

68  
2ej



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA  
DE MEXICO**

**FACULTAD DE INGENIERIA**

**REESTRUCTURACION Y/O REPARACION  
DE ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERIA**

**T E S I S**

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE :  
**INGENIERO CIVIL**

**P R E S E N T A :**

VICTOR HUGO OCHOA ALEJO

**D I R E C T O R :**

ING. HECTOR J. GUZMAN OLGUIN



MEXICO, D.F.

1996

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN



Universidad Nacional  
Autónoma de México



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

Todo el material contenido en esta tesis 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.



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AVENIDA DE  
MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA  
DIRECCION  
60-1-175/95

Señor  
**VICTOR HUGO OCHOA ALEJO**  
Presente.

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor **ING. HECTOR JAVIER GUZMAN OLGUIN**, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de **INGENIERO CIVIL**.

**"REESTRUCTURACION Y/O REPARACION DE ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERIA"**

**INTRODUCCION**

- I. ASPECTOS GENERALES DEL COMPORTAMIENTO DE LA MAMPOSTERIA**
- II. ANALISIS ESTRUCTURAL DE LA MAMPOSTERIA**
- III. ALTERNATIVAS DE REESTRUCTURACION Y/O DE REPARACION EN ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERIA**
- IV. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente  
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"  
Cd. Universitaria, a 27 de octubre de 1995.  
EL DIRECTOR

  
ING. JOSE MANUEL COVARRUBIAS SOLIS

JMCS/GMP\*nl

***A mi esposa Graciela y a mi hijo Sergio:***

***a ella, mi gran amor, por todo su apoyo,  
confianza, cariño y amor incondicionales,  
los cuales me han ayudado a lograr mucho  
de lo que ahora soy***

***y a él, porque llegó en un momento muy  
importante de nuestra vidas, llenándolas  
de alegría y de proyectos***

***A mi madre Graciela:***

***por los valores tan grandes que me inculcó,  
por formarme como hombre, por impulsarme  
siempre a lograr lo que me proponga pensando  
que nada es imposible y sobre todo por su gran  
amor y cariño***

***A mis suegros Zoilo y Graciela:***

***Por su gran apoyo y afecto***

***A mis hermanos Yadira, Nestali, Blanca, Leonel, Graciela y Marcela:***

***Por su ejemplo, apoyo y cariño hacia mí,  
cada uno a su manera***

***A todos mis sobrinos, en especial a Rodolfo y a Metzli***

**A TODOS LES DEDICO ESTE TRABAJO**

## **AGRADECIMIENTOS.**

*Ante todo le doy las gracias a la Universidad Nacional Autónoma de México, por haberme dado la gran satisfacción de poder estudiar en ella.*

*Agradezco a todos mis profesores de la Facultad de Ingeniería, sin excepción alguna, por la enseñanza y formación que me dieron en el transcurso de mi estancia en ella, haciéndome sentir orgulloso por haber sido su alumno y portar ese distinguido sello.*

*Agradezco a todos mis amigos y compañeros de la Facultad de Ingeniería y del Instituto de Ingeniería por todo su apoyo.*

*Le doy las gracias de manera muy especial y afectuosa al Ing. Héctor Javier Guzmán Olguín por brindarme todo su apoyo y paciencia, y sobre todo por ser un guía en la realización de este trabajo, el cual significa una gran satisfacción personal y un gran sueño realizado.*

**A TODOS ELLOS MUCHAS GRACIAS.**

## INDICE.

<b>INTRODUCCION</b>	<b>1</b>
<b>CAPITULO I</b>	
<b>ASPECTOS GENERALES DEL COMPORTAMIENTO DE LA MAMPOSTERIA</b>	<b>5</b>
1.1 DEFINICION DE MAMPOSTERIA	6
1.2 MATERIALES COMPONENTES. CARACTERISTICAS Y PROPIEDADES	6
1.2.1 PIEDRAS O PIEZAS NATURALES	6
1.2.2 PIEDRAS O PIEZAS ARTIFICIALES. INDICE DE CALIDAD	7
1.2.2.1 INDICE DE CALIDAD	9
1.2.3 MORTEROS. INDICE DE CALIDAD	11
1.2.3.1 INDICE DE CALIDAD	13
1.3 SISTEMAS ESTRUCTURALES A BASE DE MUROS DE MAMPOSTERIA	13
1.4 COMPORTAMIENTO SISMICO OBSERVADO EN CONSTRUCCIONES DE MAMPOSTERIA	14
1.5 ANALISIS DE MECANISMOS DE FALLA EN LA MAMPOSTERIA	16
1.5.1 PROPIEDADES INDICE	17
1.5.2 COMPORTAMIENTO ANTE APLICACIONES DE CARGA	25
1.5.3 COMPORTAMIENTO ANTE UNA APLICACION DE CARGA LATERAL	26
1.5.4 COMPORTAMIENTO ANTE CARGAS LATERALES ALTERNADAS	35
<b>CAPITULO II</b>	
<b>ANALISIS ESTRUCTURAL DE LA MAMPOSTERIA</b>	<b>43</b>
2.1 GENERALIDADES	44
2.2 ANALISIS	44
2.2.1 ANALISIS POR CARGAS VERTICALES	44
2.2.2 ANALISIS POR CARGAS LATERALES	46
2.2.3 RESISTENCIA A CARGAS VERTICALES	49
2.2.4 RESISTENCIA A CARGAS LATERALES	50
2.3 REQUISITOS DE DISEÑO DE MUROS CONFINADOS Y MUROS REFORZADOS INTERIORMENTE	52
2.3.1 MUROS CONFINADOS	53
2.3.2 MUROS REFORZADOS INTERIORMENTE	55
2.4 EJEMPLO ILUSTRATIVO	57
<b>CAPITULO III</b>	
<b>ALTERNATIVAS DE REESTRUCTURACION Y/O DE REPARACION EN ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERIA</b>	<b>65</b>
3.1 ANTECEDENTES	66
3.1.1 TIPOS DE ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERIA EXISTENTES	69
3.1.2 CAUSAS DE DAÑO ESTRUCTURAL EN ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERIA EN LOS SISMOS DE SEPTIEMBRE DE 1985	70
3.2 EVALUACION O DICTAMEN TECNICO PRELIMINAR	72
3.2.1 INSPECCION PRELIMINAR	73
3.2.2 FORMATO DE INSPECCION	74
3.2.3 DAÑOS ESTRUCTURALES	77
3.2.4 DAÑOS NO ESTRUCTURALES	77
3.2.5 CLASIFICACION Y EVALUACION PRELIMINAR DE LOS DAÑOS	78

3.3 APUNTALAMIENTO O RIGIDIZACION TEMPORAL	79
3.3.1 APUNTALAMIENTO VERTICAL	79
3.3.1.1 SOPORTES DE MADERA	80
3.3.1.2 PUNTALES TELESCOPICOS Y ELEMENTOS TUBULARES DIVERSOS	84
3.3.2 SOPORTE LATERAL	84
3.3.2.1 SOPORTE LATERAL DE MUROS	85
3.3.3 METODOS DE ACUÑAR	87
3.4 EVALUACION O DICTAMEN TECNICO DEFINITIVO	88
3.4.1 INSPECCION DETALLADA	88
3.4.2 INFORMACION COMPLEMENTARIA	89
3.4.3 VERIFICACION DE LA INFORMACION	90
3.4.3.1 PLANOS ESTRUCTURALES, ARQUITECTONICOS Y DE INSTALACIONES	90
3.4.3.2 CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES	91
3.4.3.3 NIVELACION Y MECANICA DE SUELOS	92
3.4.4 EVALUACION DE LA ESTRUCTURA	93
3.4.4.1 ELABORACION DE PLANOS DE DAÑOS	103
3.5 PROYECTO DE REESTRUCTURACION Y/O DE REPARACION	104
3.5.1 DEFINICIONES DE REESTRUCTURACION Y REPARACION	105
3.5.2 REESTRUCTURACION	105
3.5.2.1 ADICION DE NUEVOS MUROS DE MAMPOSTERIA	105
3.5.3 REPARACION	107
3.5.3.1 INYECCION DE GRIETAS	107
3.5.3.2 SUSTITUCION DE MATERIALES	109
3.5.3.3 REFUERZO DE MUROS DE MAMPOSTERIA MEDIANTE RECUBRIMIENTO CON MORTERO REFORZADO	109
3.5.3.4 REFUERZO DE UNIONES EN MUROS DE MAMPOSTERIA	110
3.5.4 TECNICAS ADICIONALES DE REESTRUCTURACION Y/O DE REPARACION	112
3.5.4.1 REFUERZO DE MUROS DE MAMPOSTERIA DE BLOQUE UNIDA CON MORTERO A BASE DE FIBRA DE VIDRIO	112
3.5.4.2 REFUERZO HORIZONTAL EN MUROS DE MAMPOSTERIA	114
3.5.4.3 POSTENSALDO EN MUROS DE MAMPOSTERIA	117
 <b>CAPITULO IV</b>	
<b>CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES</b>	<b>118</b>
4.1 CONCLUSIONES	119
4.1.1 CONCLUSIONES SOBRE EL COMPORTAMIENTO DE LA MAMPOSTERIA	119
4.1.2 CONCLUSIONES SOBRE EL ANALISIS ESTRUCTURAL DE LA MAMPOSTERIA	120
4.1.3 CONCLUSIONES SOBRE LAS ALTERNATIVAS DE REESTRUCTURACION Y/O DE REPARACION EN ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERIA	120
4.2 RECOMENDACIONES	121
 <b>REFERENCIAS</b>	<b>124</b>

**INTRODUCCION.**



Hasta antes de la crisis económica por la que atraviesa actualmente el país se tenía calculado que en los años finales de este siglo se construirían en la República Mexicana alrededor de 550,000 viviendas anuales que representan aproximadamente 30 millones de metros cuadrados de sistemas de piso y del orden de 56 millones de metros cuadrados de muros, siendo la mayoría de estos últimos de mampostería.

Para la construcción en México de las 550,000 viviendas que se pretendía construir anualmente, se había calculado la utilización de casi un 50% de la producción de varilla del país del cual el 78% es varilla delgada y 22% armaduras electrosoldadas; lo anterior hace pensar que el 50% de la actividad constructora del país es en este rubro. De ese acero, cerca del 35% se utiliza como refuerzo en los aproximadamente 56 millones de metros cuadrados de muros de mampostería; estos datos hacen ver la importancia que tiene la mampostería dentro del ámbito de la ingeniería.

En nuestro país es común la utilización de muros de carga de mampostería en construcciones de uno o dos niveles (75% del total de viviendas), y hasta cinco o seis pisos, en los cuales se confinan los muros con dadas y castillos, o con refuerzo interior; con la ventaja de utilizar el mismo elemento de construcción para subdividir los espacios y para aislarlos tanto técnica como acústicamente.

Desgraciadamente, la enseñanza sobre el comportamiento y diseño de estructuras de mampostería a nivel licenciatura es prácticamente nula, ya que en muchas escuelas de Ingeniería no se imparte ningún curso que verse sobre este tema, y en las escuelas que sí se hace, solamente se les asigna un tiempo no mayor al 10% del de un curso básico de concreto, a pesar de que estas estructuras representen casi un 50% de la actividad constructora en México, como se mencionó en el párrafo anterior.

La mampostería es más que un elemento decorativo o de subdivisión de espacios, su función principal es rigidizar a la estructura y resistir cargas gravitacionales verticales y horizontales, estas últimas por lo general producidas por sismos.

Incluso, en muchas ocasiones se permiten remover sin tomar en cuenta las modificaciones en resistencia y rigidez que esto ocasiona en la estructura.

Es por todo esto que la finalidad principal de este trabajo es, por un lado, mostrar un panorama general sobre el comportamiento de la mampostería ante distintas sollicitaciones recopilando las experiencias de distintas investigaciones realizadas para tal fin, y por otro lado mostrar un procedimiento para reestructurar y/o reparar estructuras de mampostería dañadas por un evento sísmico.

Después de ocurridos los sismos de Septiembre de 1985, se realizaron levantamientos de las distintas estructuras dañadas por parte de la empresa ICA y por el Instituto de Ingeniería de la UNAM, en los que se observó que de las construcciones de menos de 5 niveles, muchas correspondieron a estructuras de mampostería; sin embargo, cabe aclarar que la gran mayoría de esos daños reportados por ambas fuentes para el caso anterior, correspondían a construcciones seriamente deterioradas por intemperismo y/o que no tenían prácticamente refuerzo alguno en sus muros.

No obstante, es importante estar preparados para cualquier eventualidad, ya que además de los sismos de 1985 han ocurrido otros sismos de magnitud importante, tal es el caso de los sismos del 11 y 31 de Mayo de 1990 en las costas de Guerrero y más recientemente los sismos del 9 y 12 de Octubre de 1995 en las costas de Colima y del 21 de Octubre de 1995 en el estado de Chiapas.

Los sismos de Septiembre de 1985 y otros sismos importantes, como los mencionados anteriormente, han concientizado a la población mexicana de que la Ciudad de México y otras ciudades del país no están exentas de sufrir la presencia de otro u otros sismos con magnitudes similares a las de aquéllos y más aun de sufrir las consecuencias que estos traen consigo.

Al presentarse eventos sísmicos con características destructivas en nuestro país es necesario que la población esté preparada para afrontar las consecuencias de estos, cada quien dentro del ámbito en el que se desenvuelve. En el caso de los profesionistas especializados en este tema es necesario que se encuentren capacitados técnicamente para poder determinar el estado en el que se encuentra una estructura después de un evento de este tipo y que pueda definir el plan a seguir para su rehabilitación si es que la estructura lo requiere.

Para el caso de las estructuras de mampostería, aunque se tenga un reglamento de diseño racional no excluye a estas de sufrir daños cuando se presenta un evento sísmico.

Como ya se mencionó anteriormente una de las finalidades del presente trabajo es mostrar de manera general el comportamiento de la mampostería ante distintas sollicitaciones, lo cual se explica en el Capítulo I, en donde también se define a la mampostería y cada uno de sus componentes.

Se hace una descripción de los diferentes sistemas estructurales que se pueden construir con muros de mampostería, así como el comportamiento observado en cada uno de ellos.

El análisis de los mecanismos de falla de la mampostería, incluyendo sus propiedades índice también forman parte de este capítulo.

En el Capítulo II se explica la manera de analizar a las estructuras de mampostería haciendo ver la importancia que tiene el que cumplan con los requisitos para aplicar el método simplificado de análisis sísmico. Se ha dedicado un capítulo completo para este fin ya que la realización de un buen análisis estructural ayudará a detectar los puntos más críticos con los que cuenta la estructura. Esto repercutirá en una mejor selección de las alternativas de reestructuración y/o de reparación para llevar a cabo la rehabilitación de la estructura.

En este capítulo se marcan los requisitos con los que deben contar los muros confinados y los reforzados interiormente, tanto en su geometría como en su refuerzo.

Para concluir este capítulo se muestra un ejemplo en el que se analiza una estructura con muros confinados de mampostería maciza, con el fin de explicar el procedimiento seguido al aplicar el método simplificado de análisis sísmico.

Otra de las finalidades de este trabajo es la de presentar un procedimiento para la rehabilitación de una estructura de mampostería dañada por el efecto de un evento sísmico, la cual viene incluida en el Capítulo III.

Este procedimiento consiste en la evaluación preliminar y definitiva de la estructura realizando una inspección y una clasificación de los daños existentes en ella. La información obtenida es verificada en el sitio mismo y se complementa con la información existente con la que cuenta la estructura, esto es, memoria de cálculo, planos estructurales y arquitectónicos, etc.

Al concluir esta etapa se llega a una evaluación definitiva que indicará, apoyada en los resultados que arrojen los análisis estructurales realizados, el camino a seguir para la realización del proyecto de reestructuración y/o reparación de la estructura.

Se incluyen también en este capítulo las alternativas comúnmente utilizadas para reestructurar y/o reparar estructuras de mampostería y así poder mejorar las condiciones de estabilidad y resistencia de las mismas.

En el caso de muros diafragma no se incluye la reparación de los marcos de concreto que los confinan puesto que estos últimos pueden ser de concreto o acero y para su reforzamiento o reparación se aplican otras técnicas que para los fines que busca este trabajo no es posible abarcarlas. De igual forma no se incluyen los métodos de reforzamiento o reparación de elementos aislados de concreto o acero que puedan llegar a complementar a una estructura que contenga muros de mampostería.

Para el caso de la reestructuración de una estructura de mampostería sólo se incluyen procedimientos que incluyen la adición de elementos del mismo material, es decir, se excluyen procedimientos de reestructuración que involucren la adición de muros de concreto, contraenteo con acero, etc., ya que además este tipo de técnicas se utilizan por lo general en estructuras de concreto, en estructuras de acero o en sistemas estructurales compuestos.

Incluso para el análisis de estructuras compuestas, como es el caso de las estructuras formadas por marcos de concreto o acero y muros de mampostería, se requieren tomar ciertas consideraciones para modelar la estructura. Una de estas consideraciones puede ser la decisión de tomar en cuenta la participación de los muros de mampostería en la rigidez global de la estructura, lo cual provocaría que el muro trabaje como diafragma, y de ser así se debe poner especial atención al diseño de las esquinas de los marcos puesto que las fuerzas cortantes que se concentran en ellas al agrietarse los muros suelen tener una magnitud considerable.

Cuando no se puede lograr una distribución uniforme de muros de relleno o cuando la estructura es muy flexible, conviene desligar este tipo de muros de la estructura principal, evitando su trabajo como diafragma. Se deben en este caso proveer holguras generosas y elementos de refuerzo o fijación que eviten la posibilidad de volteo del muro en dirección normal a su plano sin dejar de permitir el desplazamiento relativo del muro y la estructura.

Otro aspecto que no se incluye es el del reforzamiento y/o de la reestructuración de la cimentación existente para soportar las cargas muertas que se adicionarán a la estructura como consecuencia de la reestructuración y/o reparación de la misma. El motivo de esta exclusión se debe a que cada caso se debe analizar de manera particular de acuerdo al tipo de cimentación existente para cada estructura.

Finalmente en el Capítulo IV se muestran las conclusiones generales más importantes del trabajo que, a criterio personal, se consideran las más importantes. De igual modo, se dan recomendaciones generales para el diseño, construcción, reestructuración y reparación de estructuras formadas por cualquier sistema de muros de mampostería.

**CAPITULO I.**

**ASPECTOS GENERALES DEL COMPORTAMIENTO  
DE LA MAMPOSTERIA.**

## 1.1 DEFINICION DE MAMPOSTERIA.

La mampostería es el elemento estructural que resulta de la combinación de piedras o piezas naturales o artificiales, con un mortero que las une formando un conjunto monolítico y que influye en las características del elemento estructural que se forma. Sus características principales son las que se muestran en la tabla 1.1.

<b>TABLA 1.1 CARACTERISTICAS DE LA MAMPOSTERIA</b>
1. Considerable resistencia a la compresión.
2. Débil en tensión, como el concreto simple.
3. Propiedades mecánicas variables y difíciles de predecir debidas al bajo control sobre las propiedades de los materiales que la componen y los procedimientos de construcción empleados.

A pesar de que la mampostería puede estar formada por una gran variedad de materiales de propiedades muy diferentes, las características básicas de su comportamiento se conservan iguales para los diferentes materiales, aunque los valores cuantitativos dependen de las propiedades de los componentes.

La capacidad de la mampostería ante distintos elementos mecánicos no es directamente proporcional a las propiedades individuales de sus componentes; sin embargo, conviene conocer las características y propiedades de las distintas piezas y morteros que pueden llegar a formar una mampostería y la influencia cualitativa que pueden tener en la misma.

## 1.2 MATERIALES COMPONENTES. CARACTERISTICAS Y PROPIEDADES.

Los elementos de mampostería se caracterizan por estar compuestos por piezas prismáticas, pequeñas con relación al tamaño del elemento que se forma, unidas por un mortero con propiedades aglutinantes. A continuación se describen, en forma general, las características y propiedades de los materiales que se utilizan para construir una mampostería, así como la forma de controlar la calidad de los mismos.

### 1.2.1 PIEDRAS O PIEZAS NATURALES.

Este tipo de piedras se clasifican en tres grupos de acuerdo con la forma en que han sido labradas. Ver figura 1.1.

1. **Mampostería de primera.** Son piedras labradas de forma rectangular más o menos regulares y se conocen comúnmente como "sillares".
2. **Mampostería de segunda.** Son piedras labradas de forma variable manteniendo la configuración natural con que llega de la cantera.
3. **Mampostería de tercera.** Son piedras de forma irregular con que llega de la cantera, pero procurando que la cara expuesta sea aproximadamente plana.

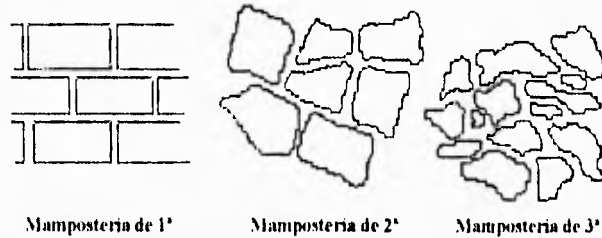


FIGURA 1.1 TIPOS DE MAMPOSTERIA

En la tabla 1.2 se muestran características aproximadas de algunas piedras naturales utilizadas comúnmente en la construcción (Referencia 1).

TABLA 1.2 PROPIEDADES MECANICAS DE PIEDRAS NATURALES				
PIEDRA	PESO VOLUMETRICO (T/m <sup>3</sup> )	RESISTENCIA A COMPRESION (Kg/cm <sup>2</sup> )	RESISTENCIA A TENSION EN FLEXION (Kg/cm <sup>2</sup> )	MODULO DE ELASTICIDAD (Kg/cm <sup>2</sup> )
Areniscas	1.75 - 2.65	150 - 3 200	60 - 120	40 000 - 200 000
Basaltos (Piedra Braza)	2.30 - 3.00	800 - 5 800	200 - 300	100 000 - 300 000
Granito natural	2.40 - 3.20	800 - 3 000	100 - 200	400 000 - 500 000
Mármol	2.40 - 2.85	300 - 3 000	35 - 200	900 000

### 1.2.2 PIEDRAS O PIEZAS ARTIFICIALES. INDICE DE CALIDAD.

Existe una gran variedad de este tipo de piezas, las cuales varían entre sí por la materia prima con la que son fabricados, por su geometría y por los procedimientos de fabricación empleados. Las piezas pueden ser macizas o con huecos verticales u horizontales tal como se puede observar en la figura 1.2.

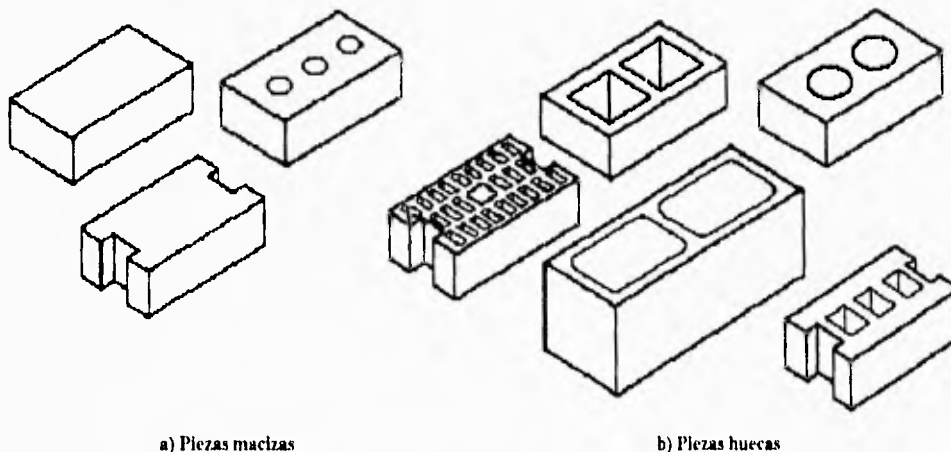


FIGURA 1.2 TIPOS COMUNES DE PIEZAS DE MAMPOSTERIA

Las piezas artificiales que se utilizan para construir una mampostería pueden clasificarse también en tres grandes grupos.

1. Piezas de barro. Este grupo se divide a su vez en tres tipos: en estado natural, cocidas e industrializadas.
  - a) Piezas de barro en estado natural. Se conocen comúnmente con el nombre de "adobes", los cuales son piezas de barro sin cocer, mezclado con arena o fibras de varios materiales tales como estiércol, paja, hojas, etc. y secados al aire libre. Dicha combinación tiene la finalidad de mejorar un poco algunas de sus propiedades como pueden ser su resistencia a la tensión, agrietamiento por secado, etc., aunque la mejora de sus propiedades mecánicas dependen más de la calidad de la tierra utilizada. Los tamaños más usuales son: 10x20x40 cm, 10x30x40 cm y 10x40x60 cm.

En la tabla 1.3 se pueden observar propiedades de resistencia de adobes de acuerdo a su procedencia. Dicha muestra no es representativa pero da una idea de la variación de estas propiedades.

TABLA 1.3 RESISTENCIA A COMPRESION Y A TENSION POR FLEXION DE ADOBES		
PROCEDENCIA	COMPRESION (Kg/cm <sup>2</sup> )	TENSION (Kg/cm <sup>2</sup> )
Chiapas	16.00	2.00
Chiapas	9.90	—
Chiapas	7.90	4.00
Guatemala	9.10	—
Guerrero	8.10	3.00
Guerrero	5.20	4.40
Oaxaca	9.30	—
Oaxaca	13.50	2.00
Valor medio	9.90	3.10
Coefficiente de variación	0.34	0.36

Por otro lado, en un estudio estadístico realizado por el Instituto de Ingeniería de la UNAM (Referencia 2) se obtuvieron valores nominales de diseño máximos para este tipo de piezas, los cuales se muestran en la tabla 1.4.

TABLA 1.4 VALORES DE DISEÑO DE ADOBES		
RESISTENCIA A COMPRESION (Kg/cm <sup>2</sup> )	RESISTENCIA A TENSION POR FLEXION (Kg/cm <sup>2</sup> )	RESISTENCIA A CORTANTE (Kg/cm <sup>2</sup> )
6.00	2.00	0.80

En esta tabla, se está considerando que la mampostería está en estado seco por lo que se debe tomar en cuenta la protección que se debe dar contra el intemperismo.

- b) Piezas de barro cocidas. Se conocen comúnmente como "tabiques de barro recocidos". Estas piezas son adobes de barro con arena, y a veces desperdicios industriales, los cuales son sometidos a un proceso de cocción para mejorar sus propiedades mecánicas. Al igual que los adobes, las propiedades de estas piezas dependen mucho de la calidad del barro.

- c) **Piezas de barro industrializadas.** Este tipo de piezas de barro son sometidas a un proceso de extrusión que les da una calidad más o menos uniforme fabricándose en diferentes formas y tamaños. Las que se fabrican más comúnmente son aquellas que tienen huecos circulares o cuadrados o con secciones tipo panal. Sus propiedades, en este caso, no solo dependen de la calidad del barro sino también del proceso de industrialización al que son sometidas.
2. **Piezas de cemento.** Son piezas que contienen además de cemento, agregados pétreos. En este grupo existen dos tipos de piezas: bloques y tabiques, ambos de concreto.
- a) **Bloques de concreto.** Existen generalmente tres tipos de bloques de acuerdo a su peso: ligero, intermedio y pesado. Los bloques ligeros se fabrican con agregados de bajo peso volumétrico por lo que se recomienda utilizarlo solo en interiores; los de tipo intermedio y pesado se fabrican con arenas, y en ocasiones gravas andesíticas, sometiéndose en este caso a un proceso de compactación por vibrado o por presión, aumentando su peso y mejorando sus propiedades de resistencia.
- b) **Tabiques de concreto.** Se conocen comúnmente con el nombre de "tabicones" y existe una gran variedad dependiendo del tipo de agregado que se emplee, por lo que también sus propiedades varían entre sí.
3. **Piezas de materiales varios.** En este grupo se incluyen piezas tales como los tabiques sílico-calcáreos, los tabiques asfálticos, los bloques de yeso, los tabiques de desperdicios industriales, etc.

En la tabla 1.5 se muestra un resumen de las características representativas de las propiedades mecánicas de piezas de uso más frecuente de los tres grupos descritos anteriormente, las cuales fueron objeto de otro estudio realizado por el Instituto de Ingeniería de la UNAM (Referencia 3).

#### 1.2.2.1 Índice de calidad.

El índice de calidad estructural más importante de una pieza es su resistencia a compresión, determinada por medio del ensaye directo a compresión de la pieza entera o de la mitad de ella; los resultados con esta última modalidad de ensaye no difieren en forma significativa respecto a los obtenidos con piezas enteras.

La forma irregular de las piezas impide muchas veces definir su resistencia real sobre el área neta del material. Esto es imposible, por ejemplo, en piedras con huecos horizontales. Por esta razón es frecuente definir la resistencia sobre el área bruta, es decir, el área dada por las dimensiones exteriores.

La tabla 1.5 proporciona características representativas de las propiedades mecánicas de las piezas de uso más frecuente. La tabla da rangos de valores de pesos volumétricos medios, resistencias medias a compresión y coeficientes de variación de las resistencias obtenidas de muestras de piezas fabricadas por distintos productores. Se puede observar que incluso para un tipo dado de piedra existen variaciones grandes en las resistencias promedio y en el control de calidad, reflejado por los coeficientes de variación, de los productos de diversa procedencia.

La resistencia a compresión determinada no es un índice de calidad uniforme de calidad debido a que los resultados obtenidos en piezas de materiales o geometrías diferentes no son comparables y no se relacionan en la misma forma con la resistencia que puedan tener en un elemento estructural. Estas diferencias estriban en que las restricciones a las deformaciones transversales, provocadas por la fricción con las placas de la máquina de ensaye, introducen compresiones transversales que afectan la resistencia de las piezas. La manera de influir de esta restricción depende tanto de la relación altura a espesor del espécimen como del material del que está compuesta la pieza. De esta manera, los resultados del ensaye de compresión son estrictamente comparables solamente para piezas del mismo tipo.



