada ante cargas laterales. Los marcos son un sistema poco eficiente para tal efecto, en cambio, los muros de rigidez y los contravientos en distintas combinaciones y modalidades resultan mucho más ventajosos, por lo que se presentan como una solución para que las estructuras recuperen su resistencia sísmica necesaria.

Por otra parte, en la Cd. de México, el problema de la resistencia a cargas laterales está ligado íntimamente al de la cimentación y al de la capacidad de carga del subsuelo, por lo que se deben tomar muy en cuenta en el análisis y en el diseño.

En el refuerzo de estructuras es muy probable que al aumentar las secciones de los elementos fallados cambie el comportamiento elastoplástico de la misma y que al presentarse otro sismo se produzca una falla frágil.

La resistencia a carga vertical de los muros resulta en todos los casos muy superior a la necesaria, sin embargo, debe considerarse que resulta crítico el efecto de la carga vertical sobre la sección en el plano del muro debida al sismo. Las deflexiones de un muro sujeto a una fuerza lateral en su plano, son debidas a efectos de cortante y de flexión. La fuerza cortante resistente depende de la carga axial actuante sobre el muro, la cual se calcula sin factores de carga y con la carga viva instantánea reducida para efectos de diseño sísmico. La excentricidad entre el centro de masas y el de rigideces produce un momento torsionante que da lugar a fuerzas cortantes adicionales en los muros.

Considero que la conexión ideal entre muros no estructurales y los elementos estructurales como trabes, columnas y losas, es aquella que permita asegurar su estabilidad y funcionamiento adecuado, sin originar problema alguno a la estructura. En estructuras de concreto, el problema no es como fijar los muros o medios muros a la estructura, sino conocer y prevenir los efectos desfavorables que éstos pueden provocar; en la estructura. Si se decide ligarlos, se deberá anclar todo el armado con el acero principal más lejano del elemento perpendicular al armado, el cual debe quedar dentro del núcleo confinado del concreto.

En general, la utilización de muros de concreto reforzado es recomendable, tanto para que la estructura soporte adecuadamente las acciones sísmicas como para limitar los desplazamientos correspondientes, sobre todo en construcciones de altura moderada y grande.

Una de las soluciones más recomendables para muros de carga que se han fisurado o agrietado debido a acciones sísmicas, es la de retirar el aplanado, colocar una falla fija al muro en ambas caras, rellenar las fisuras o grietas y aplanar de nuevo con un mortero resistente.

Las modificaciones además de basarse en los requisitos de diseño sísmico de los reglamentos de construcciones, deben tomar en cuenta el tipo de construcción que es económicamente factible realizar en un sitio determinado, la selección del sistema estructural más apropiado para cada tipo de construcción, los materiales, métodos de diseño y forma de refuerzo.

Se puede lograr que los muros trabajen en conjunto con los marcos sin que lleguen a fallar ninguno de los dos, diseñando todos los elementos de tal forma que resistan de acuerdo con su rigidez. Se debe tomar muy en cuenta la diferencia de rigideces entre los muros de concreto y los de mampostería, ya que éstos tienen una gran influencia en la respuesta sísmica de la estructura por lo que es conveniente estudiar su distribución y sus características en cada proyecto. Para la rigidez en flexión de los muros, se debe considerar la contribución de los muros transversales trabajando como patines del muro en estudio.