**TABLA 1.5 RESULTADOS DE ENSAYES EN PIEZAS**

MATERIAL	GEOMETRÍA*	PROC. DE DISEÑO	CLASIF. FACTOR	AB	P. EN B (MPa)				CV EN FORCEN TAB				ABR. EN TAB	G1	
					ETAPA I	ETAPA II	ETAPA III	ETAPA IV	ETAPA I	ETAPA II	ETAPA III	ETAPA IV			
Tabique tipo recocido		T1	H	1.00	52	64	76	88	28	23	24	19	20	1.45	
		T2	C	1.00	67				29				14	15.5	
		T3	C	1.00	81				34				25	15.7	
		T4	H	1.00	114	112	109		34	25	25		21	1.55	
		T5	C	1.00	80	64			21	17			25	1.58	
		T6	C	1.00	85	109			25	32			21	1.50	
		T7	C	1.00	93	76	66	80	36	19	24	11	22	1.45	
		T8	C	1.00	53				32				26	1.34	
		T9	C	1.00	53				45				26	1.41	
		T10	C	1.00	45	43	47	44		22		10	21	1.40	
		T11	C	1.00	56	45	51	45		32	28	20	28	1.51	
Tabique perforado		T12	A	0.87	217	256			8	11			18	1.79	
		T22	A	0.63	478	361	394	295	14	25	20	15	10	1.98	
		T34	H	0.89	225				17				19	1.65	
		T44	H	0.59	181	156			18	15			17	1.78	
		T23	A	0.87	376	348	363	329	11	15	16	15	12	1.85	
		T25	B	0.59	169				16				20	1.41	
		T26	A	0.63	486	473	575	541	21	19	15	20	4	2.08	
		T33	A	0.57	129	143			15	15				17	1.66
		T27	A	0.59	374	403			26	11			6	2.20	
		T28	B	0.64	417									7	2.02
Tabique extruido		T29	A	0.61	489	466	572	519	12	16	18	14	4	2.13	
		T31	A	1.00	454	375			13	15			16	1.75	
Tabique perforado		T35	A	1.00	800	908			14	8			5	2.05	

\* P. En B: promedio de la pieza  
\* Método aleatorio  
CV: Coeficiente de variación  
(1) Sobre área bruta medida  
CV EN FORCEN TAB: Coeficiente de variación  
(2) Sobre relaciones entre  
G1: Promedio de relaciones entre

MATERIAL	GEOMETRÍA*	PROC. DE DISEÑO	CLASIF. FACTOR	AB	P. EN B (MPa)				CV EN FORCEN TAB				ABR. EN TAB	G1
					ETAPA I	ETAPA II	ETAPA III	ETAPA IV	ETAPA I	ETAPA II	ETAPA III	ETAPA IV		
Tabique extruido		T32	A	1.00	77				13				17	1.32
		T34	B	1.00	79				18				15	1.23
Bloque laminado		T36	A	1.00		79					20		16	1.78
		T38	B	1.00	76	69			21	16			16	1.69
Bloque ligero		B1	A	0.56	37	35			10	12			29	1.21
		B2	A	0.29	42	49			16	12			25	1.09
		B3	A	0.63	43	41			14	22			24	1.23
		B4	B	0.54	17				23				33	1.01
Bloque intermedio		B1**	A	1.00	44	42			17	26			40	0.95
		B1	A	0.56	62	77			14	7			15	1.61
		B2	A	0.29	41	74			16	14			21	1.30
		B3	A	0.63	82	80			28	21			15	1.70
Bloque pesado		B4	B	0.54	21				20				17	1.32
		B5	C	0.29	40				18				14	1.45
		B1	A	0.56	135	101			21	15			9	2.02
		B2	A	0.29	146	143	132	108	23	10	28	15	11	2.18
Tabique		B3	A	0.63	100	129	104	81	20	21	20	15	10	2.09
		B4	B	0.54	71				13				14	1.78
		T1	H	1.00	31	43	48	42	24	14	11	15	25	1.43
		T2	A	1.00	76	123	84	101	25	24	19	17	27	1.42
Silico ladrillo		T3	H	1.00	39	63			23	37			18	1.42
		T4	H	1.00	36				23				28	1.05
		T5	C	1.00	48	56			26	21			14	1.80
T6	A	1.00	201	177			18	11			15	1.79		

\* P. En B: promedio de la pieza  
\* Método aleatorio  
CV: Coeficiente de variación  
AB: Área bruta medida sobre área bruta  
G1: Promedio de relaciones entre

Por otro lado, de acuerdo al mismo estudio realizado por el Instituto de Ingeniería de la UNAM en el que se realizaron pruebas de piezas para mampostería (tabiques y bloques) de diferentes procedencias, destinadas a la construcción en el Distrito Federal, se obtuvieron resultados estadísticos sobre la variación de su resistencia a compresión.

Para el caso del tabique de barro recocido, la resistencia depende fundamentalmente de los bancos de materia prima teniendo menos importancia los procedimientos de fabricación empleados.

Para el tabique extruido, existe una diferencia importante en la resistencia media de piezas similares producidas por fábricas distintas, mientras que piezas de forma diferente elaboradas por una misma empresa tienen resistencias similares, si estas se calculan sobre el área neta de la pieza. Esto indica que las diferencias en las materias primas, sobre todo en los procedimientos de fabricación, modifican totalmente la resistencia de una fábrica a otra, de tal modo que es necesario tomar en cuenta cada procedencia por separado.

En cuanto al bloque de concreto, para fábricas que emplean procedimientos de construcción muy mecanizados y ejercen buen control de calidad se obtienen resistencias medias altas y uniformes, mientras que para fábricas, menos industrializadas, las resistencias medias fueron menores, lo que indica la heterogeneidad de los datos de distintas procedencias.

En el caso del tabique macizo de concreto (tabicón), también existe una gran diferencia entre la resistencia de piezas de distintas fábricas, debido a que no se observa un proporcionamiento uniforme, sino que existe variación en el tipo de agregado y la cantidad de cemento empleados: la resistencia media varía de un lote a otro.

La dispersión total de los resultados obtenidos para un material dado proviene de tres fuentes: la variación de la resistencia dentro de un lote, la variación de un lote a otro de una misma fábrica y la variación de una empresa a otra. En la tabla 1.6 se pueden observar las desviaciones estándar debidas a las tres fuentes para los cuatro materiales que se mencionaron. Se puede apreciar que la fuente mayor de variación es la dispersión dentro de un mismo lote, siendo bastante menor de uno a otro lote de materiales de igual procedencia. En la misma tabla también se muestran los parámetros estadísticos más significativos (media y coeficiente de variación) para la resistencia de los diversos materiales.

TABLA 1.6 RESUMEN ESTADISTICO DE RESULTADOS DE ENSAYES DE PIEZAS					
TIPO DE PIEZA	RESISTENCIA MEDIA, EN (Kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_1$ , EN (Kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_l$ , EN (Kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_f$ , EN (Kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma$ , EN (Kg/cm <sup>2</sup> )
Tabique recocido	62	18	8	21	28
Tabicón	58	16	14	17	27
Tabique hueco de barro	321	53	28	—	—
Bloque de concreto tipo pesado	115	24	16	—	—

$\sigma_1$  desviación estándar de la resistencia de piezas de un mismo lote

$\sigma_l$  desviación estándar de la resistencia media de las piezas de lotes diferentes de una misma procedencia

$\sigma_f$  desviación estándar de la resistencia media de piezas de distinta procedencia

$\sigma$  desviación estándar total

De acuerdo a la misma fuente, la relación esfuerzo-deformación de las piezas indica que es aproximadamente lineal con un módulo de elasticidad del orden de 300 veces la resistencia en compresión para piezas de barro y 1000 veces para piezas a base de cemento. Dichos valores están obtenidos del ensayo directo en compresión de las piezas, en que las condiciones de restricción a las deformaciones transversales difieren de las que se producen en un muro; por lo que solo deben tomarse como indicativos.

### 1.2.3 MORTEROS. INDICE DE CALIDAD.

El mortero al combinarse con cualquiera de las piezas anteriormente descritas dan como resultado a la mampostería propiamente dicha. De acuerdo con esto la presencia del mortero es fundamental para la construcción de una mampostería.

Los morteros son mezclas plásticas aglomerantes que resultan de la combinación de arena y agua con un material cementante que puede ser cemento, cal, yeso o una mezcla de estos materiales. Su proporcionamiento generalmente es por volumen y se representa por medio de tres identificadores (A:B:C); el primero indica la cantidad de cemento, el segundo la cantidad de cal y el tercero la cantidad de arena, estas dos últimas con respecto al primero, es decir, el cemento. Sus características principales son las que se muestran en la tabla 1.7.

<b>TABLA 1.7 CARACTERISTICAS DE LOS MORTEROS</b>
1. Resistencia a la compresión y a la tensión.
2. Adherencia con la piedra.
3. Módulo de elasticidad.
4. Trabajabilidad o manejabilidad.
5. Rapidez de fraguado.
6. Impermeabilidad.
7. Retención de agua.

En la tabla 1.8 se muestran algunas características de morteros fabricados con dos de los cementantes más comúnmente usados.

<b>TABLA 1.8 PROPIEDADES MECANICAS DE MORTEROS</b>					
<b>MORTERO</b>	<b>PESO VOL. (T/m<sup>3</sup>)</b>	<b>RESISTENCIA COMPRESION (Kg/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>MODULO ELASTICIDAD (Kg/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>FRAGUADO</b>	<b>RETENCION DE AGUA</b>
Cal	2.00	1 - 10	3 000	Lento	Buena
Cemento	2.10	40 - 200	10 000 - 50 000	Rápido	Regular

Cuando un mortero contiene más de un material cementante se le da el nombre de mortero bastardo o mixto.

Los morteros que se fabrican con una combinación de los dos cementantes presentados en la tabla 1.8 reúnen las ventajas de los dos materiales obteniéndose mezclas de buena resistencia y trabajabilidad.

Otro tipo de morteros son los fabricados con cemento de albañilería, los cuales ya vienen premezclados conteniendo cemento, cal y aditivos plastificadores.

Para el caso de adobes se utiliza un mortero mixto mezclando cal, arena y arcilla.

Los morteros antes descritos se utilizan para la construcción de mamposterías de bloques y tabiques tradicionales (barro, cemento o sílico-calcáreos), para el caso de piezas de otros materiales se deben emplear los tipos de mortero recomendados por el fabricante.

En la tabla 1.9 se presentan valores promedio de algunos proporcionamientos recomendados para su empleo por el Reglamento de Construcciones para el D.F. (RCDF) (Referencia 4) en sus Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería (NTCM) (Referencia 5) mostrando las resistencias mínimas que deben obtenerse para cada proporcionamiento.

TIPO DE MORTERO	PARTES DE CEMENTO	PARTES DE CEMENTO DE ALBAÑILERÍA	PARTES DE CAL	PARTES DE ARENA*	VALOR TÍPICO DE LA RESISTENCIA NOMINAL EN COMPRESIÓN EN (Kg/cm <sup>2</sup> )
I	1	—	0 a 1/4	No menos de 2.25 ni más de 3 veces la suma de cementantes en volumen	125
	1	0 a 1/2	—		75
II	1	—	1/4 - 1/2		75
	1	1/2 - 1	—		40
III	1	—	1/4 - 1/2	40	

\* El volumen de arena se medirá en estado suelto

Las propiedades mecánicas de los morteros son muy variables y dependen principalmente del tipo de cementante utilizado y de la relación arena-cementante.

Como se puede observar en la tabla 1.9, la relación más recomendable se encuentra entre 2.25 y 3, obteniéndose mezclas de buena resistencia, buena adherencia con la piedra y baja contracción.

La variabilidad que existe en las resistencias se debe a que la dosificación se realiza por volumen y sin controlar la cantidad de agua. El coeficiente de variación se encuentra entre 20 y 30%.

### 1.2.3.1 Índice de calidad.

El índice de resistencia más generalmente aceptado es la resistencia a compresión obtenida del ensayo de cubos de 5 cm de lado. El motivo de esta elección estriba en la facilidad de la prueba y debido a que muchas otras propiedades pueden relacionarse en forma indirecta con la resistencia a compresión; sin embargo, esta resistencia del mortero no tiene, dentro de un intervalo bastante amplio, una influencia preponderante en el comportamiento estructural de la mampostería.

## 1.3 SISTEMAS ESTRUCTURALES A BASE DE MUROS DE MAMPOSTERÍA.

Una vez definidos los materiales que componen una mampostería, así como sus propiedades y características principales, se definirán los distintos tipos de muros de mampostería que se pueden construir antes de describir su comportamiento ante distintos elementos mecánicos. Básicamente son cuatro los tipos de muros que se pueden construir a base de piedras de mampostería, tal como lo indican las NTCM en su Capítulo 3, los cuales son: muros diafragma, muros confinados, muros reforzados interiormente y muros no reforzados.

1. **Muros diafragma.** Estos son los que se encuentran rodeados por las vigas y columnas de un marco estructural (de concreto o acero) al que proporcionan rigidez ante cargas laterales. Marco y muro actúan como una sola unidad estructural en la cual el muro proporciona la rigidez al actuar como diafragma, mientras que el marco tiene la función de resistir las cargas verticales y la flexión general, así como la de confinar el muro.

2. **Muros confinados.** Estos son los que están reforzados con castillos y dalas. Tanto los castillos como las dalas deben tener como dimensión mínima el espesor del muro, con el fin de proporcionar a éste un confinamiento que mejore su ductilidad y le permita soportar repeticiones de cargas sin deteriorarse excesivamente.
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. El objeto de esto es el de incrementar la resistencia a esfuerzos de tensión, verticales o diagonales, y mejorar también la ductilidad del comportamiento. Este refuerzo interior puede ser adicional al refuerzo exterior a base de castillos y dalas.
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 anteriores. Este tipo de muros deben evitarse en zonas sísmicas como el D.F. No se prohíben en las normas, pero se especifican factores de reducción de resistencia muy severos, de manera que es muy difícil estructurar una construcción con muros no reforzados.

#### 1.4 COMPORTAMIENTO SISMICO OBSERVADO EN CONSTRUCCIONES DE MAMPOSTERÍA.

Las estructuras de mampostería, por ser rígidas y por lo general frágiles son particularmente sensibles a los sismos.

La mayor parte de las fallas catastróficas en estructuras de mampostería a raíz de fenómenos sísmicos ha sido provocada principalmente por el empleo de materiales de baja resistencia, o cuya resistencia se deteriora rápidamente con el tiempo, construcciones de mampostería sin refuerzo que, además, casi siempre presentaban defectos de estructuración, la utilización de procedimientos constructivos que no permiten una liga adecuada de los muros entre sí y la adopción de soluciones a base de muros altos con pocas separaciones interiores y con techos muy pesados o poco rígidos.

A continuación se describe el comportamiento de diferentes construcciones de mampostería bajo los efectos de fenómenos sísmicos.

1. **Construcciones de adobe.** Debido a la escasa resistencia en tensión del adobe y la baja adherencia que se obtiene en las juntas con los morteros de lodo su uso es limitado teniéndose una experiencia negativa.

Otro de los inconvenientes que tiene este material es que no puede lograrse una buena liga entre los muros transversales, aun utilizando adobes de buena calidad. Además el gran peso de los muros, y sobre todo de los techos, provoca que estos muros fallen generalmente a causa de fuerzas normales a su plano, ya sea por volteo o por fallas locales provocadas por los empujes de los elementos de techo.

En muchos casos el intemperismo a influido en el debilitamiento de este tipo de construcciones provocando la falla en un tiempo menor que el esperado. En la fig. 1.3 se observa cómo disminuye drásticamente la capacidad de la mampostería de adobe al estar expuesta al intemperismo.

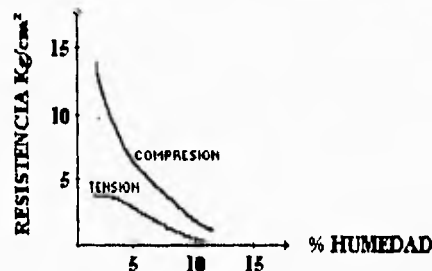


FIGURA 1.3 VARIACION DE LA RESISTENCIA DEL ADOBE CON EL CONTENIDO DE HUMEDAD

2. **Construcciones con muros de carga no reforzados.** El comportamiento en muros de carga no reforzados, de tabique o bloque de concreto, ha sido en muchas ocasiones catastrófico, aun para aquellos de espesores considerables, teniendo esencialmente los mismos defectos que las de adobe, esto es, las fallas por lo general se deben a la fragilidad del material, falta de liga entre los elementos y falta de confinamiento. En este tipo de estructuras, la aparición de una grieta es seguida frecuente y directamente por la falla del muro y posteriormente por el colapso. Un ejemplo muy frecuente de daños y colapsos se presenta en huecos de puertas y ventanas no reforzadas, en donde la concentración de esfuerzos en las esquinas provoca el inicio de grietas diagonales que llevan a la falla de todo el muro.

Otra de las razones más destacadas de falla de estructuras de este tipo es la distribución defectuosa de los elementos estructurales lo que provoca falta de resistencia en alguna dirección o torsiones importantes en planta.

En zonas de bajo riesgo sísmico, como Suiza, Inglaterra, etc., se han construido edificios de 15 y 20 pisos a base de muros de carga sin ningún refuerzo, pero este tipo de construcción se debe evitar en zonas sísmicas exceptuando, quizás, construcciones que encierren espacios pequeños y con techos ligeros.

3. **Construcciones con muros de carga confinados.** El comportamiento de estructuras a base de muros de carga con la presencia de elementos de confinamiento y refuerzo, castillos y dadas, ha mostrado mejorar en forma muy marcada, principalmente debido a la mejor liga y confinamiento entre los distintos elementos provocando que las eventuales grietas diagonales se mantengan en espesores pequeños, aun después de varias repeticiones de cargas.

A pesar de que los elementos de confinamiento proporcionan al muro una capacidad de deformación mucho mayor que la del muro no reforzado y que con este sistema se reduce mucho la probabilidad de un colapso de la construcción y de daños mayores, no se evita la posibilidad de agrietamientos diagonales en los muros, ya que la resistencia en tensión diagonal de la mampostería no se incrementa.

4. **Construcciones con muros diafragma.** En construcciones cuya estructura principal es de marcos de concreto o acero, los daños mayores en los muros están asociados a las características que se describen a continuación.

La flexibilidad excesiva de algunas estructuras esbeltas provoca que las deformaciones angulares en los entrepisos sobrepasen las que puede soportar la mampostería, ocasionando grietas en los muros.

La fragilidad de muros de piezas con altos porcentajes de huecos da lugar a una falla en ocasiones explosiva, acompañada por el desprendimiento de partes de las piezas que perjudica totalmente la habilidad del muro de soportar nuevas aplicaciones de carga.

Cuando se agrieta el muro se producen fuerzas concentradas muy altas en las esquinas del marco, que pueden provocar que la grieta diagonal del muro se prolongue en la columna debilitando la estructura y afectando drásticamente su rigidez y capacidad de carga en ciclos posteriores.

Por último, se presentan problemas cuando en el muro existen huecos de proporciones importantes no debidamente reforzados, los cuales no solo reducen el área útil del muro, sino que provocan concentraciones de esfuerzos que lo debilitan de forma considerable. Además, la contribución del muro después que se agrieta diagonalmente, se pierde casi completamente por la imposibilidad de formar un "puntal de compresión" en el marco que lo confina.

5. **Construcciones con muros reforzados interiormente.** La experiencia que se tiene sobre el comportamiento sísmico de esta modalidad de construcciones es más o menos amplia ya que existen evidencias de que con cantidades altas de refuerzo se obtiene un incremento en la resistencia con respecto a la mampostería no reforzada y un comportamiento bastante dúctil (Referencia 6).

Para obtener este comportamiento adecuado, además de necesitarse cantidades de refuerzo muy altas (del orden de la mitad a la utilizada en muros de concreto reforzado), también se necesita que las separaciones tanto verticales como horizontales sean pequeñas. Este procedimiento de refuerzo tiene la ventaja, sobre el de confinar con dadas y castillos, de que el refuerzo interior poco espaciado incrementa la resistencia limitando el agrietamiento a espesores pequeños, pudiendo quedar aparente el muro. Las desventajas son, sin embargo, que las piezas huecas tienden a tener fallas locales por desprendimiento de sus paredes, que la liga obtenida entre los distintos elementos es menos efectiva y que la cantidad de refuerzo requerida para proporcionar un buen proporcionamiento es mayor.

Su empleo es muy frecuente en países de alta sismicidad, especialmente en Nueva Zelanda y en California. En este último caso se han construido edificios del orden de 15 pisos con mampostería de bloque de concreto con abundante refuerzo (Referencia 6).

Es muy común llenar todos los huecos de las piezas con un concreto o mortero muy fluido, obteniéndose así un elemento prácticamente monolítico similar a un muro de concreto pudiéndose emplear criterios semejantes a los especificados para este último tipo de muros.

En México su difusión ha sido limitada principalmente por la dificultad de supervisar la construcción para asegurar que el refuerzo está colocado de acuerdo con lo dispuesto en planos. Cuando se utiliza, se emplean cantidades de refuerzo mucho menores que las mínimas especificadas en otros lugares, con lo cual se ha demostrado, tanto en laboratorio como en estructuras reales, que se tiene un comportamiento sísmico muy defectuoso debido a que la resistencia se deteriora rápidamente por la repetición de cargas alternadas. En estos casos es más favorable el empleo de elementos confinantes exteriores.

### 1.5 ANALISIS DE MECANISMOS DE FALLA EN LA MAMPOSTERÍA.

En el subcapítulo 1.2 se definieron los distintos tipos de piezas que existen para construir una mampostería y como se pudo observar existe una gran diversidad de ellas, por lo que resulta difícil que algún reglamento pueda imponer valores de resistencia representativos de las distintas piezas y también de los tipos de morteros; sin embargo, existe la posibilidad de agrupar los materiales por algunas características particulares, tal como lo hace el RCDF.

En éste se proponen valores de resistencia para grupos de piezas, tales como el tabique recocido, el tabique extruido, el bloque de concreto tipo pesado y el tabicón; para estos materiales se proporciona un valor mínimo alcanzable si se utiliza el proporcionamiento de mortero especificado.

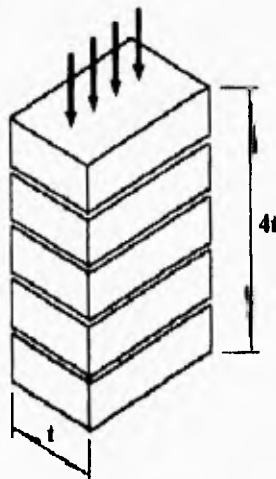
En este subcapítulo se analizarán los mecanismos de falla de la mampostería más importantes, es decir, aquellos mecanismos producidos por sollicitaciones básicas que sirvan para determinar sus propiedades mecánicas elementales y de esta manera poder entender su comportamiento.

### 1.5.1 PROPIEDADES INDICE.

Para conocer las propiedades de la mampostería ante diversos estados de carga es necesario realizar ensayos índice que permitan determinar las características de las piezas cuando se emplean con cierto mortero que las unen.

Las propiedades más importantes para determinar la capacidad de muros de mampostería son su resistencia a compresión y a cortante, la primera para determinar la capacidad a carga axial y la segunda la resistencia a fuerzas laterales, como las producidas por un sismo.

1. **Resistencia a compresión.** El procedimiento estándar para determinar el esfuerzo axial resistente sobre área bruta de una mampostería se determina como lo marcan las NTCM en su Capítulo 2 el cual se realiza a través de ensayo de pilas construidas con las piezas y morteros que se emplearán en la obra. Las pilas estarán formadas por lo menos con 3 piezas sobrepuestas. La relación altura espesor de la pila estará comprendida entre 2 y 5; las pilas se ensayarán a la edad de 28 días. La relación altura a espesor que se recomienda es de aproximadamente 4, como se muestra en la figura 1.4 (Referencia 6), de lo contrario el esfuerzo medio obtenido, calculado sobre el área bruta, se corregirá multiplicándolo por los factores de la tabla 1.10.



**FIGURA 1.4 ENSAYE PARA DETERMINAR LA RESISTENCIA A COMPRESIÓN SIMPLE DE LA MAMPOSTERÍA**



TABLA 1.10 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 interpolará linealmente.

Las piezas extremas de estas pilas deben estar capeadas con azufre con la finalidad de tener superficies niveladas para la correcta aplicación de la carga axial en la máquina de ensaye.

El procedimiento de ensayos establece que la determinación se hará en un mínimo de 9 pilas construidas con piezas provenientes de por lo menos 3 lotes diferentes del mismo producto para que se pueda calcular el valor de la resistencia de diseño a compresión de la mampostería, referida al área bruta con la siguiente expresión:

$$f^*_m = \frac{\bar{f}_m}{1 + 2.5 c_m}$$

en que:

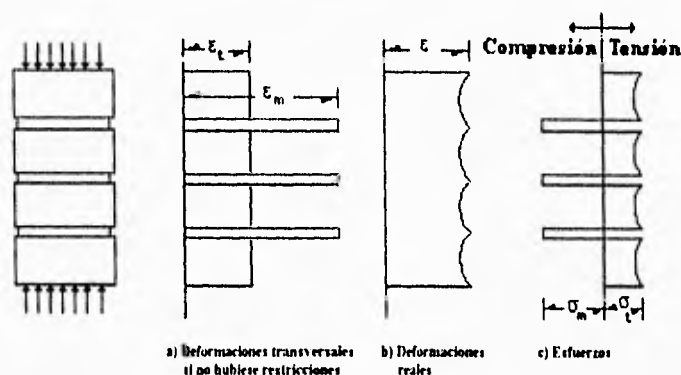
$\bar{f}_m$  es el promedio de la resistencia de las pilas ensayadas, corregida por esbeltez

$c_m$  es el coeficiente de variación de la resistencia de las pilas ensayadas, que en ningún caso se tomará inferior a 0.15

#### Mecanismo y modo de falla. Interacción pieza-mortero.

El comportamiento y los modos de falla de la mampostería ante cargas axiales dependen en forma importante de la interacción de piezas y mortero, la cual puede interpretarse de la manera siguiente: las piezas y el mortero tienen características esfuerzo-deformación distintas; por lo tanto, al ser sometidos a un mismo esfuerzo se produce una interacción entre ambos que consiste en que el material menos deformable, las piezas generalmente, restringe las deformaciones transversales del material más deformable, introduciendo en él esfuerzos de compresión en ambas direcciones transversales, quedando sometido a un estado de compresión triaxial. En cambio, en el material menos deformable se introducen esfuerzos transversales de tensión que disminuyen su resistencia respecto a la que se obtiene en el ensaye de compresión simple del material aislado. Este comportamiento que se distingue en la mampostería ha sido denominado "efecto o fenómeno de junta" (Referencia 1, 3 y 7).

Este fenómeno se puede observar en la figura 1.5, donde se muestra la distribución de esfuerzos y deformaciones obtenida.



**FIGURA 1.5 IDEALIZACIÓN DE LA INTERACCIÓN ENTRE MORTERO Y PIEZA. MORTERO MÁS DEFORMABLE QUE LA PIEZA.**

El modo de falla más común en la mampostería es a través de grietas verticales en las piezas, producidas por las deformaciones transversales incrementadas por el efecto de las deformaciones del mortero en las juntas, el cual es de resistencia igual o menor que la de las piezas. Cuando este agrietamiento vertical se vuelve excesivo, se producen la inestabilidad del elemento y su falla.

Para piezas de baja resistencia, la falla se presenta por aplastamiento en compresión de las piezas mismas. El aplastamiento del mortero no ocasiona la falla cuando los esfuerzos son puramente axiales, ya que éste por estar colocado en capas delgadas, es retenido por fricción por las piezas, y el conjunto es capaz de soportar cargas mayores sin causar la inestabilidad del mismo; sin embargo, en elementos esbeltos el aplastamiento del mortero puede provocar problemas de inestabilidad.

Cabe mencionar que en ensayos de este tipo, el mortero tiene influencia poco significativa en la resistencia de las pilas a menos que la suya sea muy inferior a la de las piezas. La resistencia de las pilas es aproximadamente proporcional a la de las piezas, pero distinguiéndose claramente las piezas a base de cemento de las de barro. De igual manera, las restricciones a las deformaciones transversales introducidas por las cabezas de la máquina de ensayo no influyen de manera importante en el comportamiento.

Por otro lado, la relación esfuerzo-deformación registrada en ensayos de pilas sujetas a compresión es prácticamente lineal hasta la falla, la cual se presenta generalmente en forma brusca como se puede observar en la figura 1.6. Solamente para piezas de baja resistencia, la curva tiende a ser parabólica y la falla se produce de manera paulatina. La rigidez del conjunto es por lo general menor que la de las piezas y la del mortero considerados independientemente.

Los módulos de elasticidad secantes dependen de la resistencia de la pieza y en menor grado de la calidad del mortero. En las NTCM se han propuesto las siguientes expresiones aproximadas para el módulo de elasticidad.

**Para mampostería de tabiques y bloques de concreto:**

$$E = 800 f^* m \quad \text{para cargas de corta duración}$$

$$E = 350 f^* m \quad \text{para cargas sostenidas}$$

Para mampostería de tabique de barro y otras piezas, excepto las de concreto:

$$E = 600 f^*_m \quad \text{para cargas de corta duración}$$

$$E = 350 f^*_m \quad \text{para cargas sostenidas}$$

en que:

$f^*_m$  es la resistencia de disco en compresión de la mampostería, referida al área bruta

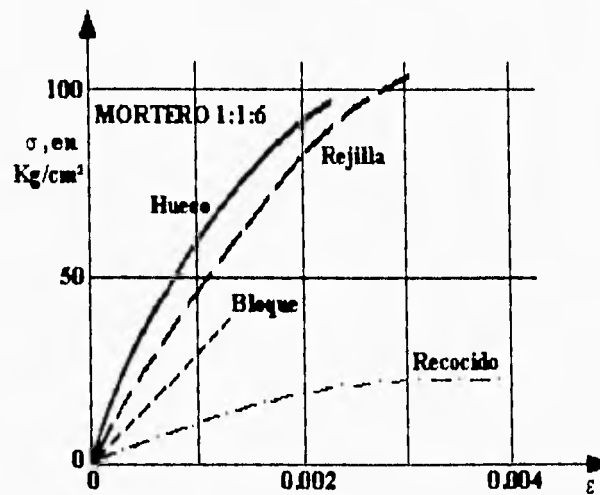
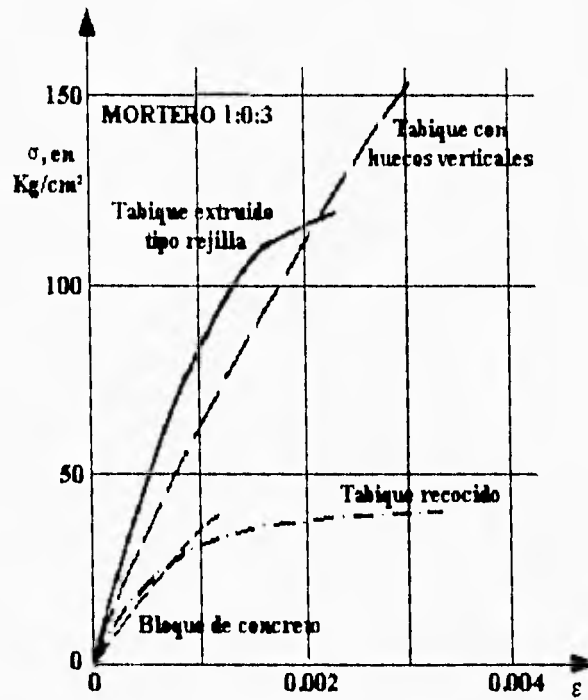


FIGURA 1.6 CURVAS ESFUERZO-DEFORMACION DE PILAS EN COMPRESION

Estos ensayos en carga axial no se pretende que se ejecuten de manera rutinaria en todos los proyectos puesto que no es económicamente posible, ni tampoco tan importante, llevar a cabo un control tan estricto de la calidad de la mampostería, sino que resulta conveniente realizarlos cuando se trabaje con piezas de procedencia muy diferente a la normalmente empleada, o cuando se pretenda hacer un diseño más refinado de la capacidad de carga de una estructura, ya que las NTCM cuentan con tablas como la 1.11 y 1.12, donde para diferentes tipos de piezas y calidades de mortero se pueden tomar valores nominales de diseño, que resultarían conservadores si se realizara el ensaye respectivo. Dichas tablas son aplicables a partir de la resistencia de diseño de las piezas y el mortero.

<b>TABLA 1.11 RESISTENCIA DE DISEÑO A COMPRESION DE LA MAMPOSTERIA DE PIEZAS DE CONCRETO (<math>f^*_m</math>, SOBRE AREA BRUTA)</b>			
Para bloques y tabiques de concreto con relación altura a espesor no menor que $\frac{1}{4}$ , y con $f^*_p \leq 200$ Kg/cm <sup>2</sup> , la resistencia de diseño a compresión será la que indica esta tabla, si se comprueba que las piezas y el mortero cumplen con los requisitos de calidad especificados			
$f^*_p$ , en Kg/cm <sup>2</sup>	$f^*_m$ en Kg/cm <sup>2</sup>		
	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

Para valores intermedios se interpolará linealmente.

<b>TABLA 1.12 RESISTENCIA DE DISEÑO A COMPRESION DE LA MAMPOSTERIA DE PIEZAS DE BARRO (<math>f^*_m</math>, SOBRE AREA BRUTA)</b>			
Para piezas de barro y otros materiales, excepto concreto, con relación altura a espesor no menor que $\frac{1}{4}$ , la resistencia de diseño a compresión será lo que se obtiene de esta tabla para los morteros recomendados			
$f^*_p$ , en Kg/cm <sup>2</sup>	$f^*_m$ en Kg/cm <sup>2</sup>		
	Mortero I	Mortero II	Mortero III
25	10	10	10
50	20	20	20
75	30	30	25
100	40	40	30
150	60	60	40
200	80	70	50
300	120	90	70
400	140	110	90
500	160	130	110

Para valores intermedios se interpolará linealmente.

La resistencia de la mampostería depende principalmente, como ya se mencionó anteriormente, de la resistencia de la pieza y en menor grado de la del mortero. Se ha observado, que la relación entre la resistencia de la pila y de la pieza es aproximadamente lineal. El factor de proporcionalidad es, sin embargo, variable para las diferentes piezas, dependiendo fundamentalmente de su forma, del material del que están fabricadas y de la regularidad de sus dimensiones. Este factor de proporcionalidad es mayor para bloques que para tabiques debido a un número menor de juntas en el muro de bloque. Por esta razón se tienen tablas distintas para los dos tipos de piezas.

En la tabla 1.13 se tienen valores aun más conservadores que los de las tablas 1.11 y 1.12, donde con solo conocer el tipo de pieza se da un valor de la resistencia nominal a compresión de la mampostería.

TABLA 1.13 RESISTENCIA DE DISEÑO A COMPRESION DE LA MAMPOSTERIA, $f_m^*$ , PARA ALGUNOS TIPOS DE PIEZA, SOBRE AREA BRUTA <sup>1</sup>			
Tipo de pieza	Valores de $f_m^*$ , en Kg/cm <sup>2</sup>		
	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 <sup>2</sup> ( $f_p > 80$ Kg/cm <sup>2</sup> )	20	15	15
Tabique con huecos verticales <sup>1</sup> ( $f_p > 120$ Kg/cm <sup>2</sup> )	40	40	30

1 La relación área neta-bruta no será menor de 0.45

2. Fabricado con arena sílica y peso volumétrico no menor de 1500 Kg/cm<sup>3</sup>

2. **Resistencia a cortante.** Para determinar la capacidad a cortante se recomienda se realice el ensaye denominado de compresión diagonal en muretes tal como lo marcan las NTCM. Será aceptable la determinación del esfuerzo cortante resistente a partir del ensaye de muretes con una longitud de al menos una vez y media la máxima dimensión de la pieza y con el número de hiladas necesario para que la altura sea aproximadamente igual a la longitud, como se muestra en la figura 1.7. Los muretes se ensayarán sometidos 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.

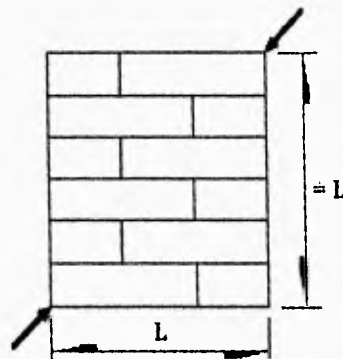


FIGURA 1.7 ENSAYE PARA DETERMINAR LA RESISTENCIA A CORTANTE DE LA MAMPOSTERIA

La determinación se hará sobre un mínimo de 9 muretes construidos con piezas provenientes de por lo menos 3 lotes diferentes.

Para diseño se utilizará un esfuerzo resistente igual a:

$$v^* = \frac{\bar{v}}{1 + 2.5 cv}$$

en que:

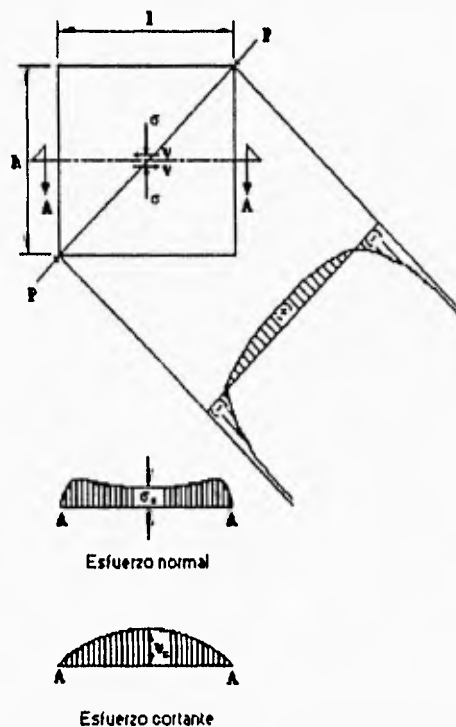
$\bar{v}$  es el promedio de los esfuerzos resistentes de los muretes ensayados

$c_v$  es el coeficiente de variación de los esfuerzos resistentes de los muretes ensayados que no se tomará menor que 0.20

#### Mecanismo y modo de falla.

La falla de un muro por efecto de fuerzas cortantes se produce por lo general a través de grietas inclinadas debidas a tensiones diagonales. Estas grietas se forman generalmente a lo largo de las juntas, provocadas por la debilidad de la unión pieza-mortero; sin embargo, para el caso de piezas con baja resistencia y buena adherencia con el mortero, las grietas atraviesan indistintamente piezas y mortero.

Cuando las piezas que constituyen el muro tienen alta resistencia, antes de que los esfuerzos de tensión diagonal propiciados por la carga lateral excedan la resistencia de las piezas, ocurre que los esfuerzos tangenciales que induce la carga lateral vencen la adherencia entre el mortero y las piezas en las juntas, provocando una grieta que comienza en una junta cerca del centro del muro y se prolonga diagonalmente hacia los extremos. La distribución de esfuerzos cortantes en un murete sujeto a compresión diagonal se muestra en la figura 1.8, apreciándose que el esfuerzo máximo se localiza en el centro del mismo.



**FIGURA 1.8 DISTRIBUCION DE ESFUERZOS EN UN ELEMENTO SUJETO A COMPRESION DIAGONAL**

Para que ocurra este tipo de falla, en que se presenta un deslizamiento sobre las juntas, es necesario que se exceda la resistencia a esfuerzos tangenciales de las juntas que es proporcionada en parte por la adherencia o cohesión que existe en las caras de contacto entre mortero y piezas, y en parte por la fricción entre los dos materiales provocada por los esfuerzos de compresión que existen en dirección normal a la junta.

El modo de falla a través de las juntas sugiere un mecanismo de falla de Coulomb con lo que el esfuerzo resistente en la junta puede calcularse como:

$$v = u + f\sigma$$

en que:

u es la adherencia en las juntas

f es la fricción en las juntas

$\sigma$  es el esfuerzo de compresión aplicado en dirección normal a la junta

Para que la grieta diagonal causante de la falla pueda desarrollarse, es necesario que se venza también la resistencia en tensión directa de algunas juntas verticales. Estas últimas no contribuyen a la resistencia del conjunto sino que su función es evitar concentraciones de esfuerzos en las juntas horizontales y en las piezas.

De este ensayo en cortante se puede determinar el módulo de rigidez al cortante midiendo las deformaciones unitarias de las diagonales del espécimen. De no realizarse este ensayo el módulo de cortante de la mampostería se tomará como:

$$G = 0.3 E$$

Como en el caso de carga axial, este ensayo se realizará solo cuando se requiera determinar con precisión las características de resistencia a cortante puesto que las NTCM cuentan con la tabla 1.14, donde para diferentes tipos de piezas y calidades de mortero se pueden tomar valores nominales de diseño, que también resultarían conservadores si se realizara el ensayo respectivo.

Pieza	Tipo de mortero	$v^*$ en Kg/cm <sup>2</sup>
Tabique de barro recocido	I	3.5
	II y III	3.0
Tabique de concreto ( $f'_p > 80$ Kg/cm <sup>2</sup> )	I	3.0
	I y II	2.0
Tabique hueco de barro <sup>2</sup>	I	3.0
	II y III	2.0
Bloque de concreto tipo A (pesado)	I	3.5
	II y III	2.5

1 Las piezas huecas deberán cumplir con los requisitos de calidad fijados. Cuando el valor de la tabla sea mayor que  $0.8 \sqrt{f'_m}$  se tomará este último valor como  $v^*$

2 Tabique de barro con perforaciones verticales con relación de áreas neta a bruta no menor de 0.45

En la prueba de compresión en pilas se deben tomar en cuenta los efectos de esbeltez cuando la resistencia índice (resistencia axial de compresión) se extrapole a muros.

Para el caso del ensaye de muretes se encuentra una buena correlación entre los resultados de esta prueba y muros con características afines.

Este tipo de pruebas se realizan estáticamente, pero para observar el comportamiento de la mampostería ante distintas sollicitaciones se realizan también pruebas en forma dinámica.

### 1.5.2 COMPORTAMIENTO ANTE APLICACIONES DE CARGA.

Hasta 1965 la mayoría de los ensayos que se efectuaban para determinar las características de las mamposterías eran estáticos, pero este tipo de ensayos monotónicos son de valor limitado para diseño sísmico puesto que actualmente los procedimientos de diseño que proponen los diversos reglamentos están basados en resultados obtenidos de pruebas ante cargas laterales alternadas, aun cuando no de carácter dinámico.

Lo anterior está justificado debido a que se ha observado que los resultados de ensayos dinámicos proporcionan valores mayores a los obtenidos ante cargas laterales alternadas pseudoestáticas los cuales resultan conservadores.

Aun los ensayos estáticos con cargas alternadas han sido muy escasos, mientras se cuenta con mayor número de resultados de ensayos de muros ante carga lateral en una dirección; estas pruebas definen únicamente la resistencia, rigidez y ductilidad de los muros.

El comportamiento de un elemento estructural está definido por su relación carga-deformación ante acciones dinámicas. Las características más importantes de esta relación son la rigidez inicial, la resistencia y otros parámetros que se relacionan con la capacidad de absorber la energía producida por el sismo y de amortiguar el movimiento vibratorio subsecuente. También es importante la variación de estas propiedades con la repetición de ciclos de sollicitaciones con diferente amplitud.

Todas estas propiedades se deben determinar estrictamente por medio de ensayos dinámicos de los elementos estructurales; sin embargo, pruebas de este tipo resultan muy costosas y difíciles de realizar en estructuras de esta naturaleza.

Por otro lado, en cuanto a la forma de aplicar la carga, existen dos modalidades típicas de ensaye: el ensaye en voladizo y el ensaye de compresión diagonal, los cuales se describen a continuación.

1. **Ensaye en voladizo.** Esta modalidad consiste en someter el muro a una carga lateral en su extremo superior sin restringir las deformaciones de este extremo, tal como se puede observar en la figura 1.9, aplicando en ocasiones también una carga vertical uniforme que se mantiene constante durante el ensaye.

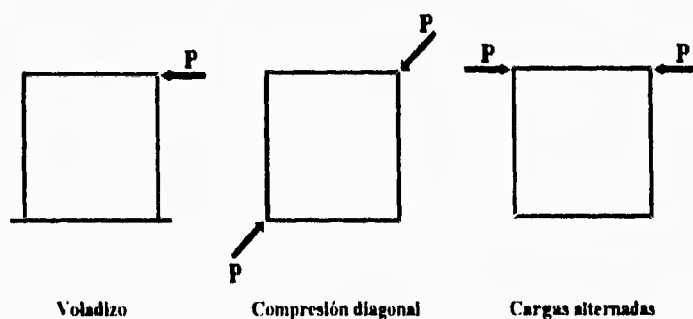


FIGURA 1.9 FORMAS DE ENSAYE DE MÜROS A ESCALA NATURAL



En este tipo de prueba se representan en conjunto los efectos de la fuerza cortante, flexión y carga axial. Los momentos flexionantes introducidos pueden llegar a ser críticos por lo que son sumamente importantes.

Esta forma de ensaye trata de ser representativa de los muros de carga. La falla se inicia por agrietamiento en la base debida a la flexión del muro, presentándose después una falla por agrietamiento diagonal al aumentar las deformaciones. El tener carga vertical aumenta apreciablemente la carga de primer agrietamiento y tiende a llevar a un tipo de falla por tensión diagonal, disminuyendo la ductilidad del muro. El agrietamiento por flexión se reduce también al aumentar el acero de refuerzo en los extremos. El refuerzo interior puede aumentar la resistencia máxima pero no sustancialmente la de agrietamiento.

2. **Ensaye en compresión diagonal.** En esta modalidad la carga horizontal se aplica en el extremo superior del muro, al mismo tiempo que se restringen las deflexiones verticales en ese extremo; el otro extremo del muro queda generalmente apoyado sobre una trabe rígida. Ver figura 1.9.

Este tipo de sollicitación, en que se eliminan los efectos de la flexión general en el muro, es representativa de muros en los que solo el efecto de la fuerza cortante es importante, mientras que la flexión y carga axial, o no influyen en el comportamiento o son tomadas por otros elementos.

Cuando se cuenta con un marco confinante, este tipo de ensaye intenta reproducir a un muro diafragma. Se presentan fallas de cortante o de tensión diagonal y esto depende de las características de la mampostería; aquí también la carga vertical incrementa la resistencia al agrietamiento y la máxima, pero también la deformabilidad del muro; el acero interior aumenta ligeramente la carga resistente al agrietamiento pero disminuye la deformación correspondiente, aumentando la carga máxima y la deformabilidad post-agrietamiento. El aplanado del muro contribuye en forma importante a la resistencia del mismo.

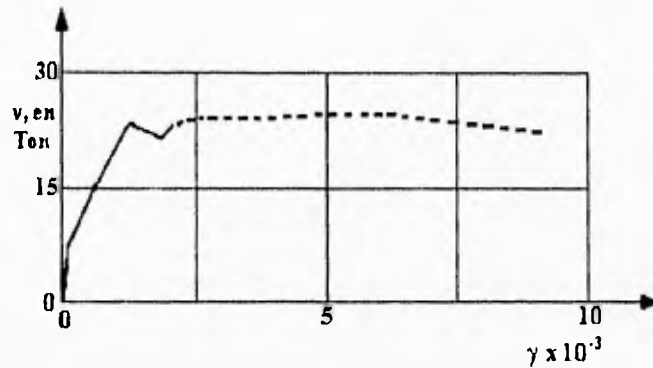
Se ha observado que el confinamiento exterior del muro no influye apreciablemente en la resistencia al agrietamiento, pero sí en la resistencia y ductilidad a la falla.

La presencia de agrietamiento no implica necesariamente la falla del muro sino que ésta depende del confinamiento, refuerzo exterior e interior, que éste tenga y que puede hacer que el muro resista cargas mayores a la de agrietamiento.

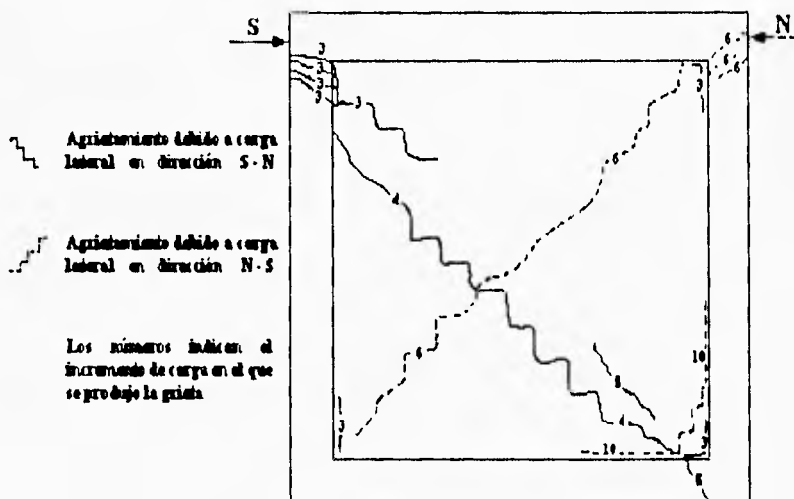
### 1.5.3 COMPORTAMIENTO ANTE UNA APLICACION DE CARGA LATERAL.

En una investigación emprendida por el Instituto de Ingeniería (Referencia 3) se consideró una etapa en la que se realizaron pruebas ante carga lateral en una sola dirección estudiando principalmente la rigidez, resistencia y muros de falla. Se ensayaron 50 muros de aproximadamente 2x2 m variando el tipo de material, refuerzo y condiciones de carga. Los ensayos se realizaron tanto en compresión diagonal como en voladizo.

1. **Muros diafragma.** En los muros diafragma ensayados en compresión diagonal, la curva carga-deformación se caracterizó por tener una zona inicial de rigidez alta, seguida por una disminución en rigidez al momento de surgir una separación entre el muro y el marco en dos de las esquinas. La siguiente característica es una reducción brusca de la carga al momento de la formación de una grieta diagonal que se inicia en las juntas o atravesando las piezas; un poco después la carga se vuelve a incrementar llegando aun valor máximo que puede ser bastante mayor que el de agrietamiento; enseguida la carga se mantiene en niveles muy cercanos a la carga máxima para deformaciones relativamente grandes. La curva carga-deformación y la configuración de agrietamiento típico se pueden observar en las figuras 1.10 y 1.11.



a) Curva carga-deformación



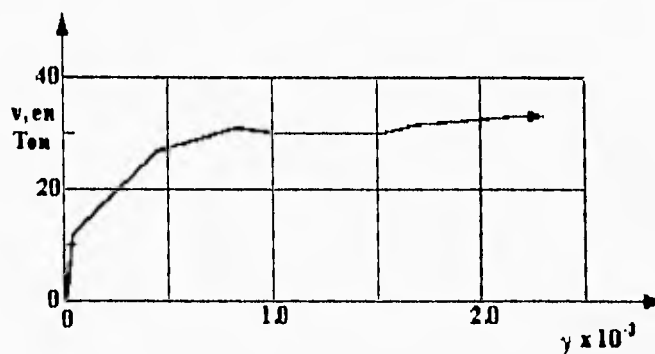
Muro 3x3 m, tabique macizo de concreto  
ligero, marco de 15x20 cm, 4#6 EP2@10

b) Configuración de agrietamiento

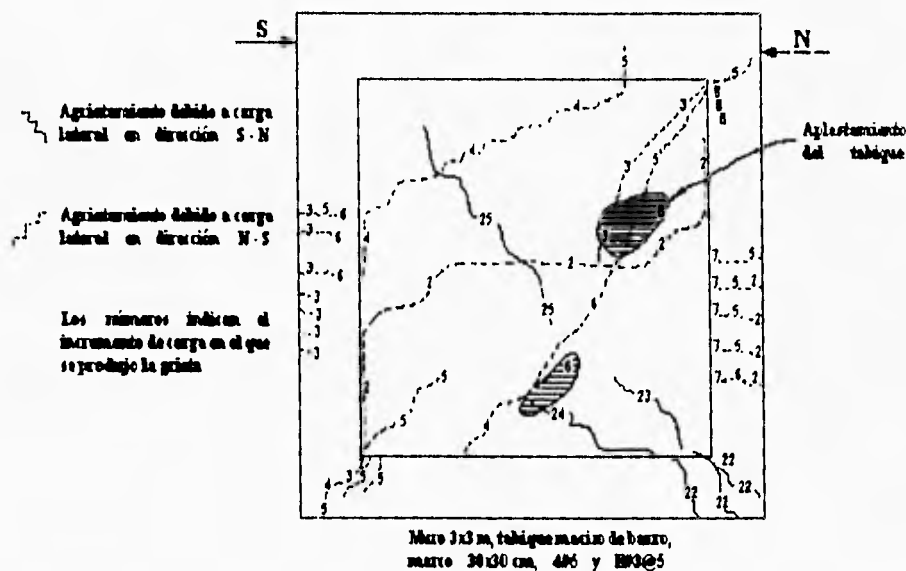
### FIGURA 1.10 COMPORTAMIENTO DE MURO DIAFRAGMA CON MARCO DEBIL. ENSAJE DE COMPRESIÓN DIAGONAL (ESTEVA)

En relación a los dos tipos de falla, la primera opción se presenta por las piezas en muros de piezas débiles y de superficies rugosas que tienen buena adherencia con el mortero; también es común de muros en los que existen esfuerzos de compresión altos en dirección normal a las juntas. En los ensayos efectuados se encontró este tipo de falla en muros de tabique recocido, algunos de bloque de concreto y en tabiques ligeros. La segunda opción se presenta en las juntas de muros formados por piezas de alta resistencia con escasa adherencia con el mortero por sus superficies lisas o por tener huecos grandes, y en muros en los que no existen esfuerzos verticales importantes.

Hasta llegar a la carga de agrietamiento diagonal, el comportamiento no depende de manera importante de las características del marco confinante: sin embargo, después del agrietamiento diagonal, la posible reserva de carga y en parte también la ductilidad dependen del marco, sobre todo de la resistencia en cortante de las esquinas, ya que si esta no es suficiente, la grieta diagonal se prolonga rápidamente en el marco y la carga no aumenta apreciablemente, mientras que si la esquina del marco es lo suficientemente resistente, se tiene un incremento muy apreciable de carga hasta que ocurre la falla de aplastamiento local en la mampostería. Ver figura 1.11.



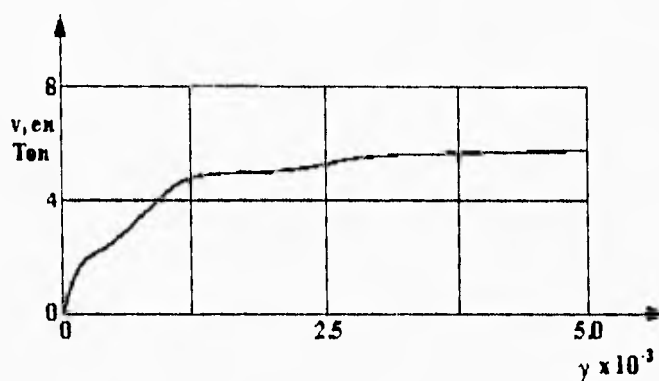
a) Curva carga-deformación



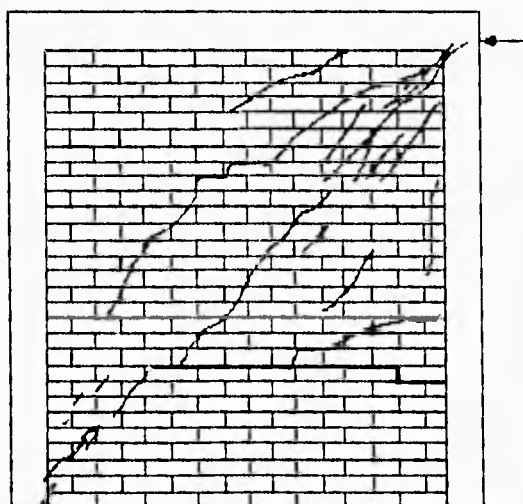
b) Configuración de agrietamiento

**FIGURA 1.11 COMPORTAMIENTO DE MURO DIAFRAGMA CON MARCO RESISTENTE. ENSAYE DE COMPRESION DIAGONAL (ESTEVA)**

En el caso de muros ensayados en voladizo, si la columna de tensión del marco tiene refuerzo suficiente para que no se presenten problemas de flexión, el comportamiento es cualitativamente similar al observado en ensayos de compresión diagonal. Las características del marco tienen poca influencia hasta que se presenta el agrietamiento diagonal; posteriormente, la posibilidad de que se produzca una falla por cortante en las columnas determina la reserva de carga por encima de la de agrietamiento y la magnitud de las deformaciones laterales que puede aceptar el conjunto antes de la falla. Ver figura 1.12.



a) Curva carga-deformación



Muro de tabiquería de barro. Dimensiones estándar 2x2 m aproximadamente, columna de 15x15 cm 4% con E2@15

b) Configuración de agrietamientos

**FIGURA 1.12 COMPORTAMIENTO DE UN MURO ENSAYADO EN VOLADIZO.  
FALLA POR CORTANTE**

La fuerza cortante que provoca el agrietamiento es menor cuando el ensayo se realiza en voladizo que cuando se efectúa en compresión diagonal.

Si el muro diafragma es sometido a niveles bajos de carga vertical, el comportamiento no varía cualitativamente, pero la resistencia aumenta.

La deformación angular a la cual se presenta el agrietamiento diagonal se encuentra entre 0.0015 y 0.0025 cuando el ensaye es en voladizo, mientras que para el caso del ensaye a compresión diagonal el agrietamiento se presenta para deformaciones entre 0.0005 y 0.0015.

La grieta diagonal se inicia en el centro del muro y se prolonga rápidamente hacia los extremos. Su inclinación es generalmente la de la diagonal, aunque tiende a ser más horizontal si el ensaye es en voladizo y cuando se aplican al muro cargas verticales.

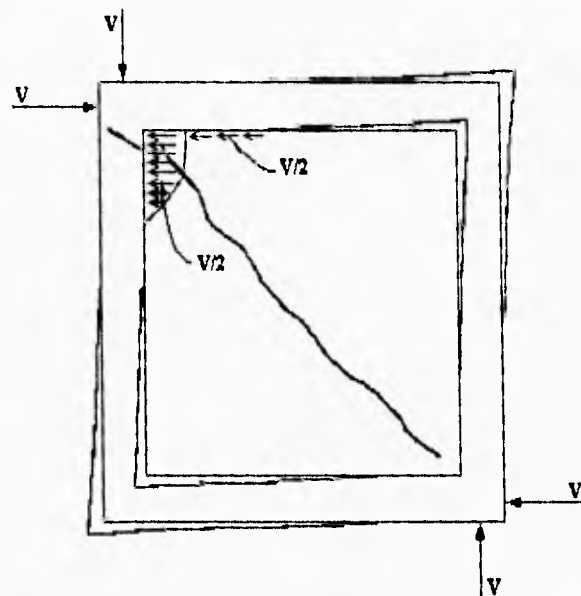
Después del agrietamiento diagonal, en un ensaye de compresión diagonal, el muro confinado actúa como un "puntal de compresión" reaccionando contra las esquinas del marco confinante, propiciando fuerzas cortantes y momentos flexionantes considerables en éste. La fuerza cortante puede provocar la falla de la columna en la esquina, produciéndose una reducción drástica de la capacidad y prácticamente a la falla del conjunto.

La mitad de la fuerza lateral se transmite por fricción a la viga y la otra mitad a la columna por esfuerzos directos de contacto, tal como se muestra en la figura 1.13a. Si la sección de la columna tiene capacidad de resistir esta fuerza, el conjunto puede soportar cargas adicionales que provocan por lo general la formación de nuevas grietas con inclinaciones menores que la diagonal. Entonces se produce un modo de falla igual al que se presenta en ensayes en voladizo, en donde el sistema puede idealizarse como dos bloques rígidos de muro actuando sobre dos tramos cortos de columna, como se puede observar en la figura 1.13b. En este sistema idealizado la fuerza lateral es resistida en parte por fricción y anclaje mecánico a lo largo de la grieta y en parte por cortante en las columnas en los extremos de la grieta. La falla puede ocurrir de nueva cuenta por cortante en las columnas, o si estas tienen resistencia suficiente en cortante existe reserva de carga importante hasta que los dos tramos cortos de columnas se articulen, y el conjunto es capaz de soportar deformaciones muy grandes.