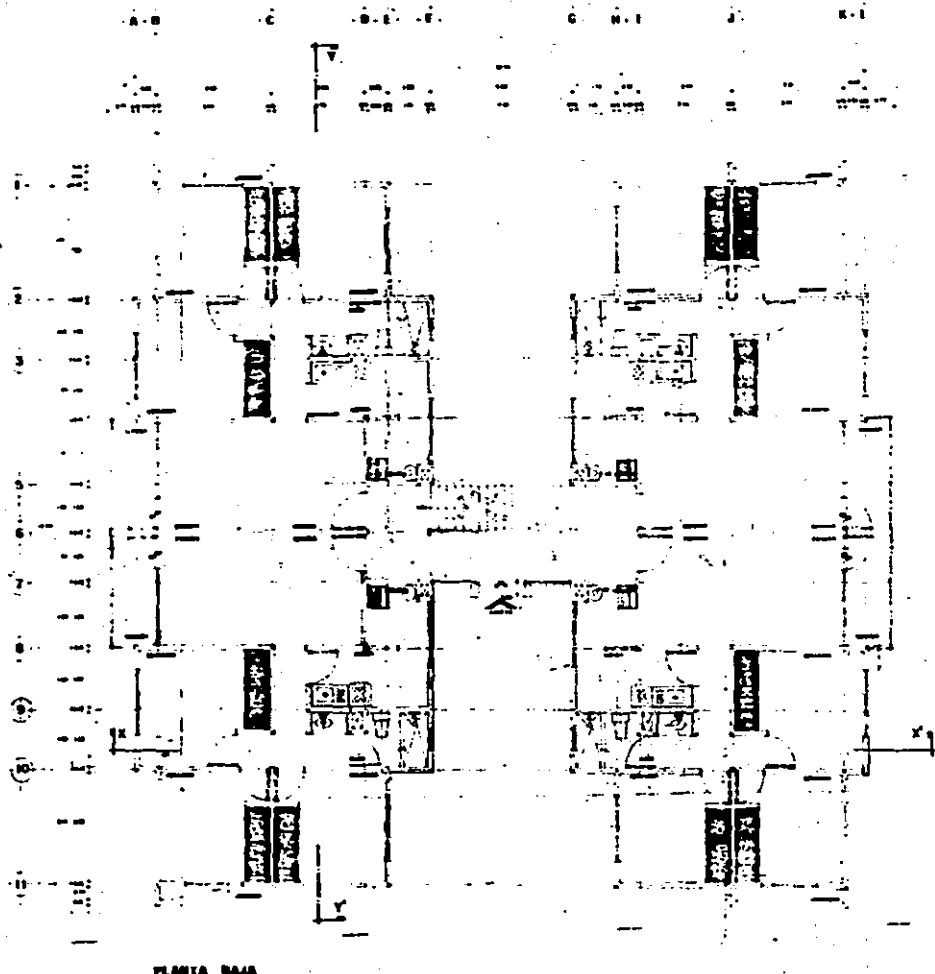
En el ejemplo de aplicación, la obtención de las rigideces es muy general ya que no se toma en cuenta la liga que el sistema de piso proporciona a los distintos muros, lo cual tiene gran influencia. Por otro lado, los momentos de volteo se han calculado suponiendo que cada muro es un voladizo independiente y se introducen en él momentos flexionantes iguales al producto de las fuerzas laterales actuantes en cada nivel por el brazo correspondiente.

La finalidad con la cual se realizó éste trabajo fué la de mostrar las ventajas y desventajas que presentan los muros de cortante, ya sean éstos de concreto o de mampostería, en el comportamiento de una estructura ante fuerzas sísmicas.

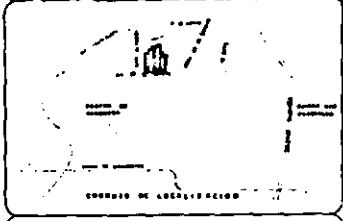
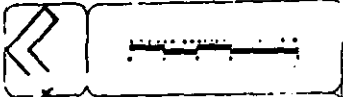
BIBLIOGRAFIA

B I B L I O G R A F I A

- 1) Estructuras Antisismicas.
Estrada Uribe, Gabriel.
- 2) Diseño de estructuras resistentes a sismo.
Emilio Rosenblueth, IMCYC.
- 3) Diseño sismoresistente.
Meli, R.
Editorial LIMUSA, México 1985.
- 4) Memorias del VII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica.
Noviembre 19 - 21 de 1987, Querétaro, Qro.
Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica A.C.
- 5) Ponencias diversas.
 - 5.1) Shear Wall-Frame Interaction. A design aid
Iain A. Macleod, Civil Engineer.
 - 5.2) Procedimientos para la reparación de estructuras dañadas.
Ing. Jose Luis Trigos Suárez
 - 5.3) Procedimientos para la reparación de estructuras dañadas - elementos no estructurales.
Ing. Roberto Stark Feldman
 - 5.4) Criterios para la evaluación de daños.
Ing. Javier Pérez Caballero
- 6) Normas técnicas complementarias.
 - 6.1) Para el diseño por sismo.
 - 6.2) Para el diseño y construcción de estructuras de mampostería.
 - 6.3) Para el diseño y construcción de estructuras de concreto.



PLANTA BAZA



NOTAS

1. Ver croquis de la obra.
 2. Ver croquis de la obra.
 3. Ver croquis de la obra.

VER PLANOS DE LA OBRA

SINDICATO UNICO DE TRABAJADORES
 DEL GOBIERNO DEL DISTRITO FEDERAL
 FONDO DE LA VIVIENDA DEL S.U.T.G.D.F.
 PROMOTORA ECON. S.A.
TORRES DE COYOACAN

PLANTA BAZA

ESCALA: 1/50

A-1