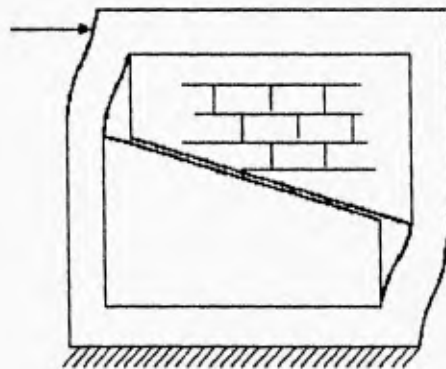
La falla por flexión del conjunto se produce si el refuerzo longitudinal de la columna de tensión es escaso y la carga vertical no muy grande; el comportamiento en este caso es muy parecido al de un elemento sobrerreforzado de concreto. Las grietas de flexión se prolongan a lo largo de casi toda la sección, la rigidez disminuye en forma progresiva y por último ocurre la fluencia del refuerzo de tensión, lo que limita prácticamente la resistencia del muro. Posteriormente hay una zona de fluencia muy prolongada, hasta la falla en compresión del extremo correspondiente o la ruptura del acero de tensión. La curva carga-deformación y la configuración de agrietamiento se pueden observar en la figura 1.14.

2. **Muros no reforzados.** Los ensayes en muros no reforzados han sido principalmente del tipo de compresión diagonal. En algunas pruebas en voladizo se han obtenido fallas por flexión regidas por la adherencia entre mortero y tabique. Los ensayes en voladizo sin carga vertical no tienen mucho caso en muros de este tipo, ya que para fines de diseño se desprecia la resistencia en tensión perpendicular a las juntas y la resistencia a cargas laterales es nula, si no existen cargas verticales en el muro. Para cargas verticales altas, la falla está regida por cortante y el comportamiento es parecido al obtenido en ensayes de compresión diagonal. El comportamiento observado es prácticamente lineal hasta la falla, ocurriendo de manera totalmente frágil.
3. **Muros confinados.** El comportamiento de muros confinados por castillos y dadas exteriores cualitativamente es el mismo de un muro con marco débil; esto es, si el refuerzo del castillo es suficiente para evitar problemas de flexión, el muro se agrieta diagonalmente y se presenta una falla final por cortante en la columna, pero el conjunto soporta deformaciones considerables antes de la falla.

La carga de agrietamiento y la rigidez no dependen de manera importante de las características de los elementos de refuerzo. La presencia de carga vertical incrementa la rigidez y la resistencia.



a) En compresión diagonal



b) En voladizo

FIGURA 1.13 MECANISMOS DE FALLA IDEALIZADOS PARA MUROS CON MARCO

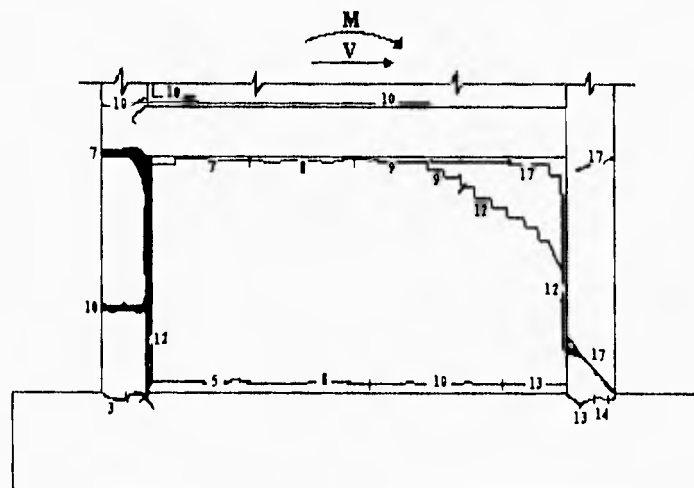
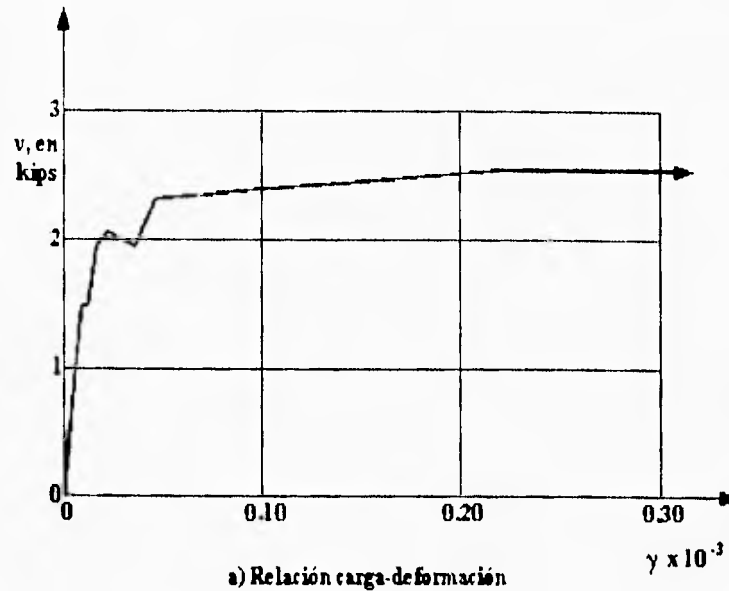
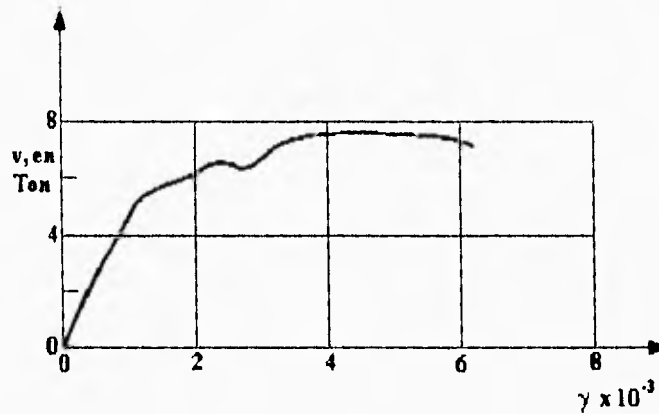


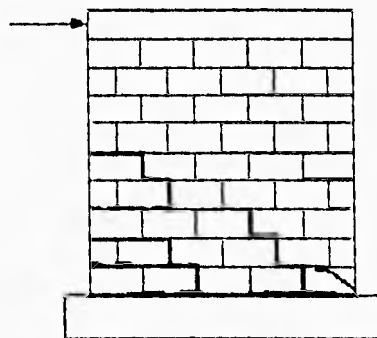
FIGURA 1.14 COMPORTAMIENTO DE UN MARCO DE 5 PISOS CON MUROS DIAFRAGMA CON FALLA POR FLEXION (DE FIORATO ET AL)

4. **Muros reforzados interiormente.** En el caso de muros de piezas huecas con refuerzo colocado en el interior de los huecos, cuando el ensayo se realiza en voladizo ocurre una falla por flexión si no se tiene suficiente refuerzo vertical de tensión, como se muestra en la figura 1.15. En este caso el comportamiento es parecido al de un muro con marco. Si existe suficiente refuerzo para evitar la falla por flexión, se presenta una falla por cortante a través de una grieta diagonal que se prolonga lentamente, y la carga se incrementa sobre la que produce el primer agrietamiento, alcanzándose la capacidad máxima cuando la grieta atraviesa el refuerzo de los extremos, tal como se puede observar en la figura 1.16. El tipo de falla es relativamente dúctil.

Cuando existen cargas verticales altas sobre el muro, la rigidez y resistencia aumentan considerablemente, pero el tipo de falla se vuelve frágil. La figura 1.17 muestra curvas típicas carga-deformación de los diferentes casos.



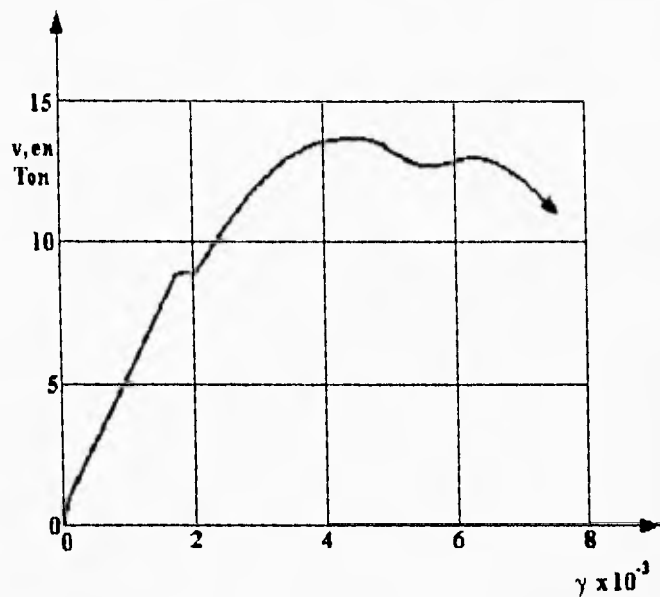
a) Curva carga-deformación



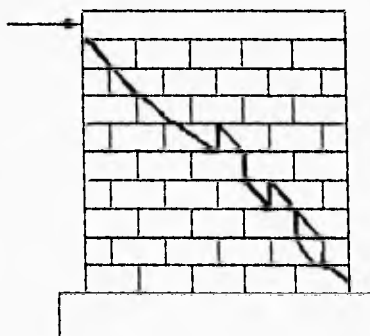
b) Agrietamiento

**FIGURA 1.15 COMPORTAMIENTO DE UN MURO CON REFUERZO INTERIOR Y FALLA POR FLEXION**





a) Curva carga-deformación



b) Agrietamiento

**FIGURA 1.16 COMPORTAMIENTO DE UN MURO CON REFUERZO INTERIOR Y FALLA POR CORTANTE**

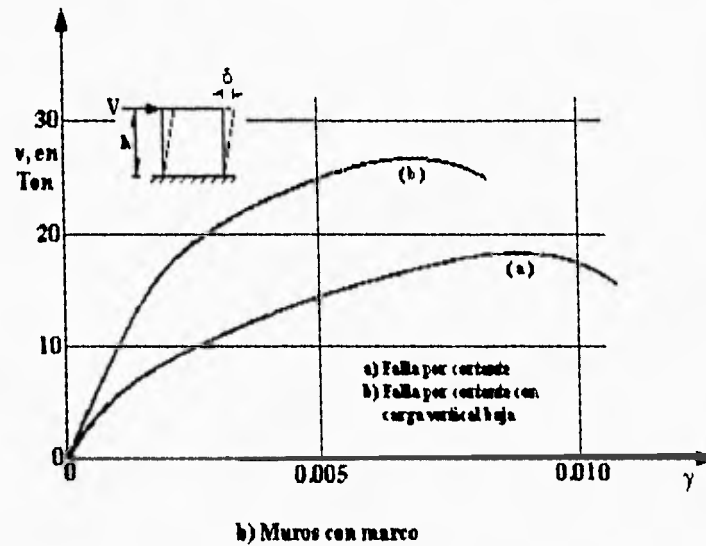
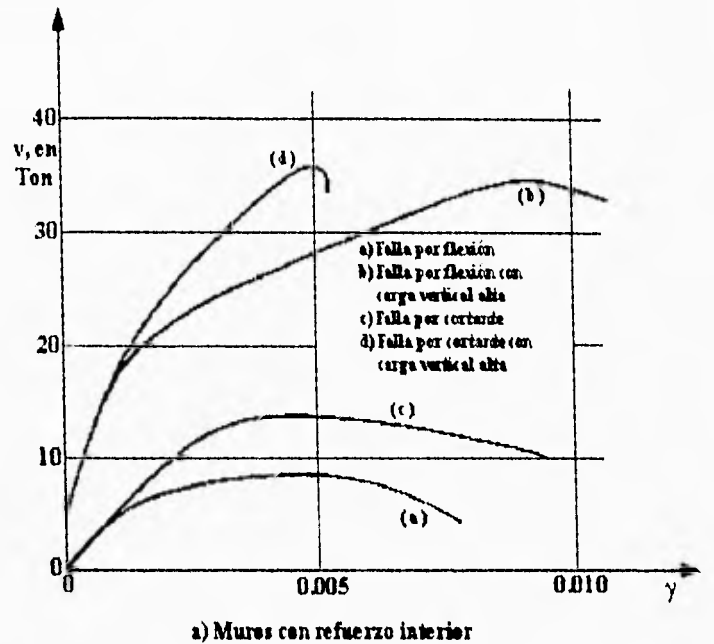


FIGURA 1.17 CURVAS TÍPICAS CARGA-DEFORMACIÓN.  
EFECTO DE LA CARGA VERTICAL

#### 1.5.4 COMPORTAMIENTO ANTE CARGAS LATERALES ALTERNADAS.

En ensayos realizados por el Instituto de Ingeniería en 58 tableros de aproximadamente 3x3 m. ante cargas laterales alternadas (Referencia 3) se obtuvo información sobre su comportamiento la cual se describe a continuación.

La mayoría de los ensayos fueron de muros de tabique o bloque con marco de concreto sujetos a compresión diagonal y de muros de bloque con refuerzo interior ensayados en voladizo, ambos con deformación controlada. Se realizaron pruebas en voladizo de muros con castillos. Las principales variables fueron: tipo de pieza, refuerzo y carga vertical.

Mientras no se presenten agrietamientos importantes por flexión o grietas diagonales, el comportamiento de muros con cualquier tipo de refuerzo es aproximadamente elástico, y la diferencia entre las curvas en el primer ciclo y en ciclos posteriores es pequeña. Después del agrietamiento el comportamiento se caracteriza por una disminución de rigidez y resistencia continuando de esta manera mientras va incrementándose la deformación máxima en el ciclo; a esta disminución se le denomina deterioro (o degradación) y su magnitud depende principalmente del modo de falla, de la estructuración, del tipo de pieza y de la carga vertical.

El comportamiento histerético (representación gráfica del comportamiento de un elemento ante cargas alternadas) cuando existe deterioro importante se caracteriza por una zona inicial de rigidez baja, correspondiente al periodo en que se cierran las grietas provocadas por las cargas en la dirección opuesta; posteriormente el muro recupera una rigidez aproximadamente igual a la del ciclo inicial en la zona agrietada, lo cual provoca que, para una deformación dada, la carga en los ciclos posteriores sea menor que la que se tenía en el primer ciclo, aunque en general puede alcanzarse nuevamente la resistencia inicial para deformaciones mayores.

La variación en la curva ocurre esencialmente del primero al segundo ciclo, después del cual el deterioro progresa lentamente y la curva se estabiliza prácticamente en todos los casos a partir del sexto ciclo.

Cuando la falla es por flexión el deterioro es reducido. Si las deformaciones no son muy grandes (menores de 0.003 rad), aunque se exceda la carga de fluencia, las curvas en ciclos posteriores difieren poco de la inicial, tal como se puede observar en la figura 1.18. Aun cuando se entra ampliamente en la zona de fluencia, el deterioro no es excesivo, la curva se estabiliza totalmente desde el segundo ciclo y prácticamente no existe reducción de resistencia. Solo en el caso de deformaciones angulares grandes (del orden de 0.01 rad) y en muros con refuerzo interior se obtuvo un deterioro de importancia como se puede observar en la figura 1.19a. Lo anterior es debido a una destrucción progresiva de la esquina de compresión por falta de confinamiento del material.

La presencia de carga vertical aumenta la resistencia y disminuye la ductilidad dando lugar a una reducción muy importante en el deterioro. En la figura 1.19 se puede observar que, para una deformación angular máxima de aproximadamente 0.01, el deterioro es importante en un muro sin carga vertical debido a este fenómeno, mientras que es muy limitado cuando el muro se encuentra sujeto a una carga vertical.

Para muros con falla por cortante el comportamiento histerético varía en forma importante según el tipo de estructuración.

Cuando los muros son de piezas huecas con refuerzo interior, el deterioro es muy fuerte después del agrietamiento diagonal, y la curva se estabiliza lentamente y solo para resistencias y rigideces muy bajas. El deterioro ya es considerable en el tramo entre la carga de agrietamiento y la máxima (deformaciones entre 0.001 y 0.003), pero cuando se excede la carga máxima (deformaciones del orden de 0.005) el deterioro es casi total, ver figura 1.20. El incremento en la cantidad de refuerzo no parece mejorar el comportamiento, mientras que la existencia de carga vertical sobre el muro produce un confinamiento que reduce en forma notable el deterioro, tal como se muestra en la figura 1.21. Las razones principales del deterioro son la progresiva destrucción de las esquinas del muro y el desprendimiento de las paredes de las piezas huecas.

Para muros con castillos o con marcos débiles, el deterioro es bastante reducido en la zona de agrietamiento y la máxima, debido a que el muro se encuentra confinado; sin embargo, para deformaciones entre 0.003 y 0.005, la grieta diagonal penetra en las esquinas del castillo y esta zona se destruye progresivamente por la repetición de las cargas alternadas. Ver figura 1.22.

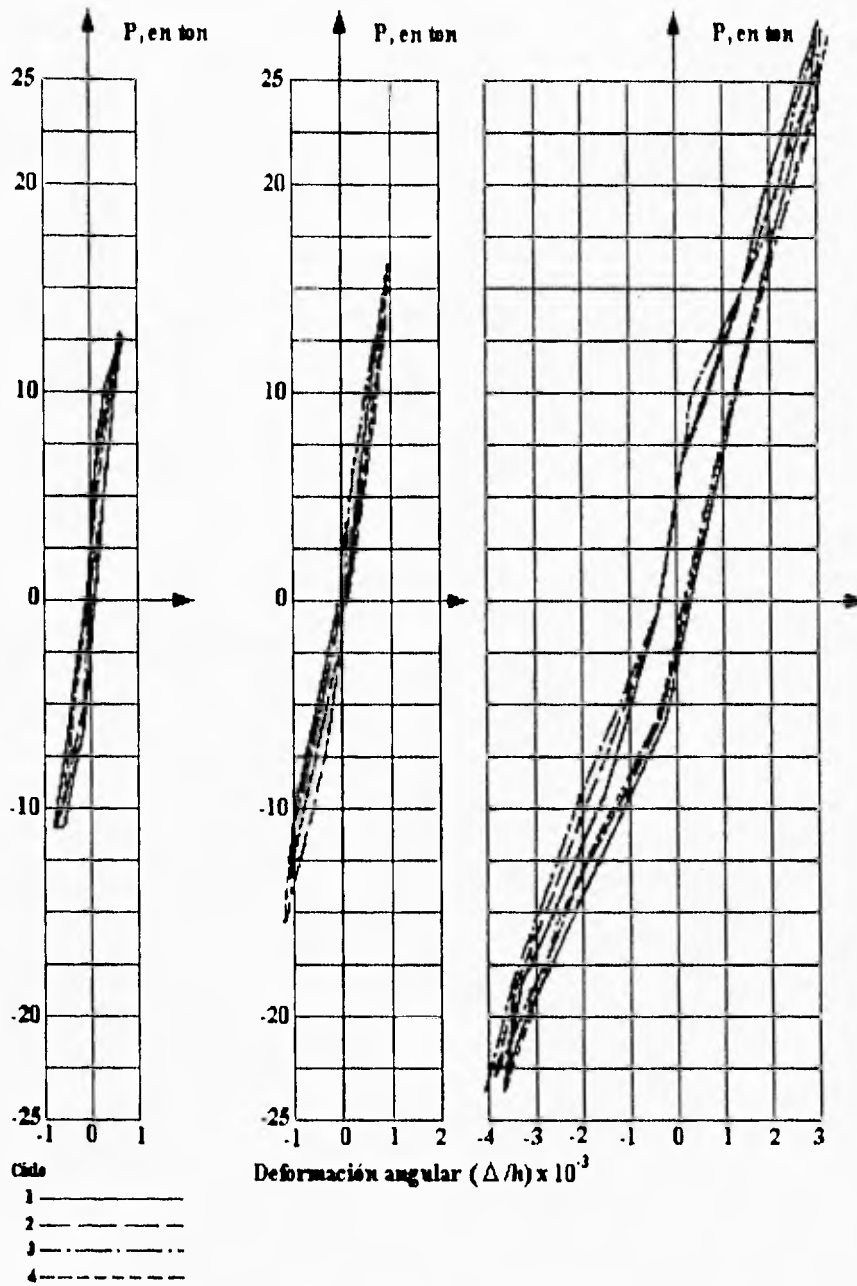
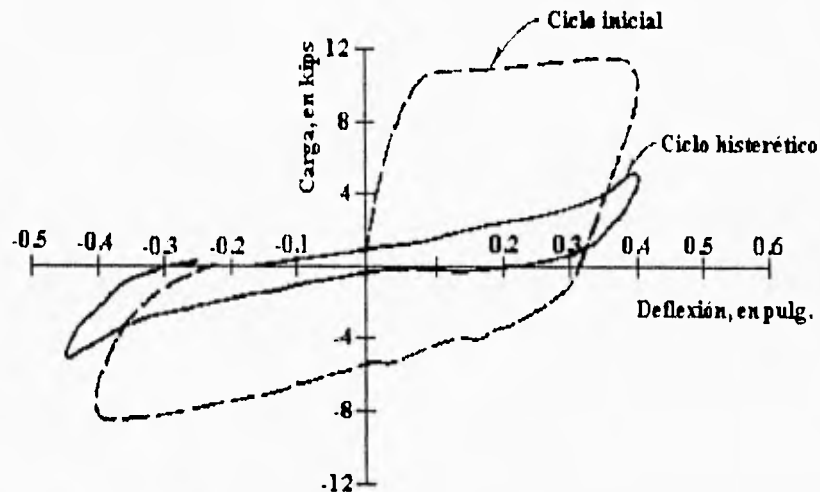
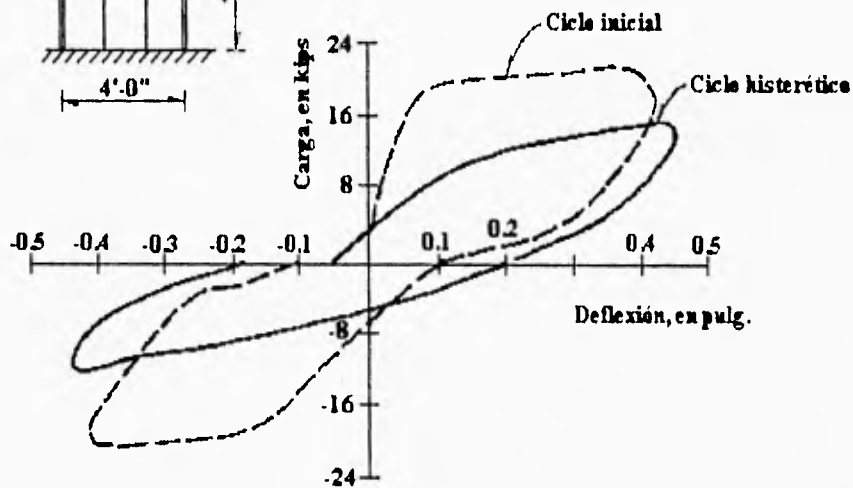
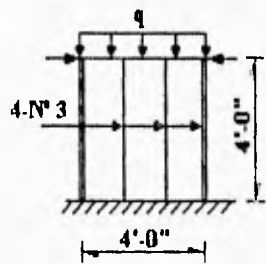


FIGURA 1.18 CURVAS CARGA-DEFORMACION ANGULAR.  
FALLA POR FLEXION

Cuando el marco exterior es robusto y tiene la suficiente resistencia en cortante en sus esquinas para impedir que la grieta diagonal se prolongue en el marco, y para hacer que esta cambie a una dirección menos inclinada, el deterioro es mucho más reducido que en los casos descritos anteriormente. Se pueden alcanzar deformaciones hasta de 3% sin un deterioro excesivo y sin que se afecte la capacidad del muro. de manera que, si se incrementa la deformación, es factible lograr nuevamente la resistencia inicial como se puede observar en la figura 1.23. Lo anterior es cierto solo para muros de piezas macizas, ya que si las piezas son huecas ocurren, para deformaciones grandes, desprendimientos y fallas locales que hacen que el muro se deteriore rápidamente.

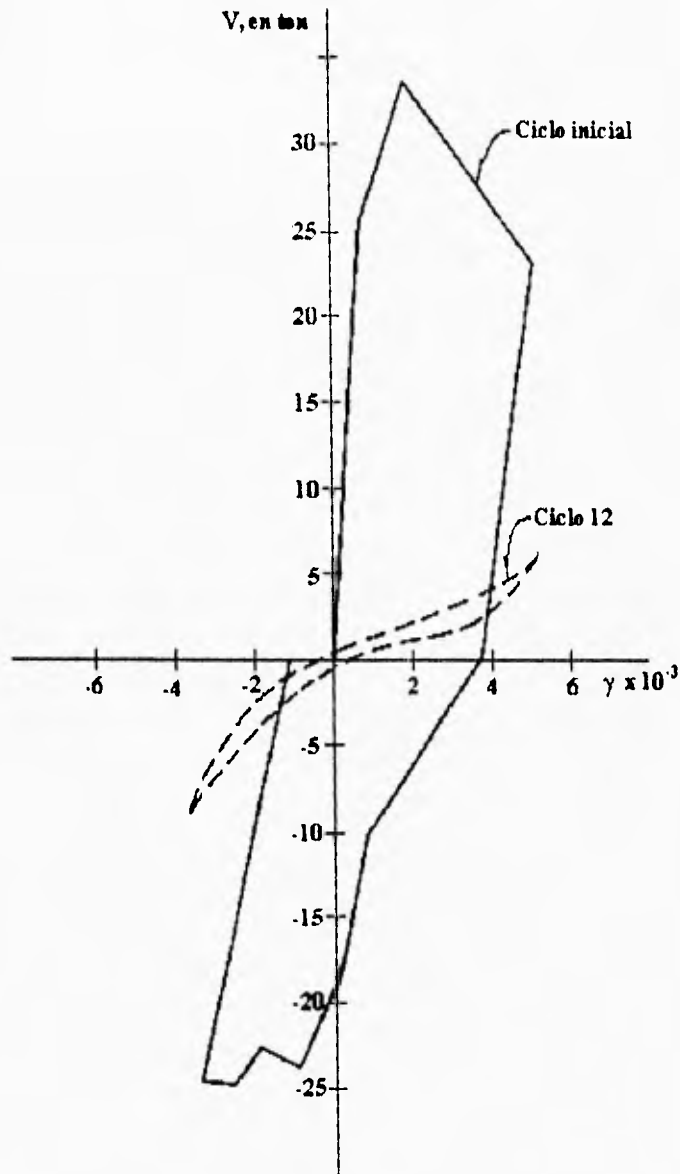


a) Muro sin carga vertical

b) Muro con carga vertical,  $q = 125$  psi

**FIGURA 1.19 EFECTO DE LA CARGA VERTICAL EN EL DETERIORO. FALLA POR FLEXION**

Por otro lado, las investigaciones sobre la mampostería han mostrado que ésta tiene una gran rigidez y capacidad de carga mientras se encuentre sin fisuramientos, y prácticamente tiene un comportamiento elástico lineal aún para cargas alternadas en esas condiciones; después que se agrieta, su comportamiento dependerá de la cantidad y disposición del refuerzo (Referencia 8). Si el refuerzo es poco, los ciclos histéricos son delgados, haciendo ver la poca capacidad de disipar energía, por lo que comúnmente se pierde rigidez y resistencia drásticamente. Pero si tienen refuerzo suficiente y adecuadamente distribuido, los ciclos de histéresis son amplios y el muro es capaz de soportar niveles de carga con grandes deformaciones; incluso puede llegar a tener un comportamiento equivalente al elastoplástico.



**FIGURA 1.20 MURO CON REFUERZO INTERIOR.  
FALLA POR CORTANTE**

La mampostería de piezas huecas son más sensibles al deterioro (pérdida de rigidez y resistencia) que las macizas; y es diferente la intensidad del deterioro si la falla es por flexión (dúctil) a que si es por cortante o por tensión diagonal (frágil), siendo mayor en los últimos casos; la carga vertical, hasta ciertos niveles, reduce apreciablemente el deterioro si el muro se encuentra convenientemente reforzado.

Se puede apreciar de lo anterior que para evitar la falla frágil de la mampostería, principalmente si ésta es de piezas huecas, es necesario que se refuerce adecuadamente.

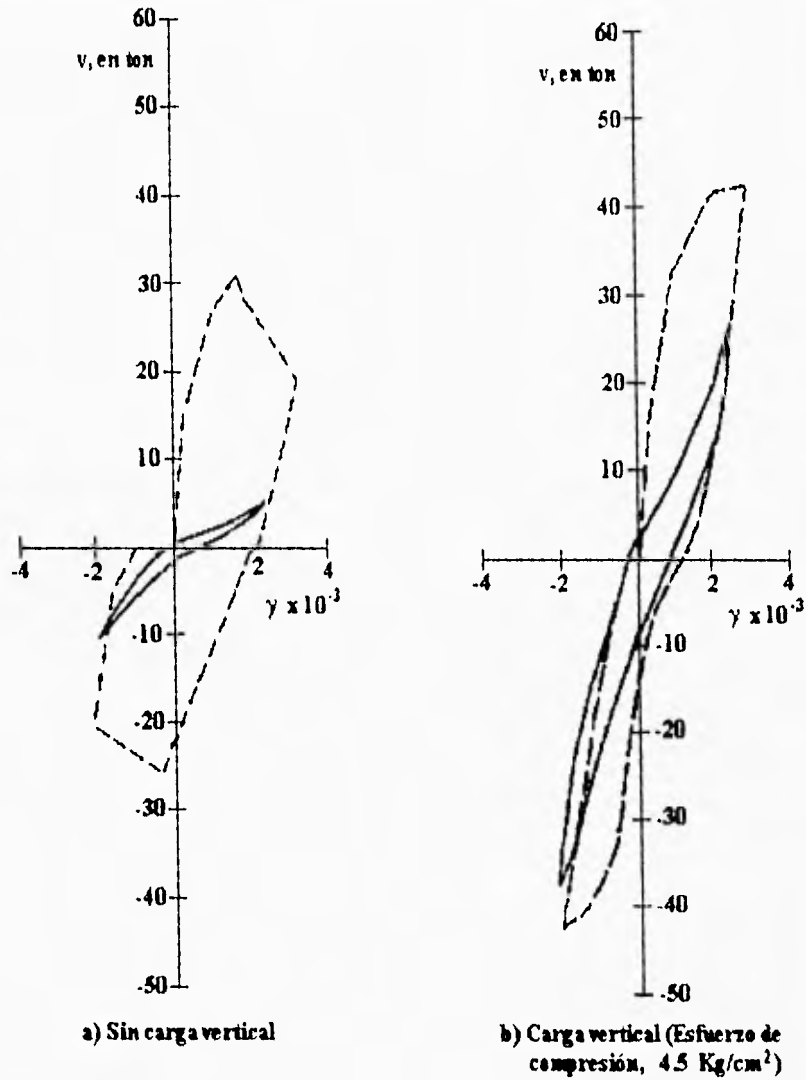


FIGURA I.21 EFECTO DE LA CARGA VERTICAL EN EL DETERIORO.  
ENSAYES EN VOLADIZO. MUROS CON REFUERZO INTERIOR.  
FALLA DE CORTANTE

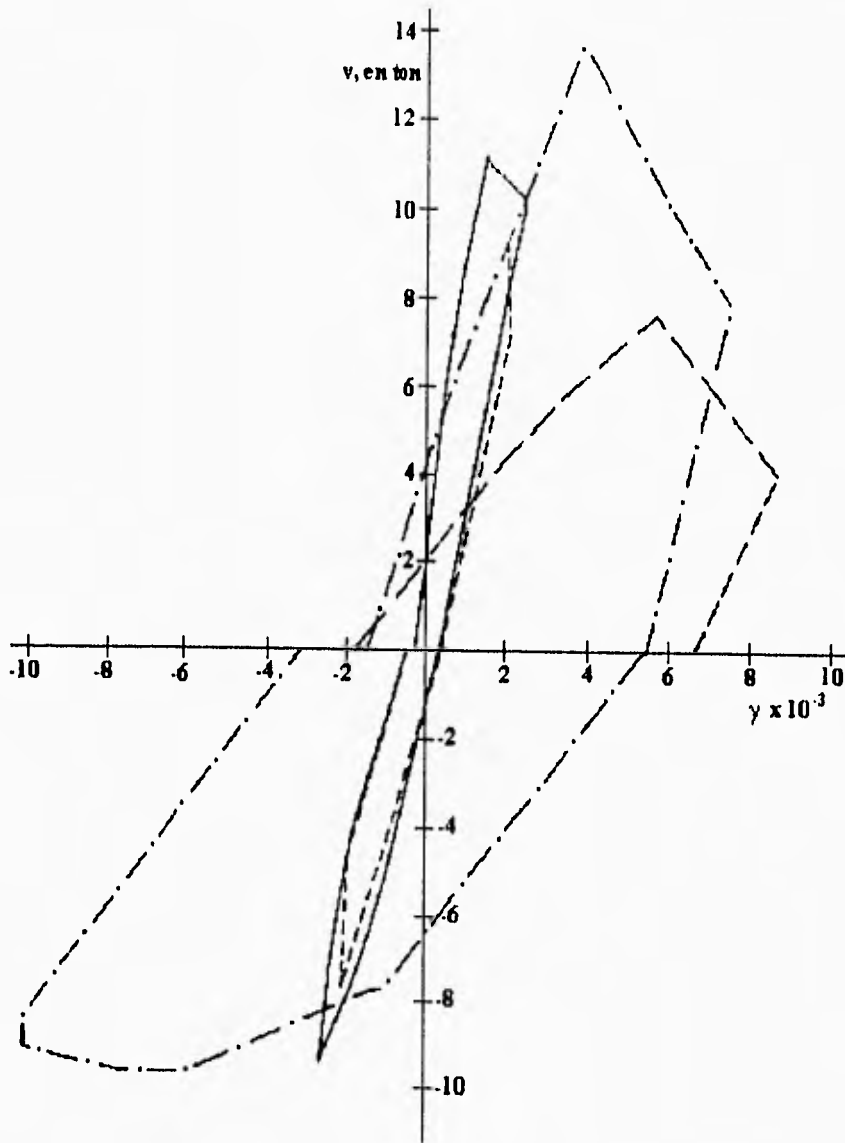


FIGURA 1.22 COMPORTAMIENTO DE MUROS CON CASTILLOS



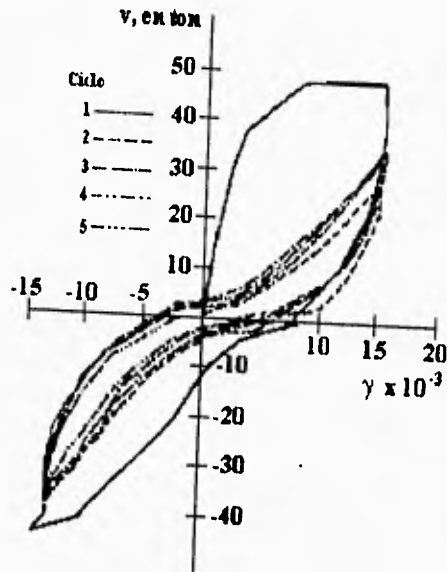


FIGURA 1.23 COMPORTAMIENTO HISTERETICO DE MURO CON MARCO

**CAPITULO II.**

**ANALISIS ESTRUCTURAL DE LA MAMPOSTERIA.**

## 2.1 GENERALIDADES.

En el Capítulo 1 se dio un panorama general de cómo se comporta la mampostería ante distintas solicitaciones de carga para definir tanto su resistencia a compresión como también a cortante: así mismo para conocer sus respectivos mecanismos y modos de falla.

Lo anterior es importante para los fines que persigue este trabajo ya que al comprender cómo se comporta un elemento aislado de mampostería permitirá también de esta manera comprender el por qué una estructura formada por algún sistema de muros de mampostería tuvo determinado tipo de falla ante un evento sísmico y esto a su vez ayudará a definir el procedimiento de reestructuración y/o de reparación a seguir.

Por otro lado, otro aspecto importante dentro del proceso de reestructuración y/o de reparación es el del análisis de la estructura. Al realizar dicho análisis se podrán detectar los puntos críticos o vulnerables que requieren someterse a un proceso de reforzamiento.

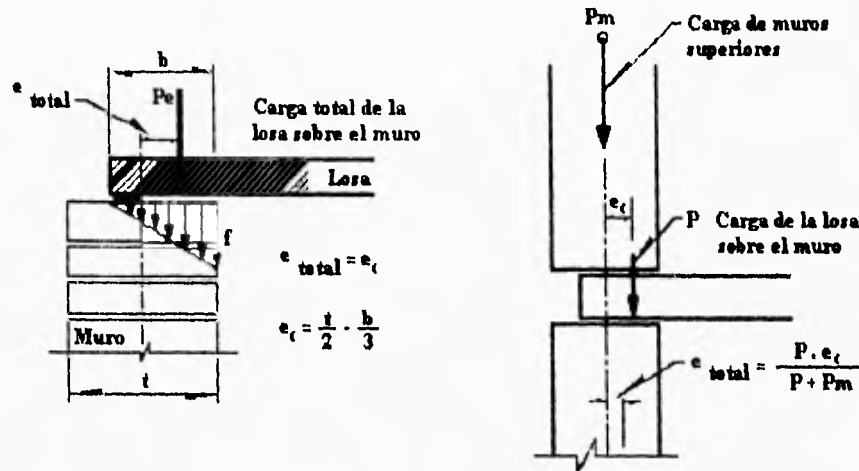
Por esta razón, en este capítulo se le dará un tratamiento especial a este aspecto tan importante ya que la recuperación de la capacidad resistente de la estructura depende indirecta pero en gran medida de un buen análisis estructural. Posteriormente en el siguiente capítulo se planteará el procedimiento de reestructuración y/o de reparación y se definirán los métodos que existen para llevar a cabo este proyecto.

## 2.2 ANALISIS.

El análisis elástico riguroso de estructuras de muros de mampostería y losas sujetas a cargas verticales u horizontales es demasiado complejo por tratarse de sistemas tridimensionales que no se prestan fácilmente a la descomposición en marcos bidimensionales, como es aceptable hacer en estructuras de vigas y columnas. Aunado a esto, la heterogeneidad de los materiales componentes, las holguras, los aplastamientos y agrietamientos locales entre mortero y piezas, así como también entre estas y el concreto provocan que se presenten deformaciones inelásticas desde niveles pequeños de carga, alterando, de esta manera, los resultados de los análisis elásticos. Por esta razón es factible recurrir a simplificaciones drásticas basadas en consideraciones de equilibrio y en la experiencia de comportamiento adecuado.

### 2.2.1 ANALISIS POR CARGAS VERTICALES.

Para el análisis por cargas verticales es válido suponer que la junta que se forma entre el muro y la losa tiene suficiente capacidad de rotación para liberar al muro de los momentos que le puede transmitir la losa y considerar en el diseño o en la revisión que el muro está sujeto a carga vertical únicamente. En pruebas efectuadas en laboratorio de uniones muro-losa a flexión se ha comprobado que la rotación de los extremos de la losa producen aplastamientos locales del mortero permitiendo la libre rotación de la losa y que por tanto los momentos flexionantes que se transmiten a los muros son mínimos. Sin embargo, se deben tomar en cuenta en el diseño los momentos en el muro que no pueden ser redistribuidos por la rotación de la losa, como los debidos a flexiones en el plano del muro o a voladizos empotrados en el muro o a empujes, de viento o sismo, normales al plano del muro o a una posición excéntrica del muro del piso superior y, en muros extremos, por la excentricidad de la carga transmitida por la losa que se apoya directamente sobre el muro, a través del criterio ilustrado en la figura 2.1.



**FIGURA 2.1 DETERMINACION DE LA EXCENTRICIDAD DE LA CARGA VERTICAL SOBRE UN MURO DE MAMPOSTERIA**

El que los muros permitan el libre giro de la losa que confinan, implica que la carga que ésta le transmite a los muros no será axial. En la figura anterior se puede observar que para tomar en cuenta este efecto el RCDF supone que la distribución de esfuerzos producidos por la carga es lineal, siendo el esfuerzo nulo en el punto donde comienza la losa. Solo se debe considerar esta excentricidad para la carga transmitida por la losa que descansa directamente sobre el muro; para la carga que baja de los niveles superiores se puede considerar que la excentricidad es nula excepto cuando estos se encuentran fuera de eje.

Además del criterio expuesto anteriormente, las NTCM en su Capítulo 4, recomiendan que la estructura cumpla con los requisitos siguientes:

- Las deformaciones de los extremos superior e inferior del muro en la dirección normal a su plano están restringidas por el sistema de piso o por otros elementos.
- No hay excentricidad importante en la carga axial aplicada ni fuerzas significativas que actúan en dirección normal al plano del muro.
- La relación altura espesor del muro no excede de 20.

Con esto se evitan situaciones que puedan dar lugar a la aparición de momentos flexionantes importantes o a efectos de esbeltez significativos. De esta manera basta determinar las cargas verticales sobre cada tramo de muro mediante una bajada de cargas por áreas tributarias convencional y tomar en cuenta los efectos de excentricidades y esbeltez mediante el factor correctivo,  $F_E$  (Factor de reducción por excentricidad y esbeltez), que se determina directamente con las reglas que a continuación se enumeran.

- Cuando se cumplan los requisitos que se especificaron anteriormente, podrá tomarse  $F_E$  igual a 0.7 para muros interiores que soporten claros que no difieren en más de 50% y como 0.6 para muros extremos o con claros asimétricos y para casos en que la relación entre cargas vivas y cargas muertas de diseño excede de uno.

- II. Cuando no se cumplan las condiciones del caso I, el factor de reducción por excentricidad y esbeltez se determinará como el menor del que se especifica en el caso I y el que se obtiene con la ecuación siguiente:

$$F_p = (1 - 2 e'/t) [1 - (H'/30t)^2]$$

en que:

t es el espesor del muro

e' es la excentricidad calculada para la carga vertical, e<sub>c</sub>, más una excentricidad accidental que se tomará igual a t/24

H' la altura efectiva del muro que se determinará a partir de la altura no restringida, H, según el criterio siguiente:

H' = 2 H para muros sin restricción al desplazamiento lateral en su extremo superior

H' = 0.8 H para muros limitados por dos losas continuas a ambos lados del muro

H' = H para muros extremos en que se apoyan losas

### 2.2.2 ANÁLISIS POR CARGAS LATERALES.

En el caso del análisis por cargas laterales de las estructuras a base de muros de carga de mampostería también existen dificultades para modelar de una manera adecuada el complejo arreglo tridimensional formado por los muros, las losas, los dinteles y pretiles.

Es muy recomendable que la estructuración o reestructuración de las construcciones de muros de carga de mampostería cumpla con los siguientes requisitos para que sea aplicable el método simplificado de análisis sísmico (Referencia 9 y 10), los cuales se encuentran incluidos en el Capítulo 4 de las NTCM:

- I. En todos los niveles, al menos 75 por ciento de las cargas verticales están soportadas por muros ligados entre sí mediante losas monolíticas u otros sistemas de piso suficientemente resistentes y rígidos al corte. Dichos muros tendrán distribución sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales, o en su defecto, el edificio tendrá, en cada nivel, al menos dos muros perimetrales de carga, sensiblemente paralelos entre sí, ligados por los sistemas de piso antes citados en una longitud no menor que la mitad de la dimensión del edificio en la dirección de dichos muros.
- II. La relación entre longitud y ancho de la planta del edificio no excede de 2.0 a menos que, para fines de análisis sísmico, se pueda suponer dividida dicha planta en tramos independientes cuya relación longitud a ancho satisfaga esta restricción y cada tramo se revise en forma independiente en su resistencia a efectos sísmicos.
- III. La relación entre la altura y la dimensión mínima de la base del edificio no es mayor de 13 m.

Además, cuando se use dicho método simplificado, la contribución a la resistencia a fuerza cortante de los muros cuya relación de altura de entrepiso, H, a longitud, L, es mayor que 1.33, se reducirá multiplicándola por el coeficiente  $(1.33 L/H)^2$ .

Como se indica en el Capítulo 7 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCS) (Referencia 11), para aplicar este método se hará caso omiso de los desplazamientos horizontales, torsiones y momentos de volteo. Se verificará únicamente que en cada piso la suma de las resistencias al corte de los muros de carga, proyectados en la dirección en que se considera la aceleración, sea cuando menos igual a la fuerza cortante total que obre en dicho piso.

Los coeficientes sísmicos reducidos que se emplean son los que se establecen en la tabla 2.1 para construcciones del grupo B. Tratándose de las clasificadas en el grupo A estos coeficientes habrán de multiplicarse por 1.5

TABLA 2.1 COEFICIENTES SÍSMICOS REDUCIDOS PARA EL MÉTODO SIMPLIFICADO, CORRESPONDIENTES A ESTRUCTURAS DEL GRUPO B						
ZONA	MUROS DE PIEZAS MACIZAS ALTURA DE LA CONSTRUCCION			MUROS DE PIEZAS HUECAS ALTURA DE LA CONSTRUCCION		
	Menor de 4 m	Entre 4 y 7 m	Entre 7 y 13 m	Menor de 4 m	Entre 4 y 7 m	Entre 7 y 13 m
I	0.07	0.08	0.08	0.10	0.11	0.11
II y III	0.13	0.16	0.19	0.15	0.19	0.23

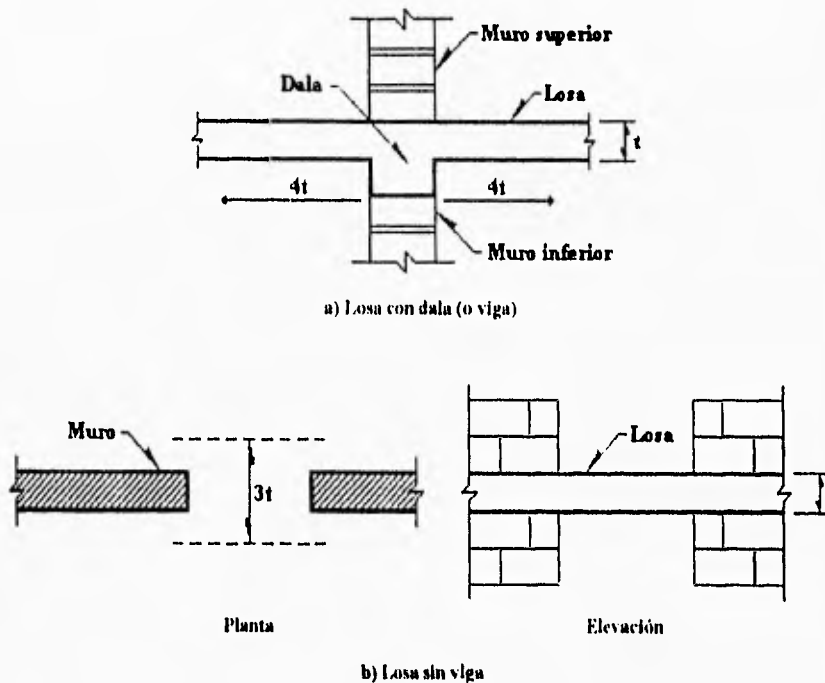
En el método simplificado se ignoran las deformaciones de flexión y se asigna a cada muro una fracción de la carga lateral que es proporcional a su área transversal; solo se requiere revisar la capacidad a cortante de los muros y se admite ignorar los efectos de torsión.

Aunque la hipótesis de que pueden ignorarse las deformaciones de flexión parece poco fundada cuando la relación altura a ancho de los muros no es muy baja, el comportamiento observado de edificios diseñados con este método ha sido muy favorable y no cabe duda que la cantidad de área transversal de muros que existen en cada dirección es el parámetro decisivo en definir la capacidad sísmica de construcciones de este tipo.

El hecho de que el método simplificado permita ignorar los efectos de flexión en los muros, implica que pueden reforzarse los castillos con el acero mínimo aun para edificios de la máxima altura en que se admite emplear dicho método (13 m, que representan 5 pisos en edificios de vivienda económica). La resistencia en flexión que así se obtiene es muy reducida y limita mucho la capacidad a cargas laterales de los edificios.

De acuerdo con todo lo anterior se puede deducir que para el caso de un edificio que se requiere analizar para poder reestructurarse, sería ideal que reuniera todos los requisitos para aplicar el método simplificado de análisis sísmico y de esta manera detectar los puntos críticos y vulnerables que se necesitan reforzar. Desgraciadamente cada estructura debe analizarse de manera particular de acuerdo a sus características propias recomendándose aplicar cuando sea posible el método simplificado, ya que como se explicó anteriormente, el comportamiento observado de edificios diseñados con este método ha sido muy favorable y confiable por lo que para una reestructuración se recomienda ampliamente de igual manera como se hace para diseñar.

Otra herramienta importante para resolver modelos muy refinados de estas estructuras son los programas de cómputo. Un ejemplo es el programa ETABS, o su versión para microcomputadora el SUPER-ETABS, son adecuados para realizar análisis sísmicos estáticos o dinámicos de estas estructuras (Referencia 12). Los muros se pueden modelar como columnas anchas con el mismo momento de inercia de la losa en un ancho equivalente, al cual deberá sumarse el momento de inercia de pretilas y dinteles. La figura 2.2 muestra algunas recomendaciones para el ancho equivalente de losa que se debe considerar como viga de acoplamiento.



**FIGURA 2.2 ANCHO EFECTIVO DE LOSA PARA CÁLCULO DE MOMENTO DE INERCIA DE LA VIGA DE ACOPLAMIENTO**

El modelo de columna ancha representa a los muros como columnas ubicadas en el centro del muro y con el mismo momento de inercia y área que el muro. El acoplamiento proporcionado a los muros por los sistemas de piso se representa por medio de vigas equivalentes que conectan a las columnas. A la porción de estas vigas que se ubica dentro de los muros se le asigna momento de inercia infinito, es decir, las vigas equivalentes tienen un tramo de rigidez infinita dentro de la longitud de los muros.

Otra opción para modelar los muros, que es particularmente adecuada para estructuras con marcos y muros-diafragma, es como paneles que están conectados a las columnas y vigas que los rodean.

De esta manera, el programa tiene opciones de análisis bidimensional y tridimensional y de modelar los muros como columnas anchas o como paneles. Los resultados entre el análisis bi y tridimensional para una misma estructura a base de muros suelen tener solo diferencias pequeñas.

A diferencia del método simplificado, la revisión de la resistencia a cortante debe realizarse para cada muro de manera individual. El programa de análisis proporciona la fuerza axial y la fuerza cortante sobre cada muro en todos los pisos de la estructura que se analice. Lo que no se toma en cuenta en este análisis es el efecto de la excentricidad accidental prescrita por el RCDF. Existen artificios para tomarla en cuenta, como el mover la posición del centro de masa.

La revisión por cortante con el análisis sísmico refinado resulta con frecuencia más severa que la del método simplificado porque las fuerzas actuantes sobre los muros no son uniformes como lo supone el método simplificado, sino que se concentran en algunos muros. Sobre todo cuando se combinan casos en que la carga axial es relativamente baja y la fuerza cortante es elevada, se tiene entonces una condición crítica.

El modelo que se seleccione, debe tomar en cuenta las deformaciones de cortante y de flexión y debe considerar momentos de inercia reducidos de los elementos en que los momentos flexionantes aplicados produzcan agrietamiento.

El análisis elástico con programas como los mencionados es complejo y consume mucho tiempo en la preparación de datos y en su interpretación. Su empleo está justificado en los edificios de tipo conjunto habitacional en donde se supone que el análisis se repetirá muchas veces.

La aplicación del método simplificado de diseño sísmico es muy aconsejable ya que permite obtener un cálculo preliminar de la cantidad de muros a ubicar en ambas direcciones y de las dimensiones de estos. Por eso, aunque el análisis se realice con métodos más refinados, se recomienda que la estructuración o reestructuración cumpla con los requisitos para que sea aplicable el método simplificado de análisis sísmico y verificar con dicho procedimiento el diseño o la revisión realizada con los análisis elásticos resueltos con programas de computadora.

### 2.2.3 RESISTENCIA A CARGAS VERTICALES.

La expresión para el cálculo de la carga vertical resistente indica que la capacidad es igual al área transversal del muro por el esfuerzo resistente en compresión de la mampostería; el producto es afectado por un coeficiente de reducción que toma en cuenta las diferencias en excentricidad y esbeltez entre un muro a escala natural y la pila en que se basa la determinación de la resistencia de diseño en compresión de la mampostería  $f^*m$ . El resultado obtenido se debe multiplicar por el factor de resistencia que se considera igual a 0.6 para muros confinados o con refuerzo interior y a 0.3 para muros no reforzados, ya que en este último caso se requiere de un factor de seguridad muy superior por el carácter frágil de su falla y por su sensibilidad a los efectos accidentales.

La carga vertical resistente se calculará como:

$$P_R = F_R F_E f^*m A_T$$

donde:

$P_R$  es la carga vertical total resistente de diseño

$F_R$  se tomará como 0.6 para muros confinados o reforzados interiormente y como 0.3 para muros no reforzados

$f^*m$  es la resistencia de diseño en compresión de la mampostería

$F_E$  es un factor de reducción por excentricidad y esbeltez que se obtendrá como se explicó anteriormente

$A_T$  es el área de la sección transversal del muro

Para el caso del factor por excentricidad y esbeltez  $F_E$ , al cumplirse los requisitos de regularidad y de relaciones geométricas, mencionados anteriormente en el análisis por cargas verticales, podrán usarse los valores directamente especificados, según se trate de muros interiores o exteriores. De no ser así, dicho factor se determinará con la expresión que se muestra también en dicho análisis.

En casos en que el muro en consideración esté ligado a muros transversales a contrafuertes o a columnas o castillos que restrinjan su deformación lateral, el factor  $F_E$  calculado con dicha expresión se incrementará sumándole la cantidad  $(1 - F_E) B$ , pero el resultado no será en ningún caso mayor que 0.9.

$B$  es un coeficiente que depende de la separación de los elementos rigidizantes,  $L'$ , y se obtiene de la tabla siguiente:



TABLA 2.2 FACTOR CORRECTIVO, B, POR EFECTO DE LA RESTRICCIÓN DE MUROS TRANSVERSALES							
L/H	1.5	1.75	2.0	2.5	3.0	4.0	5.0
B	0.7	0.6	0.5	0.4	0.33	0.25	0.2

Otro aspecto importante es el que consideran las NTCM en su Capítulo 2 en donde permiten un incremento en la resistencia a cargas verticales tomando en cuenta la contribución del refuerzo interior o de castillos y dalas de la manera siguiente.

1. **Resistencia en compresión de mampostería con refuerzo interior.** Para mampostería con refuerzo interior, se tomará para  $f^*m$  el valor que corresponde a mampostería sin refuerzo, incrementado en 25%, pero no en más de 7 Kg/cm<sup>2</sup>.
2. **Resistencia en compresión de muros confinados.** Para muros reforzados con dalas y castillos, el esfuerzo resistente en compresión,  $f^*m$ , calculado para la mampostería sin refuerzo podrá incrementarse en 4 Kg/cm<sup>2</sup>.

En muros sometidos a momentos flexionantes significativos, perpendicularmente a su plano, podrá determinarse la resistencia en flexocompresión tomando en cuenta el refuerzo vertical del muro, cuando la separación de éste no exceda de seis veces el espesor del muro.

En el caso de muros que tengan un refuerzo vertical con una cuantía significativa y colocado de manera adecuada, se pueden obtener incrementos sustanciales en la capacidad de carga vertical calculada,  $P_R$ , con el procedimiento anteriormente descrito, si se aplica el criterio general correspondiente a las hipótesis comúnmente adoptadas para el diseño en flexocompresión de elementos de concreto reforzado, las cuales se muestran a continuación.

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

Los efectos de esbeltez se tomarán en cuenta afectando la carga resistente del factor  $[1 - (H/30t)^2]$ , según la expresión para calcular  $F_E$ .

#### 2.2.4 RESISTENCIA A CARGAS LATERALES.

La resistencia a cargas laterales de un muro deberá revisarse para el efecto de la fuerza cortante, del momento flexionante en su plano y eventualmente también de momentos flexionantes debidos a empujes normales a su plano.

Cuando sean aplicables los requisitos del método simplificado de diseño sísmico, la revisión podrá limitarse a los efectos de la fuerza cortante.

La fuerza cortante resistente de diseño se determinará como sigue:

a) Para muros diafragma

$$V_R = F_R (0.85 v^* A_T)$$

b) Para otros muros

$$V_R = F_R (0.5 v^* A_T + 0.3 P) \leq 1.5 F_R v^* A_T$$

en que:

$P$  es la carga vertical que actúa sobre el muro, sin multiplicar por el factor de carga  
 $v^*$  es el esfuerzo cortante medio de diseño

El factor de reducción de resistencia,  $F_R$ , se tomará como:

0.7 para muros diafragma, muros confinados y muros con refuerzo interior  
 0.4 para muros no confinados ni reforzados

Para los muros diafragma el esfuerzo medio resistente es 85% del que corresponde a muretes,  $v^*$ , ya que la distribución de esfuerzos en el muro es muy similar a la que se obtiene en los ensayos de muretes; la reducción se debe esencialmente al efecto desfavorable del mayor tamaño del muro.

Para los otros muros, es decir, los confinados, los reforzados interiormente o los no reforzados, el esfuerzo resistente se reduce a la mitad del obtenido en muretes, por el efecto desfavorable de los esfuerzos de tensión por flexión. Sin embargo, este esfuerzo resistente se puede incrementar hasta tres veces cuando se toma en consideración el efecto favorable de la carga axial de compresión el cual contrarresta los esfuerzos de tensión generados por el cortante y por la flexión.

El factor de reducción,  $F_R$ , sufrió un incremento a partir del RCDF de 1987 de 0.6 a 0.7 considerando que en los sismos de 1985 la mampostería mostró contar con una resistencia significativamente superior a la calculada.

Las dalas y castillos que se colocan en la mampostería confinada tienen como finalidad proporcionar cierta ductilidad a los muros pero no modifican significativamente la carga que produce el agrietamiento diagonal del muro y, aunque aumentan la capacidad máxima, este incremento se pierde cuando se aplican ciclos de carga alternadas. Por lo tanto, no se admite ningún incremento de capacidad por este concepto.

De manera similar el refuerzo vertical y horizontal mínimo que se requiere colocar en los muros de mampostería con refuerzo interior no modifica sustancialmente la carga de agrietamiento diagonal, sólo permite mantener esa capacidad para deformaciones un poco mayores que la de agrietamiento, aun cuando estas se repiten cierto número de veces.

En ensayos realizados en muros de distintas características (Referencia 13) se ha obtenido que para poder sostener cargas superiores a la de agrietamiento diagonal se requiere de refuerzo horizontal en el muro. Es por esto que se admite, tanto en la mampostería confinada como en la reforzada interiormente, un incremento del 25% en la capacidad a cortante cuando se coloque una cuantía de refuerzo horizontal,  $p_h$ , siempre y cuando esta última no sea inferior a 0.0005 ni al valor que resulte de la expresión siguiente:

$$p_h = 0.0002 v^* [1 + 0.2 P/(v^* A_T)] f_y/4200$$

Las cargas laterales, además de producir fuerzas cortantes en los muros, también producen momentos flexionantes en el plano del muro los que frecuentemente requieren la colocación de refuerzo vertical en los extremos del muro.

Los resultados experimentales han demostrado que el criterio general para el cálculo de la capacidad en flexocompresión de elementos de concreto reforzado es válido para la mampostería.

Para muros reforzados con barras colocadas simétricamente en sus extremos, las fórmulas simplificadas siguientes dan valores suficientemente aproximados y conservadores del momento resistente de diseño.

Para flexión simple, el momento resistente se calculará como:

$$M_o = F_R A_s f_y d'$$

donde:

$A_s$  es el área de acero colocada en el extremo del muro

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

Cuando exista carga axial sobre el muro, el momento de la sección se modificará de acuerdo con la ecuación:

$$M_R = M_o + 0.30 P_u d ; \text{ si } P_u \leq P_R/3$$

$$M_R = (1.5 M_o + 0.15 P_R d) (1 - P_u/P_R) ; \text{ si } P_u > P_R/3$$

donde:

$P_u$  es la carga axial de diseño total sobre el muro, que se considerará positiva si es de compresión  
 $d$  el peralte efectivo del refuerzo de tensión

$P_R$  la resistencia a compresión axial

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

En las expresiones anteriores interviene la carga axial resistente  $P_R$  la cual se recomienda calcular con la expresión siguiente en donde se toma en cuenta, en forma aditiva, la contribución de la mampostería y la del refuerzo:

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

en que,  $f'_m$  debe considerar el incremento por la contribución del refuerzo y  $A_s$  es el área de refuerzo vertical.

### 2.3 REQUISITOS DE DISEÑO DE MUROS CONFINADOS Y MUROS REFORZADOS INTERIORMENTE.

Además del análisis por cargas verticales y laterales que se realiza a las estructuras de mampostería es necesario considerar los requisitos de dimensionamiento y refuerzo que deben reunir los muros de mampostería como elementos componentes de aquellas para que de esta manera puedan resistir los elementos mecánicos a los que estarán sometidos durante su vida útil.

Las NTCM en su Capítulo 3 al definir los distintos tipos de muros que componen una estructura de mampostería también mencionan estos requisitos, los cuales se muestran a continuación.

### 2.3.1 MUROS CONFINADOS.

Este tipo de muros deberán cumplir con los requisitos siguientes:

- a) Las dalas o castillos tendrán como dimensión mínima el espesor del muro.
- b) El concreto tendrá una resistencia a compresión:

$$f_c \geq 150 \text{ Kg/cm}^2$$

- c) El refuerzo longitudinal estará formado por lo menos de tres barras, cuya:

$$A_s \geq 0.2 (f_c/f_y) A_{\text{castillo}}$$

y estará anclado en los elementos que limitan al muro de manera que pueda desarrollar su esfuerzo de fluencia.

- d) El área del refuerzo transversal:

$$A_v \geq 1000 s/(f_y d_c)$$

siendo:

s la separación de los estribos  
d<sub>c</sub> el peralte del castillo

además se debe cumplir que la separación de los estribos:

$$s \leq \left\{ 1.5 d_c, \text{ ó } 20 \text{ cm} \right.$$

- e) Existirán castillos por lo menos en los extremos de los muros y en puntos intermedios del muro a una separación:

$$L \leq \left\{ 1.5 H \text{ ó } 4 \text{ m} \right.$$

siendo:

L la separación entre castillos intermedios  
H la altura del muro

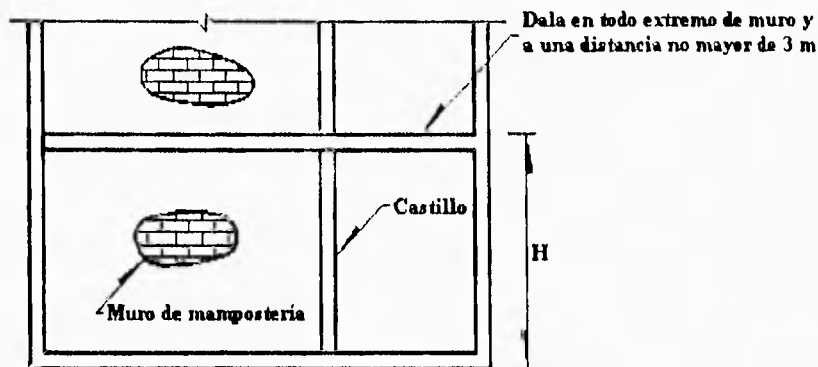
- f) Existirá una dala en todo extremo horizontal de muro, amenos que éste último esté ligado a un elemento de concreto reforzado de al menos 15 cm de peralte. Además existirán dalas en el interior del muro a una separación no mayor de 3 m.
- g) Existirán elementos de refuerzo con las mismas características 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.
- h) La relación altura a espesor del muro:

$$H/t \leq 30$$

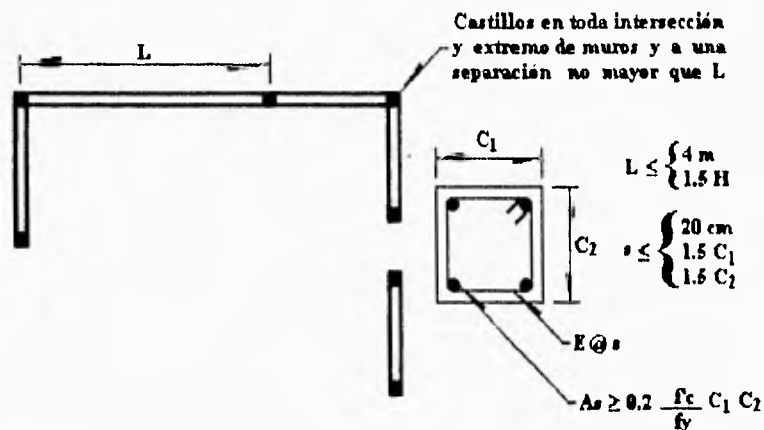
- i) Podrá incrementarse la resistencia a fuerza cortante de este tipo de muros cuando se coloque refuerzo horizontal en las juntas con las cuantías mínimas especificadas casi al final del punto 2.2.4 de este capítulo y que cumpla con los requisitos de separación máxima y de detallado especificados para muros reforzados interiormente. Dicho refuerzo horizontal deberá estar anclado a los castillos extremos e interiores.

- j) Por último, aunque no es un requisito reglamentario, se recomienda que en los extremos de los castillos la separación del refuerzo transversal sea pequeña, aproximadamente igual a la mitad del peralte del castillo y en una longitud no menor que la dimensión transversal máxima del castillo, un sexto de su altura libre, ni que 60 cm. para proporcionar resistencia a cortante que permita mantener una resistencia a carga lateral aceptable del muro, aun si este se agrieta diagonalmente.

En la figura 2.3 se muestra un resumen gráfico de los requisitos de diseño más importantes que deben reunir los muros confinados.



Distribución en elevación de elementos de refuerzo, verticales (castillos) y horizontales (dalas)



Distribución en planta de elementos verticales de refuerzo (castillos)

FIGURA 2.3 CARACTERÍSTICAS DE LA MAMPOSTERÍA CONFINADA

### 2.3.2 MUROS REFORZADOS INTERIORMENTE.

Para que un muro pueda considerarse como reforzado deberá cumplir con los siguientes requisitos mínimos:

- a) La suma de la cuantía de refuerzo horizontal,  $\rho_h$ , y vertical,  $\rho_v$ :

$$\rho_h + \rho_v \geq 0,002$$

en donde:

$$\rho_h \text{ y } \rho_v \geq 0,0007$$

- b) La cuantía de refuerzo horizontal se calcula como:

$$\rho_h = A_{sh}/(s t)$$

donde:

$A_{sh}$  es el refuerzo horizontal que se colocará en el espesor del muro

$t$  es el espesor del muro

$s$  es la separación a la que se colocará el refuerzo

- c) La cuantía de refuerzo vertical se calcula como:

$$\rho_v = A_{sv}/(t L)$$

en que:

$A_{sv}$  es el área total de refuerzo que se colocará verticalmente en la longitud del muro

$t$  es el espesor del muro

$L$  es la longitud del muro

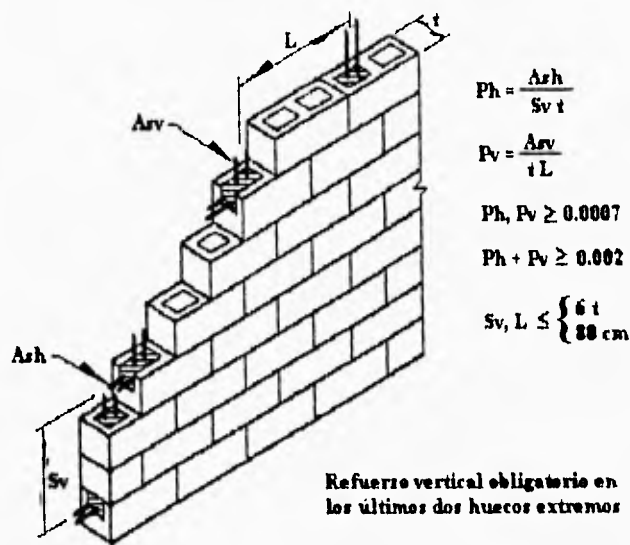
- d) Cuando se emplee acero de refuerzo de fluencia especificado mayor de 4200 Kg/cm<sup>2</sup>, las cuantías de refuerzo mencionadas anteriormente podrán reducirse multiplicándolas por 4200/fy.
- e) Todo espacio que contenga una barra de refuerzo vertical deberá tener una distancia libre mínima entre el refuerzo y las paredes de la pieza igual a la mitad del diámetro de la barra y deberá ser llenado a todo lo largo con mortero o concreto.
- f) La distancia libre mínima entre una barra de refuerzo horizontal y el exterior del muro será de 1.5 cm o una vez el diámetro de la barra, la que resulte mayor.
- g) El refuerzo horizontal deberá estar embebido en toda su longitud en mortero o concreto.
- h) Para el colado de los huecos donde se aloje el refuerzo vertical podrá emplearse el mismo mortero que se utiliza para pegar las piezas, o un concreto de alto revenimiento, con agregado máximo de 1 cm y resistencia a compresión no menor de 75 Kg/cm<sup>2</sup>.
- i) El hueco de las piezas tendrá una dimensión mínima mayor de 5 cm y un área no menor de 30 cm<sup>2</sup>.
- j) Deberá 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 m.
- k) El refuerzo vertical en el interior del muro tendrá una separación no mayor de 6 veces el espesor del mismo ni mayor de 80 cm.
- l) Cuando los muros transversales lleguen a tope, sin traslape de piezas, será necesario unirlos mediante dispositivos que aseguren la continuidad de la estructura.
- m) 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.
- n) 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 cm en cualquier dirección.

o) La relación altura espesor de estos muros:

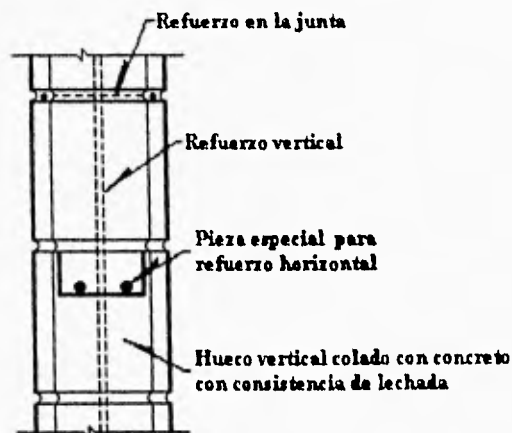
$$H/t \leq 30$$

p) 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.

En la figura 2.4 se muestra un resumen gráfico de los requisitos de diseño más importantes que deben reunir los muros reforzados interiormente.



#### a) Requisitos de refuerzo



#### b) Modalidades de colocación del refuerzo

**FIGURA 2.4 CARACTERÍSTICAS DE LA MAMPOSTERÍA REFORZADA**

## 2.4 EJEMPLO ILUSTRATIVO.

REVISIÓN DE MUROS DE CARGA DE MAMPOSTERÍA CONFINADA PARA UNA CONSTRUCCIÓN DE DOS NIVELES APLICANDO EL METODO SIMPLIFICADO DE ANÁLISIS SISMICO SEGUN EL RCDF.

### I. DATOS.

Se trata de analizar con el método simplificado la construcción para vivienda de dos niveles, situada en terreno compresible en una localidad correspondiente a la zona lacustre del Distrito Federal.

### II. PLANTAS.

La planta tipo mostrada en la figura 2.5 se repite en forma similar en los dos pisos.

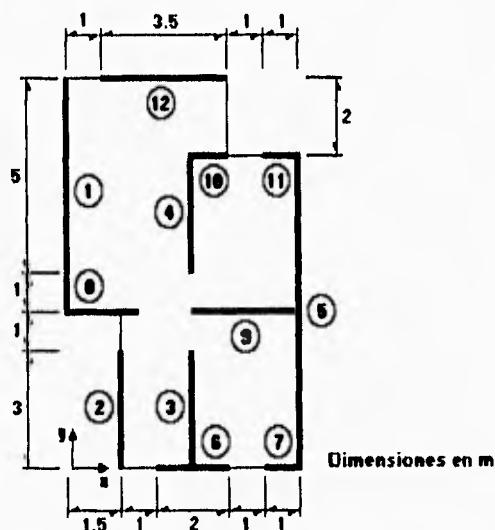


FIGURA 2.5 PLANTA TIPO DEL EJEMPLO ILUSTRATIVO

- 1) La altura libre de entrepiso es de 2.4 m.
- 2) El área de cada losa es de 55 m<sup>2</sup>.
- 3) El sistema de piso es una losa maciza de concreto perimetralmente apoyada sobre los muros.
- 4) Los muros son de tabique de barro macizo de 14 cm de espesor confinados con castillos y dalas.
- 5) El mortero es de cemento:arena 1:3 (Tipo 1, de la tabla 1.9).

### III. CARGAS.

- 1) Azotea:

Carga muerta =	350 Kg/m <sup>2</sup>
Carga viva para diseño por cargas verticales =	100 Kg/m <sup>2</sup>
Carga viva para diseño por sismo =	70 Kg/m <sup>2</sup>



## 2) Primer piso:

Carga muerta =	300 Kg/m <sup>2</sup>
Carga viva para diseño por cargas verticales =	170 Kg/m <sup>2</sup>
Carga viva para diseño por sismo =	90 Kg/m <sup>2</sup>

## 3) Muros:

a) Peso de muro de tabique de barro macizo de 14 cm. incluyendo recubrimiento = 187.5 Kg/m<sup>2</sup>

b) Peso por metro lineal de muro = (187.5) (2.4) = 450 Kg/m

c) Longitud total de muros por planta = 36.5 m

d) Peso de muros por planta = (36.5) (450) = 16 425 Kg = 16.43 Ton

## 4) Carga total sobre muros de planta baja.

## a) Para diseño por cargas verticales:

Peso losa azotea + peso losa primer piso + peso muros piso superior + peso muros piso inferior

$$W_1 = (350 + 100) (55) + (300 + 170) (55) + (2) (16 425) = \\ = 24 750 + 25 850 + 32 850 = 83 450 \text{ Kg}$$

Carga vertical promedio por unidad de área de construcción:

$$w = W_1/2A_p = 83 450/[(2) (55)] = 758.64 \text{ Kg/m}^2$$

## b) Para diseño por sismo:

$$W_s = (350 + 70) (55) + (300 + 90) (55) + (2) (16 425) = \\ = 23 100 + 21 450 + 32 850 = 77 400 \text{ Kg}$$

Para el cálculo del peso del edificio que es excitado por el movimiento del terreno podría descontarse la mitad de la altura del primer entrepiso de muros, los que se consideran como tributarios del nivel del terreno y por lo tanto no contribuyen a las masas que se suponen entran en vibración a la altura del primero y del segundo piso. En el ejemplo se refiere la hipótesis más conservadora de tomar la masa total del edificio.

**IV. PROPIEDADES DE LA MAMPOSTERÍA.**

1) Resistencia a compresión de la mampostería de tabique de barro macizo unido con mortero tipo I = 15 Kg/cm<sup>2</sup> (Tabla 1.13)

2) Incremento por mampostería confinada = 4 Kg/cm<sup>2</sup>

$$f^*m = 15 + 4 = 19 \text{ Kg/cm}^2$$

3) Esfuerzo cortante resistente de diseño (Tabla 1.14):

$$v^* = 3.5 \text{ Kg/cm}^2$$

### V. ANÁLISIS POR CARGAS VERTICALES.

1) Revisión de que se cumplen los requisitos necesarios para poder determinar la carga vertical sobre cada muro con una bajada de cargas por áreas tributarias:

a) Las deformaciones en los extremos del muro están restringidas por el sistema de piso que se liga a los muros mediante el refuerzo vertical de éstos.

b) No hay excentricidades importantes ya que las losas apoyan directamente sobre los muros sin volados ni cargas concentradas.

c) La relación altura a espesor del muro es:  $240/14 = 17.14 < 20$

2) Cálculo del esfuerzo promedio de compresión en muros de planta baja.

a) Área transversal de muros:

$$A_T = \sum (\text{longitudes de muros en ambas direcciones}) \times t$$

$$A_T = (3650) (14) = 51\,100 \text{ cm}^2$$

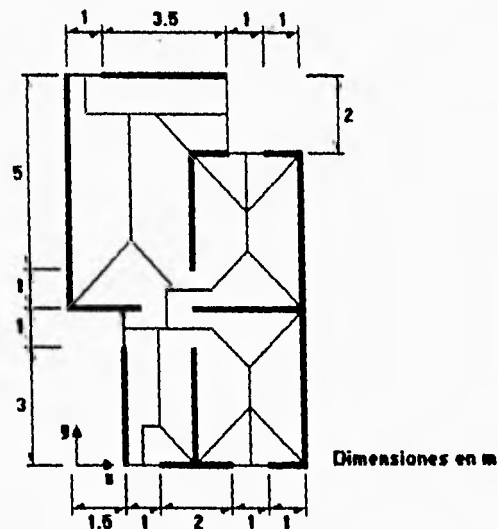
b) Esfuerzo promedio de compresión en planta baja:

$$W_T/A_T = 83\,450/51\,100 = 1.63 \text{ Kg/cm}^2$$

Este esfuerzo se determina como un parámetro indicativo del nivel de carga vertical. Para el diseño por cargas verticales es necesario revisar individualmente cada muro.

4) Área de losa tributaria de cada muro:

En la figura 2.6 se indica la determinación de las áreas tributarias para cada muro de planta baja. La revisión por cargas verticales solo se hará para los muros de esta planta, ya que los del piso superior no resultan críticos para tal acción.



**FIGURA 2.6 AREAS TRIBUTARIAS PARA MUROS DE PLANTA BAJA DEL EJEMPLO ILUSTRATIVO**

## 5) Carga vertical actuante sobre cada muro.

Se determina la carga sobre el muro como la suma de la carga transmitida por las losas más la debida al peso propio de los muros.

Por ejemplo, para el muro No. 9 que tiene una longitud de 3 m:

$$\begin{aligned} \text{Área tributaria por piso} &= (2) \left[ (1.25)(0.5) + (1.5 + 0.5)(1)/2 + (1.5)^2/2 \right] \\ &= (2)(0.625 + 1 + 1.125) = (2)(2.75) = 5.5 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Carga azotea = (450) (5.5) =	2 475 Kg
Carga pisos = (1) (470) (5.5) =	2 585 Kg
Peso de muros = (2) (450) (3) =	2 700 Kg
Carga actuante =	7 760 Kg

**VI. RESISTENCIA A CARGA VERTICAL.**

La carga axial que resiste cada muro se determina como:

$$P_R = F_R F_E f' m A_T$$

$F_R$  se toma como 0.6 para muros confinados.

Por otro lado, puesto que se cumplen los requisitos necesarios para poder determinar la carga vertical sobre cada muro con una bajada de cargas por áreas tributarias  $F_E = 0.7$  para muros interiores y  $F_E = 0.6$  para muros extremos.

Por lo anterior, para muros interiores:

$$P_R = (0.6)(0.7)(19) A_T = 7.98 A_T$$

y para muros extremos:

$$P_R = (0.6)(0.6)(19) A_T = 6.84 A_T$$

en donde  $A_T$  es el área transversal del muro en cuestión.

Por ejemplo, el muro No. 9 es interior y tiene una longitud de 3 m:

$$P_R = (7.98)(300)(14) = 33 516 \text{ Kg} = 33.52 \text{ Ton}$$

El coeficiente  $F_E$  que se especifica para los casos en que no es necesario calcular la excentricidad y la esbeltez, no resulta siempre conservador para muros extremos. Para obras importantes es aconsejable determinarlo con el método detallado.

**VII. REVISIÓN DE LA SEGURIDAD A CARGAS VERTICALES.**

Para cada muro deberá comprobarse que la carga vertical actuante multiplicada por el factor de carga de 1.4 no excede de la carga vertical resistente, es decir, deberá revisarse que la carga vertical resistente sea igual o mayor que la carga última actuante, la que incluye el factor de carga de 1.4.

Para el muro No. 9:

$$P_u = (1.4)(7.76) = 10.86 \text{ Ton} < P_R = 33.52 \text{ Ton} \quad \text{OK}$$

En la tabla 2.3 se muestran los resultados de la revisión por carga vertical del resto de los muros de planta baja. Se puede observar que para el resto de los muros la carga última actuante es inferior a la resistencia, por lo que la seguridad ante cargas verticales es adecuada.

TABLA 2.3 RESUMEN DE LA REVISIÓN POR CARGAS VERTICALES DE LOS MUROS DE PLANTA BAJA DEL EJEMPLO ILUSTRATIVO					
MURO	LONGITUD (m)	AREA TRIBUTARIA (m <sup>2</sup> )	F <sub>F</sub>	CARGA VERTICAL ACTUANTE P <sub>u</sub> (Ton)	CARGA RESISTENTE P <sub>R</sub> (Ton)
1	6.0	7.72	0.6	17.50	57.46
2	3.0	3.00	0.6	7.64	28.73
3	3.0	6.62	0.7	12.31	33.52
4	3.0	10.22	0.7	16.94	33.52
5	8.0	7.50	0.6	19.74	76.61
6	2.0	2.12	0.6	5.26	19.15
7	1.0	1.12	0.6	2.71	9.58
8	2.0	3.44	0.6	6.95	19.15
9	3.0	5.50	0.7	10.86	33.52
10	1.0	2.62	0.7	4.64	11.17
11	1.0	1.12	0.6	2.71	9.58
12	3.5	4.00	0.6	9.56	33.52
		Σ	54.98		

### VIII. ANÁLISIS SISMICO.

- 1) Revisión de que se cumplen los requisitos necesarios para poder emplear el método simplificado de diseño sísmico.
  - a) En los 2 niveles más del 75% de las cargas verticales están soportadas por muros ligados entre si mediante una losa monolítica.
  - b) En la dirección y de los 2 niveles del edificio existen 2 muros perimetrales de carga de 6 m y 8 m, muro 1 y muro 5 respectivamente, los cuales son paralelos entre sí y están ligados por una losa monolítica en una longitud no menor que la mitad de la dimensión mínima del edificio en la dirección de dichos muros, es decir, en una longitud mayor que:
 
$$(0.5) (10) = 5 \text{ m}$$

- c) La relación entre longitud y ancho de la planta no excede de 2, ya que ésta es:
 
$$10/6.5 = 1.54 < 2$$

- d) La relación entre la altura y la dimensión mínima de la base no excede de 1.5, ya que ésta es:
 
$$5/6.5 = 0.77 < 1.5$$

- e) La altura del edificio no es mayor de 13 m, ya que ésta es de 5 m

∴ si se cumplen los requisitos necesarios para aplicar el método simplificado de análisis sísmico.

- 2) Coeficiente sísmico para zona III (zona del lago), altura entre 4 y 7 m. muros de piezas macizas (Tabla 2.1):

$$c = 0.16$$

- 3) Fuerza cortante basal actuante en ambas direcciones:

$$V_x = V_y = c W_s = (0.16)(77.4) = 12.38 \text{ Ton}$$

$$V_u = (1.1)(12.38) = 13.62 \text{ Ton}$$

No se requiere análisis para determinar momentos flexionantes o efectos de torsión en los muros. Según el método simplificado basta revisar que la suma de las resistencias en cortante de los muros en cada dirección sea superior a la fuerza cortante actuante.

Por ser la distribución de muros igual en todos los pisos basta revisar la resistencia de los muros de planta baja en las dos direcciones.

### IX. FUERZA CORTANTE RESISTENTE.

Se aplica la ecuación para calcular la fuerza cortante resistente de diseño:

$$V_R = F_R (0.5 v^* A_T + 0.3 P) \leq 1.5 F_R v^* A_T$$

La resistencia en cortante depende de la carga axial en cada muro. Es aceptable la simplificación de considerar el mismo esfuerzo vertical sobre todos los muros, tomándolo igual a la carga vertical total dividida entre el área total de muros.

- 1) Esfuerzo vertical de compresión promedio sobre los muros:

$$\sigma = W_s / (t L) = W_s / A_{TOTAL} = 77\,400 / [(14)(3650)] = 1.51 \text{ Kg/cm}^2$$

La aplicación estricta del procedimiento para el cálculo de la resistencia a cortante de los muros implica la determinación del esfuerzo de compresión debido a la carga vertical sobre cada muro, es decir, rigurosamente debería determinarse el esfuerzo de compresión sobre cada muro y calcular así un esfuerzo cortante resistente específico para cada uno de ellos. La suposición de un esfuerzo promedio de compresión es congruente con las hipótesis del método simplificado que supone una distribución uniforme de esfuerzos, interesándole solamente la suma de las resistencias de todos los muros.

- 2) La ecuación para calcular la fuerza cortante resistente se puede reescribir como:

$$V_R = F_R A_T (0.5 v^* + 0.3 \sigma) \leq 1.5 F_R v^* A_T$$

dividiendo entre  $F_R A_T$  ambos miembros de la desigualdad:

$$v_R = (0.5 v^* + 0.3 \sigma) \leq 1.5 v^*$$

⇒ sustituyendo valores:

$$v_R = (0.5)(3.5) + (0.3)(1.51) = 2.2 \text{ Kg/cm}^2 \leq (1.5)(3.5) = 5.25 \text{ Kg/cm}^2$$

- 3) Ahora, la resistencia de los muros cuya relación H/L excede de 1.33 se reducirá multiplicándola por el factor:

$$F_i = (1.33 L/H)^2 \leq 1$$

En la tabla 2.4 se consigna para cada una de las dos direcciones (x, y), la longitud del muro, su área transversal,  $A_T$ , el factor  $F_i$  correspondiente, el cual para fines de este ejemplo se aplica como una corrección del área transversal, obteniendo un área efectiva de muro para resistencia a sismo.

TABLA 2.4 REVISIÓN DE MUROS POR SISMO SEGUN EL METODO SIMPLIFICADO PARA EL EJEMPLO ILUSTRATIVO							
DIRECCION X				DIRECCION Y			
MURO	LONGITUD (cm)	$F_i$	AREA EQUIV. (cm <sup>2</sup> )	MURO	LONGITUD (cm)	$F_i$	AREA EQUIV. (cm <sup>2</sup> )
6	200	1.000	2 800	1	600	1.000	8 400
7	100	0.307	430	2	300	1.000	4 200
8	200	1.000	2 800	3	300	1.000	4 200
9	300	1.000	4 200	4	300	1.000	4 200
10	100	0.307	430	5	800	1.000	11 200
11	100	0.307	430				
12	350	1.000	4 900				
	$\Sigma$ 1 350		$\Sigma$ 15 990		$\Sigma$ 2 300		$\Sigma$ 32 200

- 4) Con el método simplificado, la fuerza cortante resistente del entrepiso se calcula como la suma de las resistencias de todos los muros alineados en la dirección considerada. Si se considera constante el esfuerzo cortante resistente de todos los muros, la resistencia total resulta:

$$V_R = F_R (\Sigma A_T F_i) v_R$$

De acuerdo con los datos obtenidos en la tabla 2.4 se puede observar que la dirección x es mucho más crítica que la dirección y; la longitud de muros en x es de 13.5 m y en y de 23 m.

De la tabla 2.4 se calcula la  $\Sigma A_T F_i$  para cada dirección y se obtiene:

- a) Dirección x:

$$V_{Rx} = F_R (\Sigma A_T F_i) v_R = (0.7) (15\ 990) (2.2) = 24\ 624.6 \text{ Kg} = 24.62 \text{ Ton} > V_u = 13.62 \text{ Ton} \quad \text{OK}$$

- b) Dirección y:

$$V_{Ry} = (0.7) (32\ 200) (2.2) = 49\ 588 \text{ Kg} = 49.59 \text{ Ton} > V_u = 13.62 \text{ Ton} \quad \text{OK}$$

Se concluye que la resistencia sísmica en ambas direcciones es aceptable. Incluso se puede observar que la resistencia está sobrada en ambas direcciones, sobre todo en la dirección y.

Si la seguridad sísmica en una o dos de las direcciones fuera insuficiente se podría incrementar la longitud o el espesor de todos o de algunos muros según sea el caso.

El aumento de longitud o de espesor daría lugar a un incremento en el peso de muros y de la carga vertical total. A su vez el esfuerzo cortante resistente se reduciría debido a que la mayor área transversal de muros daría lugar a un esfuerzo de compresión más bajo.

- 5) El área de refuerzo en los castillos debe cumplir con los requisitos necesarios de refuerzo mínimo especificados por las NTCM en su Capítulo 3.

a) Acero longitudinal:

$$A_s = 0.2 (f_c/f_y) A_{\text{castillo}}$$

Para castillos de 14x14 cm:

$$A_{s_{\text{min}}} = (0.2) (150/4200) (14)^2 = 1.4 \text{ cm}^2$$

si se utilizan 4 barras del No. 3 (Ver figura 2.7):

$$A_s = (4) (0.71) = 2.84 \text{ cm}^2$$

b) Acero transversal:

$$A_v = 1000 s/(f_y d_c)$$

si se emplean, como es común en la práctica, estribos de acero del No. 2 con  $f_y = 3\,000 \text{ Kg/cm}^2$ :

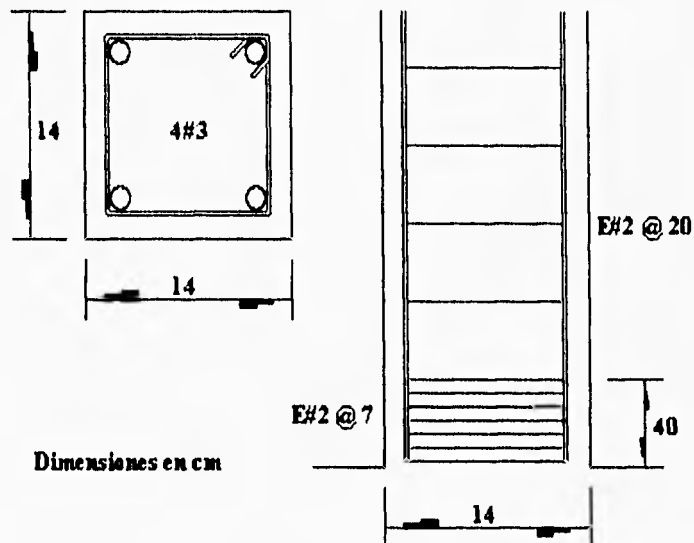
$$s = A_v f_y d_c / 1000$$

de donde:  $A_v = (2) (0.31) = 0.62 \text{ cm}^2$

para castillos de 14x14 cm:

$$s = (0.62) (3\,000) (14) / 1000 = 26 \text{ cm}$$

se pueden utilizar estribos del No. 2 a cada 25 cm o a cada 20 cm, pero se reducirá la separación a 7 cm en los 40 cm extremos, tal como se muestra en la figura 2.7.



**FIGURA 2.7 DETALLE PARA ARMADO DE CASTILLOS DEL EJEMPLO ILUSTRATIVO**

**CAPITULO III.**

**ALTERNATIVAS DE REESTRUCTURACION Y/O DE  
REPARACION EN ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERIA.**



### 3.1 ANTECEDENTES.

Una vez comprendida la manera cómo se comporta una estructura de mampostería, así como la forma cómo se analiza estructuralmente, se podrá entender claramente el proceso y las técnicas de reestructuración y/o de reparación que se aplican a una estructura de este tipo, lo cual se expondrá en este capítulo.

Lo anterior significa que los temas expuestos en los Capítulos I y II servirán como herramientas para entender de una manera más clara lo que se explicará en el Capítulo III.

Existen tres razones básicas por las que los edificios son reforzados para mejorar su comportamiento sísmico. En primer lugar está el reforzamiento de un edificio dañado por sismo, para mejorar su comportamiento ante futuros eventos. En segundo, muchos reglamentos o normas de construcción exigen que los edificios más viejos sean reforzados de acuerdo con las normas sísmicas de los reglamentos actuales, cuando el uso del edificio se cambia y aumenta su ocupación o peligro potencial. Por último, algunos propietarios de edificios, preocupados y bien informados, refuerzan voluntariamente algunos edificios con base en la seguridad de sus empleados o inquilinos y la protección de su inversión financiera (Referencia 14 y 15).

Se puede decir, entonces, que el principal objetivo de un reforzamiento es el de recuperar o incrementar la capacidad sísmo-resistente en los puntos más débiles de una estructura.

Los tres casos anteriores se aplicaron en nuestro país posteriormente a los sismos de Septiembre de 1985, ya que el RCDF exigió que todos aquellos edificios con grandes concentraciones de personas o que son indispensables para la respuesta ante emergencias o cuya falla implicaría pérdidas muy importantes, fueran reforzados obligados a cumplir con las nuevas especificaciones aun cuando no hubieran sufrido daños.

A pesar de esto, en la actualidad aun se conservan edificios afectados por los sismos de 1985 con daños mayores y otros que se han incrementado al pasar el tiempo y a los cuales no se les ha realizado ningún estudio, en otros casos los propietarios no le han tomado la importancia necesaria que esto significa tanto para su conservación, como para salvar vidas o bienes materiales de importancia (Referencia 16).

Particularmente, en el campo de las estructuras de mampostería, la adecuada reglamentación, producto de la investigación realizada en este campo, ha ido por delante de la práctica; los sismos intensos, como los de 1985, han permitido ir refinando los procedimientos y métodos; en contrario de otro tipo de estructuras, donde los sismos han mostrado la poca conveniencia de los procedimientos.

Lo anterior queda demostrado al analizar las estadísticas de daños que tanto el Grupo ICA como el Instituto de Ingeniería de la UNAM reportaron poco después de ocurridos los sismos de 1985.

En la tabla 3.1 se muestra el resumen de daños reportado por el Grupo ICA (Referencia 17), en donde se puede observar que de las construcciones de menos de 5 niveles, muchas corresponden a estructuras de mampostería; de las 757 construcciones reportadas como dañadas (incluyen colapso total, colapso parcial y daños graves, no se incluyen daños menores ni daños no estructurales), 36 son de mampostería como lo indica la tabla 3.2, la cual indica el resumen estadístico de daños reportado por el Instituto de Ingeniería de la UNAM (Referencia 18).

TABLA 3.1 RESUMEN DE DAÑOS. COMPARACION POR SISTEMA ESTRUCTURAL.								
TIPO DE ESTRUCTURA	NUMERO DE NIVELES					TOTAL	ESTRUCTURAS DAÑADAS	%
	1 - 2	3 - 5	6 - 8	9 - 12	> 12			
Muros de carga	35 115	7 731	165	21	6	43 038	393	1
Columnas y losa reticular o plana	384	943	462	231	107	2 127	125	6
Columnas, traveses y losa	961	4 764	966	265	82	8 038	236	3
Con muros de concreto	24	60	23	14	34	155	3	2
<b>TOTALES</b>	<b>37 484</b>	<b>13 498</b>	<b>1 616</b>	<b>531</b>	<b>229</b>	<b>53 358</b>		
<b>ESTRUCTURAS DAÑADAS</b>	<b>346</b>	<b>179</b>	<b>136</b>	<b>72</b>	<b>24</b>		<b>757</b>	
<b>%</b>	<b>1</b>	<b>1.3</b>	<b>8.4</b>	<b>13.5</b>	<b>10.4</b>			<b>1.4</b>

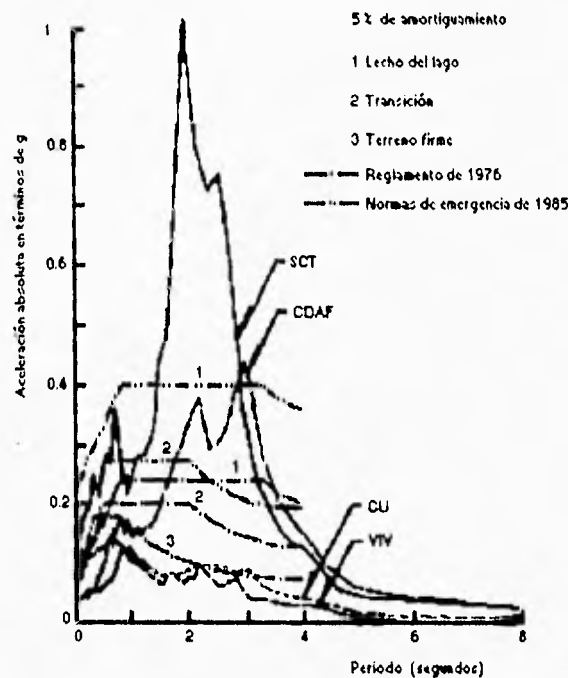
En primera instancia se puede pensar que es una cantidad muy alta respecto a las que presentaron daños (36/757), pero si se considera como porcentaje de las edificaciones con menos de 6 niveles construidas en la zona, solo representa el 0.07% contrastando con el 32.30% de estructuras dañadas que tenían más de 5 niveles.

Cabe mencionar, que la gran mayoría de los daños reportados por ICA o por el Instituto de Ingenieria en estructuras de mamposteria de menos de 5 niveles, estos correspondian a construcciones seriamente deterioradas por intemperismo, por falta de mantenimiento, por daños previos y/o que no tenían prácticamente refuerzo alguno en sus muros; además, se debe tomar en cuenta también que muchas de estas estructuras fueron dañadas al recargarse en ellas construcciones de mayor altura (Referencia 8).

TABLA 3.2 RESUMEN ESTADISTICO DE DAÑOS EN EDIFICIOS									
TIPO DE ESTRUCTURA	ALCANCE DEL DAÑO	AÑO DE CONSTRUCCION			NUMERO DE PISOS				TOTAL
		< 1957	57 - 76	> 1976	≤ 5	6 - 10	11 - 15	> 6	
Marcos de acero	Colapsos	7	3	0	4	3	1	2	10
	Graves	1	1	0	0	0	2	0	2
Marcos de concreto	Colapsos	27	51	4	27	46	8	1	82
	Graves	16	23	6	10	28	6	1	45
Losas reticulares	Colapsos	8	62	21	36	49	5	1	91
	Graves	4	22	18	5	26	12	1	44
Muros de carga de mamposteria	Colapsos	6	5	2	11	2	0	0	13
	Graves	9	13	1	22	1	0	0	23
Otros	Colapsos	4	8	2	12	2	0	0	14
	Graves	0	4	2	2	4	0	0	6
<b>Total</b>	<b>Colapsos y graves</b>	<b>82</b>	<b>192</b>	<b>56</b>	<b>129</b>	<b>161</b>	<b>34</b>	<b>6</b>	<b>330</b>

Considerando la gran cantidad de edificios existentes con muros de carga de mamposteria, su número en la tabla 3.2 es bastante reducido. Su comportamiento relativamente satisfactorio debe atribuirse a que no suelen tener más de cinco pisos y a que por lo general son mucho más rígidos que edificios similares con estructura a base de marcos; su periodo fundamental de vibración queda entonces muy por debajo del rango de ordenadas espectrales elevadas (Referencia 18).

Los informes antes mencionados y otros más indicaban de una manera muy clara que el hecho de tener estas construcciones un periodo menor al dominante del terreno, hizo que estuvieran sujetas a efectos sísmicos muy inferiores a los que se vieron sujetas las construcciones altas. Esto no es del todo cierto, ya que, como se puede observar en el espectro de respuesta del sismo de Septiembre de 1985, figura 3.1, casi se sobrepasaron en la misma proporción las fuerzas sísmicas para todo el rango de periodos, respecto al espectro de diseño para construcciones con  $Q = 2$  y 5% de amortiguamiento crítico: esto es, tanto las estructuras flexibles como las rígidas estuvieron sujetas a fuerzas sísmicas que excedieron las respectivas de diseño casi en la misma proporción (Referencia 8).



**FIGURA 3.1 ESPECTROS DE ACELERACION DE DISEÑO DEL REGLAMENTO DE 1976 Y ESPECTROS REALES DE 1985 PARA AMORTIGUAMIENTO DEL 5%**

También fue evidente al evaluar el comportamiento de construcciones que "debieron" de haber presentado daños, que la presencia de muros de mampostería evitaron esos daños, ya que mientras no se agrietaban, los muros restringieron la deformación de los edificios e incrementaron sustancialmente su resistencia; cuando los muros se agrietaban, principalmente en edificios altos, el cambio de las propiedades dinámicas contribuyó en algunos casos a sacarlos de la zona crítica, reduciendo las acciones del sismo.

Desgraciadamente, en otras ocasiones el agrietamiento de muros de mampostería llevó al colapso a edificios cuyas columnas que confinaban esos muros no estaban capacitados para soportar el cortante que en un principio resistieron los muros, presentándose el degollamiento de las columnas y el colapso del entrepiso. Cabe mencionar que muchas de esas edificaciones hubieran colapsado aun sin contar con esos muros. Esto último es el resultado de la mala práctica de diseño de no considerar el efecto de la rigidez de las mamposterías en la distribución de las fuerzas sísmicas, así como el refuerzo inadecuado de sus elementos confinantes; o bien, de no desligar los muros de la estructura si no se quiere considerar su rigidez.

En la mayor parte de los edificios de 1 a 4 pisos, las aceleraciones espectrales excedieron a los valores del Reglamento por un amplio margen, como se mencionó anteriormente. En este rango de periodos fundamentales de vibración cortos, la ductilidad no es muy eficaz para reducir las respuestas estructurales. Esto se agrava por el uso común de muros de carga de mampostería no reforzados en edificios de poca altura, ya que tales muros no son muy dúctiles. La mayoría, aunque no todos los edificios mencionados, resistieron el sismo gracias a las altas reservas intrínsecas ante fuerzas laterales debidas a la abundante cantidad de muros de mampostería y al refuerzo en elementos de concreto diseñados para soportar cargas gravitacionales.

### 3.1.1 TIPOS DE ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERIA EXISTENTES.

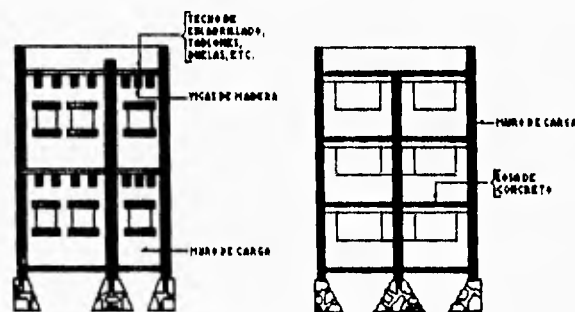
Los sistemas estructurales de mampostería más comunes en la Ciudad de México se pueden clasificar en alguno de los dos tipos siguientes. Ver figura 3.2.

- I. Tipo 1. Estructuras a base de muros de carga de mampostería de piedra, adobe o tabique recocido, de gran espesor, con sistemas de piso y techo a base de vigas de madera o acero y bóveda catalana de ladrillos o tablones de madera o con arcos y bóvedas de piedra.

Este tipo de estructuras se encuentra en construcciones antiguas; los muros llegan a tener espesores superiores a 50 cm y alturas de entrepiso relativamente grandes. Por lo general están muy deteriorados, sobre todo en los sistemas de piso, por falta de mantenimiento adecuado, con vigas apollilladas o podridas, en muchas ocasiones con rellenos de tierra importantes en pisos y techos. Además suelen contar con grietas en muros y pisos provocadas por hundimientos diferenciales o por sismos anteriores. Normalmente el número de niveles es de 1 a 4 como máximo.

El problema que se presenta más frecuentemente en este tipo de construcción, al ser sometida a sismos, es la falta de diafragmas rígidos al nivel de pisos o techos que repartan los efectos sísmicos a los muros orientados en cada dirección, lo que se agrava cuando, por remodelaciones o cambio de destino, se eliminan algunos muros, para abrir vanos. En ocasiones también hay problemas por flexión perpendicular al plano de muros altos o por ausencia de unión adecuada entre los distintos muros.

Son construcciones bastante rígidas ante fuerzas laterales, con periodos de vibración cortos, menores de 0.5 s, poco vulnerables en general a los sismos típicos de la zona de terrenos blandos, cuyos periodos dominantes suelen ser mucho más largos. En los sismos de Septiembre de 1985 prácticamente no hubo daños en este tipo de construcción, salvo en algunos casos de golpes con edificios vecinos o de viviendas de renta congelada muy deterioradas por falta de mantenimiento.



Tipo 1 Muros de carga y bóveda

Tipo 2 Muros de carga y losa

FIGURA 3.2 TIPOS DE ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERIA

2. **Tipo 2.** Estructuras con muros de carga de mampostería de tabique recocado o bloques huecos de concreto, reforzada con elementos perimetrales de concreto armado y con sistemas de piso o techo de concreto reforzado, colados en sitio o prefabricados.

Este tipo de estructuras es la versión moderna del primer tipo; los muros son por lo general más delgados, con espesor máximo de unos 28 cm, pero normalmente cuentan con dadas y castillos de concreto reforzado, elementos que confinan a la mampostería y mejoran su comportamiento tanto bajo fuerzas laterales debidas al sismo como bajo el efecto de hundimientos diferenciales en las zonas de terreno compresible de la ciudad. Los sistemas de piso y techo de concreto colado en sitio, constituyen diafragmas horizontales suficientemente rígidos para transmitir los efectos sísmicos a los muros resistentes en cada dirección, lo que mejora apreciablemente el comportamiento; las alturas de entrepiso son menores y no hay grandes rellenos de tierra, excepto en azoteas, donde sí suelen existir para dar pendiente y desaguar las aguas pluviales. En algunos casos, aunque el sistema de piso o techo sea prefabricado se acostumbra colar sobre él un firme, a veces reforzado con malla de acero, lo que ayuda a formar el diafragma.

En este tipo de construcción la máxima altura que suele alcanzarse es del orden de 8 pisos. Generalmente se emplea en vivienda unifamiliar o multifamiliar, con gran densidad de muros, continuos en toda la altura, por lo que al igual que en el tipo 1, son bastante rígidos para movimientos en dirección horizontal y de esta manera sus periodos son también relativamente cortos, inferiores a los dominantes del suelo en la zona de terreno blando y tampoco presentaron daños graves en los sismos de 1985, ya que su respuesta dinámica fue relativamente baja, comparada con su capacidad.

### 3.1.2 CAUSAS DE DAÑO ESTRUCTURAL EN ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA EN LOS SISMOS DE SEPTIEMBRE DE 1985.

A continuación se presentan las principales causas que contribuyeron a la falla de las estructuras de mampostería existentes durante los eventos sísmicos de Septiembre de 1985.

La mayor parte de los edificios de varios pisos tenían profusión de muros de relleno de mampostería. En muchos casos se suponía que éstos servirían sólo como divisiones; en otros, se les había asignado una función estructural y estaban colocados y reforzados de una manera adecuada para este fin. En la mayoría de los casos la presencia de muros de mampostería fue benéfica y quizás evitó muchos derrumbes al proteger los marcos, aun cuando estos muros sufrieron diversos grados de agrietamiento. En otras ocasiones, su presencia fue responsable de la falla estructural, sobre todo en tres aspectos:

1. **Distribución asimétrica.** De los edificios que sufrieron derrumbe o daños graves, 42% eran edificios en esquina. La mayoría de éstos tenían muros de mampostería en dos lados perpendiculares y fachadas ampliamente abiertas sobre la calle. Aun cuando se tome en cuenta la torsión para un análisis lineal, la fluencia asimétrica produce torsión en estos casos. Algunos edificios que no estaban en esquina también fallaron por torsión, debido a la distribución asimétrica de los muros de relleno de mampostería.
2. **Planta baja débil.** Con frecuencia los pisos superiores tienen una gran abundancia de muros de relleno de mampostería, en tanto que en la planta baja los marcos están casi descubiertos. Esto es muy común en edificios de apartamentos con estacionamientos en planta baja, así como en hoteles con comercios y servicios al nivel de la calle.

En estos, excepto que estén diseñados en forma especial, la disipación de energía debida a comportamiento inelástico debe tener lugar casi exclusivamente en la planta baja, puesto que la presencia de los muros hace al resto demasiado resistente para que pueda fluir. Como consecuencia, las columnas fallan en la planta baja. Esta fue una causa muy común de falla, a veces asociada con torsión.

**3. Asimetría causada por falla de los muros de relleno.** En varios casos los muros de relleno escasamente reforzados o anclados fallaron por completo, ya sea en flexión perpendicular a su plano, o en cortante. Esta falla indujo torsiones significativas en el resto de la estructura.

Como se pudo observar en los datos obtenidos por el Grupo ICA y por el Instituto de Ingeniería de la UNAM, las estructuras de mampostería tuvieron mejor comportamiento sísmico que las estructuras de concreto, lo cual no fue fortuito ya que como se mencionó anteriormente, también se sobrepasaron casi en la misma proporción los niveles de las fuerzas sísmicas de diseño. El buen comportamiento fue resultado de tener un reglamento de diseño racional, desarrollado para la práctica constructiva local y basado en numerosa investigación tanto teórica como experimental.

No obstante, para el caso de las estructuras de este tipo que sí sufrieron daños tuvieron que ser sometidas a un proceso de evaluación que permitiera definir su estado actual y su condición futura una vez realizada dicha evaluación.

Los sismos de Septiembre de 1985 y más recientemente otros sismos importantes (Oaxaca y Guerrero: 14/Septiembre/95, Colima: 9 y 12/Octubre/95, Chiapas: 21/Octubre/95), han concientizado a la población mexicana de que la Ciudad de México y otras ciudades del país no están exentas de sufrir la presencia de otro u otros sismos con magnitudes similares a las de aquéllos y más aun de sufrir las consecuencias que estos traen consigo.

Al presentarse eventos sísmicos con características destructivas en nuestro país es necesario que la población esté preparada para afrontar las consecuencias de estos, cada quien dentro del ámbito en el que se desenvuelve. En el caso de los profesionistas especializados en este tema es necesario que se encuentren capacitados técnicamente para poder determinar el estado en el que se encuentra una estructura después de un evento de este tipo y que pueda definir el plan a seguir para su rehabilitación si es que la estructura lo requiere y si se justifica.

Para el caso de las estructuras de mampostería, aunque se tenga un reglamento de diseño racional no excluye a estas de sufrir daños cuando se presenta un evento sísmico.

Es por esto que el principal objetivo de este trabajo es el de presentar un panorama general sobre el comportamiento de la mampostería y sobre todo mostrar un procedimiento para reestructurar y/o reparar estructuras de mampostería dañadas por un evento sísmico.

En este capítulo se presenta dicho procedimiento partiendo de una evaluación preliminar que se realiza a la estructura y así poder determinar posteriormente su futuro.

Algunas etapas de este procedimiento pueden ser aplicables a otro tipo de estructuras, como por ejemplo las de concreto, así como algunos métodos de reestructuración y/o reparación; en este trabajo se aplicará este procedimiento exclusivamente a estructuras de mampostería, aunque en un momento dado se puede adaptar para otro tipo de estructuras.

Antes de comenzar cualquier proyecto de reparación o refuerzo es necesario, en primer término, determinar en forma exacta cómo se comportó la estructura, esto es, comprender la causa de los daños que presenta. Para esto se requiere una inspección detallada del edificio para recabar una lista completa de todos los elementos dañados, tanto estructurales como no estructurales.

El RCDF, en su artículo 234 exige que:

"Los propietarios o poseedores de inmuebles que presenten daños, recabarán un dictamen de estabilidad y seguridad por parte de un Corresponsable en Seguridad Estructural. Si el dictamen demuestra que los daños no afectan la estabilidad de la construcción en su conjunto, o de una parte significativa de la misma, la construcción puede dejarse en su situación actual o bien sólo repararse o reforzarse localmente. De lo contrario la construcción deberá ser objeto de un proyecto de refuerzo.

El proyecto de refuerzo estructural de una construcción, con base en el dictamen a que se refiere dicho artículo, deberá cumplir con lo estipulado en el artículo 235 del mismo reglamento, el cual se explica a continuación:

- I. La construcción deberá alcanzar los niveles de seguridad establecidos por este reglamento como mínimo.
- II. Se inspeccionarán detalladamente los elementos estructurales, retirando acabados y recubrimientos que puedan ocultar daños estructurales.
- III. Se considerará la participación de la estructura existente y la de refuerzo en la seguridad del conjunto, indicando detalles de liga entre ambas.
- IV. Se realizará un diagnóstico del estado actual de la estructura, eliminando las causas de los daños.
- V. Se hará una revisión detallada de la cimentación después de haber realizado las modificaciones de refuerzo a la estructura.
- VI. Se revisará de acuerdo al proceso que el Departamento del Distrito Federal establezca para obtener la licencia correspondiente.

### 3.2 EVALUACION O DICTAMEN TECNICO PRELIMINAR.

La principal finalidad de una evaluación preliminar es determinar si los edificios dañados por un sismo brindan las condiciones de seguridad necesarias para ser habitados. En caso contrario, se deberán establecer medidas de emergencia para la protección de los usuarios.

Por lo general, las estructuras por inspeccionar se encuentran en uso, por lo que se necesita determinar tan rápido como sea posible si deben seguir siendo habitadas, si se deben desocupar o si se debe restringir su ocupación, ya que existen edificaciones destinadas a servicios públicos (hospitales, estaciones de bomberos, de bombeo de agua, de energía eléctrica, telefónica, escuelas, sistemas de tráfico, etc.), que requieren estar en servicio lo antes posible para realizar las labores de emergencia necesarias después del sismo.

Algunas medidas de emergencia pueden ser (Referencia 19):

1. La desocupación inmediata.
2. La demolición parcial o total.
3. La reducción rápida de cargas excesivas.
4. La remoción de materiales sueltos.
5. La fijación del equipo, tanques, tinacos y anuncios comerciales.

Las medidas de emergencia deberán tomarse calmada y racionalmente, ya que deberán ser confirmadas o podrán ser modificadas posteriormente, conforme progresan el análisis y las investigaciones. Sin embargo, se debe considerar que es una etapa muy importante, que puede tener efectos en la determinación de medidas futuras.

Antes de realizar la evaluación preliminar propiamente dicha es necesario, en primer término, realizar el reconocimiento de los daños existentes en la estructura. Con la información derivada del levantamiento de daños se debe definir si existe la necesidad de proceder a la demolición inmediata de la estructura o si es posible considerar su reparación. En el segundo caso será necesario rehabilitarla temporalmente en tanto se lleva a cabo el estudio de las opciones de reparación.

En esta etapa se definirá si es justificable intentar la reestructuración y/o reparación de la estructura o si por el peligro de un derrumbe inmediato que pueda afectar las construcciones o vías de circulación adyacentes es necesaria la demolición. En casos dudosos, y cuando las consecuencias de un posible derrumbe no sean peligrosas, puede ser recomendable retrasar la decisión de demoler hasta contar con información más completa que la resultante de la evaluación preliminar.

Si se decide no demoler, se deberá proceder inmediatamente a tomar las medidas de apuntalamiento necesarias que garanticen adecuadamente la seguridad temporal de la estructura.

Esta etapa de evaluación preliminar se complementará más ampliamente con una revisión posterior mejor detallada que servirá como base para la realización del proyecto de reestructuración y/o de reparación definitivo.

### 3.2.1 INSPECCION PRELIMINAR.

El dictamen del estado en el que se encuentra la estructura consiste en una inspección ocular de ésta, realizada por personal calificado y coordinada por un especialista en estructuras (Referencia 20), en la que se deberán identificar los daños existentes. Esta comisión de inspección tendrá que estar provista del equipo adecuado para la cuantificación y el registro de sus observaciones.

Para localizar los daños y cuantificarlos, durante la inspección será necesario revisar los desplomes y realizar mediciones sobre los elementos más dañados, lo que puede implicar abrir áreas ocultas lo cual permitirá una investigación completa y se tendrá la seguridad de que los daños escondidos queden al descubierto.

De aquí la importancia de que la inspección sea coordinada por un especialista en estructuras puesto que de esta manera se evitan demoliciones por gente con falta de entrenamiento técnico que puedan destruir más de lo necesario, por lo que será importante que las comisiones de inspección sean sometidas a programas de capacitación

El equipo que requiere la comisión de inspección para la identificación de los daños y que se recomienda como mínimo es el que se presenta a continuación (Referencia 19 y 20).

1. Mapas y formas de registro (tabla 3.3).
2. Libreta de anotaciones.
3. Bolígrafo y lápiz.
4. Escalímetro de bolsillo.
5. Comparador de grietas (figura 3.3).
6. Calculadora de bolsillo.
7. Lupa.
8. Flexómetro de 5.00 m como mínimo.
9. Nivel de mano o plomada.
10. Martillo y cincel o desarmador.
11. Navaja de bolsillo.
12. Linterna.
13. Juego de pinturas (verde, amarilla y roja) y brocha.
14. Cámara fotográfica con "flash".
15. Casco de protección.
16. Botas.
17. Guantes de laboratorio.
18. Binoculares.

En esta etapa se deberán tomar las medidas de seguridad pertinentes elementales de tal manera que no se arriesgue la vida de los integrantes de la comisión de inspección.



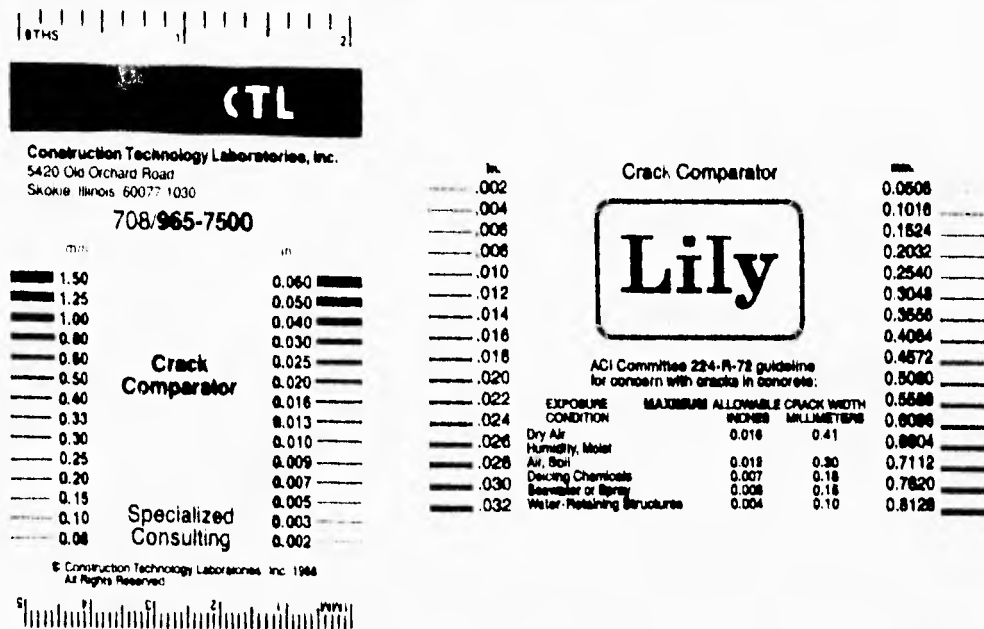


FIGURA 3.3 COMPARADORES DE GRIETAS O GRIETOMETROS

### 3.2.2 FORMATO DE INSPECCION.

La metodología empleada para la recopilación y clasificación de datos debe ser uniforme y sencilla con el fin de evaluar desde un mismo punto de vista el daño físico y las pérdidas. La información debe incluir no sólo el levantamiento de daños; sino también debe considerar todos aquellos elementos del edificio que se encuentran en buen estado.

Par sistematizar el acopio de la información, es indispensable el uso de formas prediseñadas para tal efecto, las cuales deben incluir los siguientes conceptos:

- Identificación del edificio.
- Identificación del sistema estructural.
- Identificación de daños en elementos estructurales.
- Identificación de daños en elementos no estructurales.
- Identificación de problemas de estructuración.
- Identificación de problemas en la cimentación.
- Estimación de la posible causa de los daños.

J. Petrovski (Referencia 21) ha propuesto el formato mostrado en la tabla 3.3 con la finalidad de que la información quede convenientemente ordenada para su procesamiento por computadora. Esta tabla se apoya a su vez en la tabla 3.4, en donde se muestran la descripción y los códigos que se utilizan en la tabla 3.3 para la clasificación de las construcciones.

El formato queda dividido en las siguientes áreas.

- Localización y orientación del edificio.
- Descripción de la geometría y del uso del edificio.
- Descripción del sistema estructural.
- Observaciones de la inspección.
- Recomendaciones y conclusiones.

**TABLA 3.3 FORMULARIO PARA LA INSPECCION DE LOS  
DAÑOS DEL TERREMOTO Y POSIBILIDAD DE USO**

**Descripción de la geometría y del uso del edificio**

- 1. Ciudad (nombre-código)           1
- 2. Identificación de la construcción:
- 2.1 Código de la sección de la ciudad o del asentamiento:   7
- 2.2 Código del equipo de trabajo:   9
- 2.3 Número de construcciones:     11
- 3. Orientación principal de la construcción:
- 1. NS, 2. EW, 3. N45E, 4. N45W  14
- 4. Posición de la construcción en el bloque:
- 1. Última, 2. Media, 3. Libre  15
- 5. Superficie bruta de la construcción (m<sup>2</sup>):       16
- 6. Número de pisos:
- 6.1 sótano: No/0/, Sí/1/  20
- 6.2 Piso:     21
- 6.3 Mazanina: No/0/, Sí/1/  23
- 6.4 Atico: No/0/, Sí/1/  24
- 7. Propósito (véase la descripción atrás):
- 7.1 Edificio    25
- 7.2 Planta baja    27
- 8. Número de apartamentos:    29
- 9. Período de construcción (definir para cada país):
- 1. 2. 1966-1976 3. 1976-    31

**Descripción del Sistema Estructural**

- 10. Tipo de construcción (véase la descripción atrás):    32
- 11. Estructura del piso:
- 1. Concreto armado, 2. Acero, 3. Madera, 4. Otro  35
- 12. Estructura de techo:
- 1. Concreto armado, 2. Acero, 3. Madera, 4. Otro  36
- 13. Material de techar: 1. Teja, 2. Asbesto cemento, 3. Láminas metálicas, 4. Otro (especificar)  37
- 14. Tipo de sistema constructivo: véase la descripción atrás:
- 1. Muro de carga, 2. Marco, 3. Marco con muro, 4. Estructura con muro, 5. Sistema mixto, 6. Otro (especificar)  38
- 15. Calidad de la construcción:
- 1. Buena, 2. Promedio, 3. Pobre  39
- 16. Flexibilidad del primer piso comparado con los otros:
- 1. Más grande, 2. Casi igual, 3. Más pequeña  40
- 17. Reparación de los terremotos anteriores:
- 1. No, 2. Sí, 3. No se sabe  41

**Observaciones de la inspección**

- 18. Daños de los elementos constructivos:
- 1. No hay, 2. Pequeño, 3. Moderado, 4. Grave, 5. Severo (véase la descripción atrás)
- 18.1 Muros de carga  42
- 18.2 Columnas  43
- 18.3 Vigas  44
- 18.4 Nudos de pórticos  45
- 18.5 Parades de cortante  46
- 18.6 Escaleras  47
- 18.7 Pisos  48
- 18.8 Cubiertas (losas)  49
- 19. Daños de los elementos no constructivos e instalaciones:
- 1. No hay, 2. Pequeño, 3. Moderado, 4. Grave, 5. Severo (véase la descripción en el manual)
- 19.1 Muros interiores  50
- 19.2 Muros de división (colindancia)  51
- 19.3 Muros de exterior (fachada)  52
- 19.4 Instalación eléctrica  53
- 19.5 Plomería, canalización, gas  54
- 19.6 Elevadoras  55

**Localización del edificio**

Croquis de la construcción

Planta                      Sección

Edificios colindantes:

Separación:

Dirección:

Propiedad de:

- 20. Daño de toda la construcción:
- 1. No hay, 2. Pequeño, 3. Moderado, 4. Grave, 5. Severo  56
- 21. Daños como resultado de fuego después del terremoto: No/0/, Sí/1/  57
- 22. Condiciones del suelo en el lugar:
- 1. Roca, 2. Firme, 3. Medio, 4. Blando  58
- 23. Inestabilidad del suelo:
- 1. No hay, 2. Pequeño hundimiento, 3. Hundimiento intenso, 4. Licuación, 5. Derrumbamiento, 6. Derrumbamiento de rocas, 7. Falla, 8. Otro (especificar)  59
- Conclusiones y Recomendaciones
- 24. Clasificación de uso y marcar:
- Marcar: 1. Verde, 2. Amarillo, 3. Rojo
- No marcar: 4. Marcar después de eliminación del peligro, 5. Problemas de suelo y problemas geológicos, reinspección, 6. Clasificación imposible, reinspección, 7. Edificio inaccesible  60

Explicar las razones generales para su clasificación y la manera de marcar:

- 25. Recomendaciones para medidas urgentes:
- 1. No hay, 2. Eliminación del peligro local, 3. Protección de la construcción del colapso, 4. Protección de las calles o las construcciones vecinas, 5. Demolición urgente  61
- 26. Fotografías: No/0/, Sí/1/  62
- 27. Atrapados en los edificios: No/0/, Sí/1/ (Si hay, parar la inspección e informar a las autoridades)  63
- 28. Víctimas humanas:
- No hay muertos y heridos /0/:
- Posibles muertos y heridos /1/:
- Si hay datos, escribir: Número de muertos:    64
- Número de heridos:    66
- 29. Fecha de la inspección: mes/día     67
- Nombres de los Ingenieros de Inspección: Firmas:
- 1.
- 2.
- 3.

**TABLA 3.4 DESCRIPCIÓN Y CODIGOS PARA CLASIFICACION DE CONSTRUCCIONES SEGUN EL USO, TIPO DE CONSTRUCCION, TIPO DE SISTEMA ESTRUCTURAL Y GRADO DE DAÑO (COLORES CONVENCIONALES PARA CLASIFICAR DAÑOS)**

**7. CATEGORIAS DE USO DE LAS EDIFICACIONES:**

- 10 *Residencial:* 11 Casas de familia, 12 Edificios de apartamentos.
- 20 *Oficinas:* 21 Edificio total, 22 Parte del edificio.
- 30 *Economía:* 31 Comercio, 32 Finanzas, 33 Pequeña Industria, 34 Almacenes, 35 Agricultura, 36 Pescadería, 37 Forestal.
- 40 *Salud y protección social:* 41 Hospitales y clínicas, 42 Servicios de salud, 43 Protección social (Establecimientos para ancianos, minusválidos, etc).
- 50 *Servicios públicos:* 51 Administración central o local, 52 Policía y bomberos, 53 Transporte (carreteras, ferrocarriles, aire y mar), 54 Comunicaciones (correos, radios, T. V.).
- 60 *Educación y cultura:* 61 Escuelas, 62 Universidades y centros de investigación, 63 Dormitorios, 64 Históricos y religiosos, 65 Culturales y recreativos, 66 Deportes (estadios, gimnasios).
- 70 *Turismo y hotelería:* 71 Hoteles, 72 Restaurantes, cafés, 73 Cafeterías, pastelerías, y otros.
- 80 *Industrias y energía:* 81 Industria, 82 Energía (centrales eléctricas, subestaciones, otros).
- 90 *Otras construcciones:* Especificar.

**10. TIPOS DE CONSTRUCCION**

**100 Edificios de mampostería:**

- 110 *Adobe:* 111 sólo adobe, 112 adobe con fajas de madera.
- 120 *Ladrillo macizo:* 121 Con entramado horizontal de concreto reforzado, 122 Con entramado horizontal y vertical de C. R. (concreto reforzado).
- 130 *Ladrillos huecos:* 131 Con entramado horizontal de C. R., 132 Con entramado horizontal y vertical de C. R.
- 140 *Bloques de concreto:* 141 Con entramado horizontal de C. R., 142 Con entramado horizontal y vertical de C. R.
- 150 *Mampostería de piedra:* 151 Mampostería de piedra asentada en seco, 152 Piedra con mortero de mala calidad, 153 Piedra con mortero de buena calidad, 154 Piedra con fajas de madera, 155 Piedra con amarres de acero, 156 Piedra con vigas horizontales de C. R., 157 Piedra con vigas y columnas de C. R.

**200 Construcciones de concreto reforzado:**

- 210 *Pórticos monolíticos:* 211 Con muros de ladrillo macizo, 212 Con muros de ladrillo hueco, 213 Con bloques livianos de concreto o paneles, 214 Con muros de cortante.
- 220 *Sistemas de muros portantes:* 221 Con muros portantes en una dirección, 222 Con muros portantes ortogonales en las dos direcciones.
- 230 *Construcciones prefabricadas:* 231 Pórtico con muros de ladrillo hueco, 232 Pórtico con tabique ligero de concreto, 233 Pórtico combinado con muros de cortante, 234 Construcciones de paneles grandes, 235 Construcciones de paneles pequeños.
- 240 *Construcciones compuestas:* 241 Pórticos de C. R. con muros portantes de mampostería, 242 Combinación de pórticos de acero con muros portantes de mampostería.

**300 Construcciones de acero:**

- 310 *Construcciones de acero para la industria pesada:* 311 Sin grúas, 312 Con grúas.
- 320 *Construcciones de acero para la industria ligera:* 321 Sin grúas, 322 Con grúas.
- 330 *Construcciones de acero con varios pisos:* 331 Pórtico sin contraventeo, 332 Pórticos contraventados, 333 Pórtico

de acero con núcleo de concreto reforzado, 334 Pórtico de acero con paneles de concreto reforzado.

**400 Construcciones de madera:**

- 410 *Entramado contraventeado con relleno de material:* 411 Con cimentación en mampostería de piedra, 412 Sin cimentación en mampostería de piedra.
- 420 *Prefabricadas:* 421 Pórticos de madera, 422 Elementos cortos y paneles pequeños de madera.

**14. TIPO DE SISTEMA ESTRUCTURAL:**

*Sistema de transmisión de cargas verticales y laterales:* 1. Muros, 2. Pórticos, 3. Pórticos con tabique, 4. Entramado con tabique en el cual las vigas y columnas no forman pórtico, 5. Mixta de pórticos y/o muros de cortante y tabique, 6. Otros sistemas (describir).

**18. DAÑOS EN LOS ELEMENTOS CONSTRUCTIVOS (COLORES CONVENCIONALES)**

1. **Ninguno-marcado verde:** Sin daño visible de los elementos constructivos. Posibles fisuras en el aplonado de paredes y techos. Se observan pocos daños en la construcción.  
Las construcciones clasificadas en las categorías 1 y 2 no presentan reducción de su capacidad sísmo-resistente y no son peligrosas para las personas. Pueden ser utilizadas inmediatamente o luego de la reparación.
2. **Ligero-marcado verde:** Fisuras en el aplonado de muros y techo. Grandes partes de aplonado caído de muros y techos. Importantes grietas o derrumbes parciales en chimeneas, áticos. Distorsión, agrietamiento y estallido parcial con caída del techo de cubierta. Fisuras en elementos constructivos.  
Las construcciones clasificadas en las categorías 3 y 4 tienen muy disminuida su capacidad sísmo-resistente. El acceso a las mismas es controlado y la construcción no se puede usar antes de ser reparada y reforzada. Hay que evaluar la necesidad de apuntalar la construcción y proteger los edificios vecinos.
3. **Moderado-marcado amarillo:** Fisuras diagonales y de otro tipo, en muros con aberturas. Fisuras grandes en elementos constructivos de C. R., columnas, vigas, muros. Derrumbe parcial o total de chimeneas y áticos. Dislocación, agrietamiento y caída del techo.
4. **Fuerte-marcado amarillo:** Grietas grandes con o sin separación de los muros y con trituración del material. Grandes grietas con trituración del material de las paredes entre las aberturas de los elementos constructivos. Grietas grandes con pequeña dislocación de elementos de concreto reforzado: columnas, vigas, muros. Pequeña dislocación de elementos constructivos y de toda la construcción.  
Las construcciones clasificadas en la categoría 5, no son seguras, presentan peligro de derrumbe. El acceso está prohibido. Es necesario proteger la calle y edificios vecinos, o demoler el edificio a la mayor brevedad posible. En caso de edificios aislados, o con construcciones cercanas de la misma clasificación, la decisión para su demolición debe ser tomada luego de una evaluación desde el punto de vista económico del costo de su reparación y reforzamiento.
5. **Severo-marcado rojo:** Los elementos constructivos y las uniones están muy dañados y dislocados, con un número grande de ellos destruidos. Las construcciones presentan ruina total o parcial.  
Las construcciones clasificadas en la categoría 5, no son seguras, presentan peligro de derrumbe. El acceso está prohibido. Es necesario proteger la calle y edificios vecinos, o demoler el edificio a la mayor brevedad posible. En caso de edificios aislados, o con construcciones cercanas de la misma clasificación, la decisión para su demolición debe ser tomada luego de una evaluación desde el punto de vista económico del costo de su reparación y reforzamiento.

### 3.2.3 DAÑOS ESTRUCTURALES.

Como se vio en el Capítulo 1, una estructura de mampostería estará sometida durante su vida útil principalmente a los siguientes efectos (Referencia 22 y 23).

1. Carga vertical debida al peso de las losas, de las cargas vivas y a su peso propio.
2. Fuerzas cortantes y momentos de volteo (Flexión) originados por las fuerzas de inercia durante un sismo.
3. Empujes normales al plano de los muros que pueden ser causados por empuje de viento, tierra o agua, así como por fuerzas de inercia cuando el sismo actúa normal al plano del muro.

La falla por carga axial en un muro de mampostería es muy poco probable que ocurra debido a que el área de los muros es grande; podría ocurrir si las piezas son de muy mala calidad, o porque han perdido capacidad de carga por efecto del intemperismo. Se identifica esta falla porque el material literalmente se aplasta cuando es de baja calidad, o si es de buena calidad aparecen numerosas grietas verticales.

La falla por flexión se produce cuando se alcanza el esfuerzo resistente en tensión de la mampostería, el cual es muy bajo (del orden de 1 a 2 Kg/cm<sup>2</sup>) y puede ocurrir en el plano del muro o perpendicular a éste; en el último caso se debe a que se excede la resistencia a tensión por flexión de la mampostería, que ocurre generalmente cuando es de mala calidad el mortero que une las piezas, o cuando el empuje de tierra o agua tiene un valor alto.

La flexión en el plano del muro es grave cuando no hay acero de refuerzo; al existir refuerzo, este toma los esfuerzos de tensión que la mampostería no es capaz de soportar. Si existen problemas de flexión en el plano del muro, estos se identifican mediante grietas horizontales que se forman en los extremos del muro, siendo mayores en la parte inferior. Es raro que se tengan problemas por flexión porque la carga vertical sobre los muros contrarresta los efectos de los momentos (Volteo), o porque lo evita el acero de refuerzo colocado en los extremos del muro.

Para alcanzar la falla debida a un esfuerzo cortante es necesario que no se alcance la de flexión en primera instancia; es decir, solo se obtiene aquella cuando existe carga vertical sobre el muro que contrarresta el efecto de la flexión, o en muros de gran longitud.

Se identifican dos formas de falla en cortante: en una de ellas la grieta es diagonal y corre solamente a través de las juntas de mortero (escalerilla), a esta se le conoce como falla por cortante; mientras que si la grieta diagonal es casi recta rompiendo las piezas, se dice que la falla es por tensión diagonal.

### 3.2.4 DAÑOS NO ESTRUCTURALES.

Los daños no estructurales son los que se presentan en aquellos elementos que no participan directamente en la resistencia y rigidez global de la estructura (Referencia 25).

Los daños a estos elementos por lo general se deben a una unión inadecuada de éstos con la estructura, o la falta de rigidez de la misma. Los más comunes son los siguientes (Referencia 19 y 20).

1. Aplastamiento de las uniones entre la estructura y elementos de fachada.
2. Ruina total o parcial de muros de relleno.
3. Rotura de vidrios.
4. Desprendimiento de aplanados, recubrimientos y elementos de fachada.
5. Agrietamiento o desprendimiento de plafones.
6. Rompimiento de conexiones de agua, calefacción, tuberías de gas e instalaciones diversas.
7. Agrietamiento o caída de chimeneas, áticos y cornisas.
8. Daños en equipo eléctrico y mecánico.
9. Desajuste de elevadores fuera de sus guías.

### 3.2.5 CLASIFICACION Y EVALUACION PRELIMINAR DE LOS DAÑOS.

Para evaluar de una manera preliminar los daños ocurridos a la estructura, en la tabla 3.5 se dan algunas sugerencias y recomendaciones de la forma de hacerlo, propuestas por Jesús Iglesias Jiménez, et al (Referencia 24), de acuerdo al tipo de daño, ya sea no estructural, estructural ligero, fuerte o grave.

TABLA 3.5 CLASIFICACION Y EVALUACION PRELIMINAR DE DAÑOS		
TIPO DE DAÑO	DESCRIPCION	EVALUACION PRELIMINAR
NO ESTRUCTURAL	<ul style="list-style-type: none"> <li>- DANOS UNICAMENTE EN ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- NO EXISTE REDUCCION EN LA CAPACIDAD SISMO-RESISTENTE</li> <li>- NO SE REQUIERE DESOCUPAR</li> <li>- LA REPARACION CONSISTIRA EN LA RESTAURACION DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES</li> </ul>
ESTRUCTURAL LIGERO	<ul style="list-style-type: none"> <li>- GRIETAS DE MENOS DE 0.50 mm DE ANCHO EN ELEMENTOS DE CONCRETO</li> <li>- GRIETAS DE MENOS DE 3 mm DE ANCHO EN MUROS DE MAMPOSTERIA</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- NO EXISTE REDUCCION EN LA CAPACIDAD SISMO-RESISTENTE</li> <li>- NO SE REQUIERE DESOCUPAR</li> <li>- LA REPARACION CONSISTIRA EN LA RESTAURACION DE LOS ELEMENTOS DAÑADOS</li> </ul>
ESTRUCTURAL FUERTE	<ul style="list-style-type: none"> <li>- GRIETAS DE 0.50 mm A 1 mm DE ANCHO EN ELEMENTOS DE CONCRETO</li> <li>- GRIETAS DE 3 mm A 10 mm DE ANCHO EN MUROS DE MAMPOSTERIA</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- EXISTE UNA REDUCCION IMPORTANTE EN LA CAPACIDAD SISMO-RESISTENTE</li> <li>- DEBE DESOCUPARSE Y MANTENERSE SOLO ACCESO CONTROLADO, PREVIO APUNTALAMIENTO</li> <li>- ES NECESARIO REALIZAR UN PROYECTO DE REPARACION PARA LA RESTAURACION Y EL REFUERZO DE LA ESTRUCTURA</li> </ul>
ESTRUCTURAL GRAVE	<ul style="list-style-type: none"> <li>- GRIETAS DE MAS DE 1 mm DE ANCHO EN ELEMENTOS DE CONCRETO</li> <li>- ABERTURAS EN MUROS DE MAMPOSTERIA</li> <li>- DESPRENDIMIENTO DEL RECUBRIMIENTO EN COLUMNAS</li> <li>- APLASTAMIENTO DEL CONCRETO, ROTURA DE ESTRIBOS Y PANDEO DEL REFUERZO EN VIGAS, COLUMNAS Y MUROS DE CONCRETO</li> <li>- AGRIETAMIENTO DE CAPITILES</li> <li>- DESPLOMES EN COLUMNAS</li> <li>- DESPLOME DEL EDIFICIO DE MAS DE 1% DE SU ALTURA</li> <li>- HUNDIMIENTO O EMERSION DE MAS DE 20 cm</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- EXISTE UNA REDUCCION IMPORTANTE EN LA CAPACIDAD SISMO-RESISTENTE</li> <li>- DEBE DESOCUPARSE Y SUPRIMIRSE EL ACCESO Y LA CIRCULACION EN LA VECINDAD</li> <li>- ES NECESARIO PROTEGER LA CALLE Y LOS EDIFICIOS VECINOS MEDIANTE EL APUNTALAMIENTO, O PROCEDER A LA DEMOLICION URGENTE</li> <li>- DE SER POSIBLE DEBERA RECURRIRSE A UNA EVALUACION DEFINITIVA QUE PERMITA DECIDIR SI PROCEDE LA DEMOLICION O BIEN EL REFUERZO GENERALIZADO DE LA ESTRUCTURA</li> </ul>

Si al realizar la clasificación y evaluación preliminar de los daños se observa que la estructura se encuentra en el último de los casos de la tabla 3.5, se llega a una etapa en la que se tiene que decidir el futuro de la estructura. Posiblemente si la magnitud de los daños es muy grande no habrá otra decisión más que demoler la estructura, pero en casos dudosos de estabilidad de la estructura se tendrán que estudiar las posibles soluciones e implicaciones que trae consigo la reparación de la misma. Aun en casos no dudosos o no tan dudosos, se requieren estudiar todos los factores que intervienen en esta decisión de reparar o demoler la estructura.

En los casos en los que se requiera recurrir a la evaluación definitiva para determinar el futuro de la estructura se puede también llegar a la decisión de demolerla.

La decisión de reparar o demoler una estructura depende de varios factores, no sólo en el aspecto técnico sino también de factores económicos, sociales, políticos, e incluso el aspecto estético que también es un factor importante (Referencia 15). Cada caso debe estudiarse en forma exhaustiva debiéndose plantear los costos que involucran las distintas opciones de reparación, sin olvidar que demoler también implica un costo (Referencia 26).

Teóricamente toda estructura se puede reparar, pero la decisión de realizarlo se encuentra condicionada por los factores anteriores, sobre todo por el aspecto económico, que se puede justificar de acuerdo a los beneficios económicos, ya sea por que exista un incremento en el valor comercial del inmueble, una prolongación de su vida útil, mayores ingresos por la renta o la venta, etc. (Referencia 27 y 28).

La solución está en llevar a cabo un análisis en el que se justifique que en los casos en que sea técnicamente posible efectuar una reparación, ésta resulte menos costosa que el valor de reposición del inmueble.

Quizá al realizar la evaluación preliminar se determine la demolición de la estructura, pero en el caso de que se decida considerar su reparación será necesario proporcionar resistencia provisional a aquellos elementos y conexiones de los cuales depende la seguridad del sistema estructural total, aliviando la carga vertical sobre los elementos estructurales dañados.

De esta manera se protege a la estructura de acciones laterales repentinas, debidas a posibles réplicas del sismo.

### 3.3 APUNTALAMIENTO O RIGIDIZACION TEMPORAL.

El RCDF en su artículo 236 recomienda que:

"Antes de iniciar las obras de refuerzo y reparación, deberá demostrarse que el edificio dañado cuenta con la capacidad de soportar las cargas verticales estimadas y 30% de las laterales que se obtendrían aplicando las presentes disposiciones con las cargas vivas previstas durante la ejecución de las obras. Para alcanzar dicha resistencia será necesario en los casos que se requiera, recurrir al apuntalamiento o rigidización temporal de algunas partes de la estructura."

Dentro de lo descrito en el artículo 236, se menciona para qué cargas se debe diseñar la estructura de rigidización y protección temporal, esto es, qué cargas tanto verticales como laterales debe soportar dicha estructura provisional.

El objetivo de esta rigidización temporal, como ya se mencionó anteriormente, es el de proporcionar resistencia provisional a la estructura, lo que cumple una doble función ya que proporciona además protección al personal destinado a la inspección definitiva de la misma.

A continuación se describen los métodos más usuales de apuntalar estructuras contra estas acciones y para qué casos se utilizan cada uno de ellos.

#### 3.3.1 APUNTALAMIENTO VERTICAL.

El principal objetivo de este tipo de apuntalamiento es dar apoyo vertical auxiliar a las columnas y muros de carga más fuertemente dañados.

Sin embargo, al proveer apuntalamiento alrededor de una columna o muro dañados, se deben considerar los esfuerzos que se transmiten en el apoyo de los puntales y que pueden provocar la falla por cortante de las vigas y losas que los reciben.

En ciertas ocasiones se puede limitar el apuntalamiento a un solo piso como es el caso del mostrado en la figura 3.4, en el cual se deberá revisar la resistencia a cortante en las secciones indicadas y de esta manera el apuntalamiento vertical pueda ser efectivo, pero en general se debe repartir dicha carga en varios pisos y de preferencia llevarla hasta la cimentación (Referencia 29). Ver figura 3.5.

De este modo se reducen considerablemente las fuerzas cortantes en las secciones que se indican en la figura, esto es, a ambos lados del elemento vertical dañado.

Para que no se presenten problemas de penetración en losas cuando sobre estas se apoyen elementos de soporte provisional se recomienda utilizar elementos horizontales que distribuyan la carga, los cuales pueden ser tablonos o vigas de madera acostados. Estos últimos se pueden combinar con placas de acero cuando existan cargas muy grandes o sistemas de piso débiles.

ESTA TESIS NO DEBE  
SALIR DE LA BIBLIOTECA

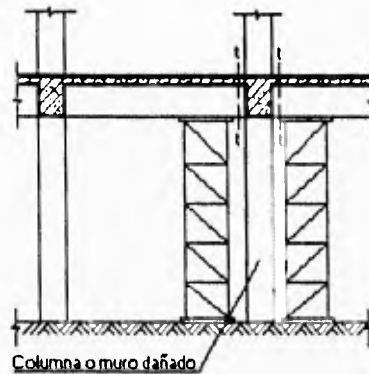


FIGURA 3.4 APUNTALAMIENTO VERTICAL EN UN PISO

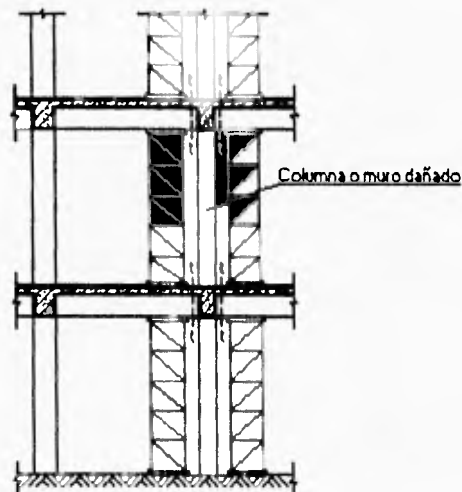


FIGURA 3.5 APUNTALAMIENTO VERTICAL EN VARIOS PISOS

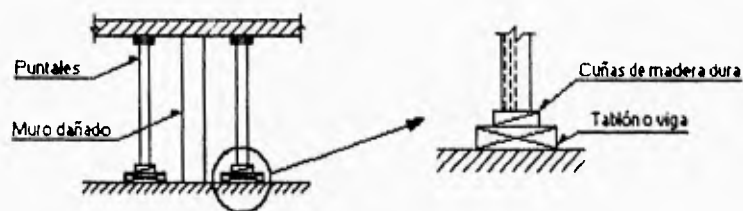
Existen varias maneras de apuntalar verticalmente una estructura; en seguida se describen brevemente en qué consisten y en qué casos se aplican.

#### 3.3.1.1 Soportes de madera.

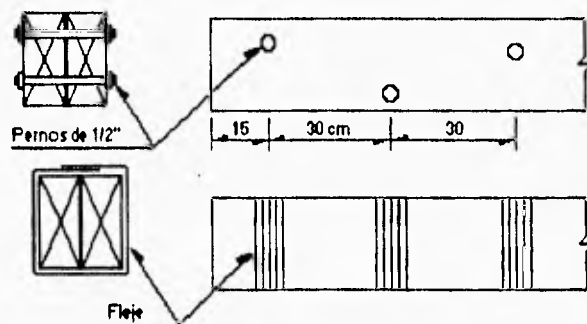
Este tipo de soportes es de los más comunes quizá debido a que es de los más fáciles de conseguir puesto que generalmente se emplea en las obras falsas y cimbras para la construcción de estructuras de concreto.

La madera que se recomienda para este tipo de soportes es la de pino siendo las secciones más comunes las siguientes: el polín de 4"x4", la viga de 4"x8", el tablón de 2" de grosor y las tablas o duelas de 3/4" a 1 1/2". Estas medidas son nominales; las medidas reales suelen ser un poco menores. Los tabloncillos y tablas se consiguen en varios anchos.

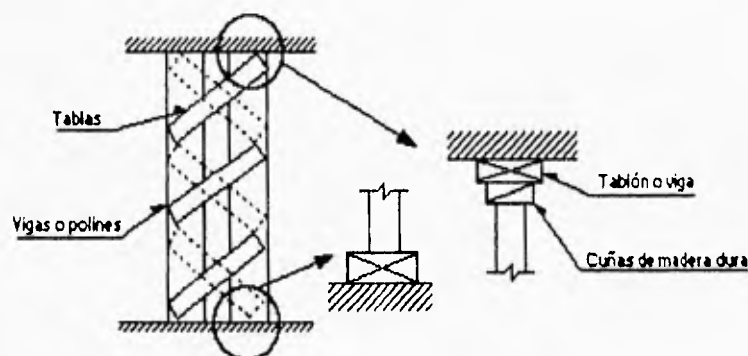
Las secciones o escuadrias mencionadas se pueden combinar de diversas formas para soportar cargas de diferentes magnitudes. Para cargas ligeras se pueden utilizar polines o vigas sin arriostrar. Para repartir la carga y evitar los problemas de penetración se necesitan colocar en los apoyos tablonos o vigas acostados. En uno de los extremos se deben colocar cuñas en la forma que se puede observar en la figura 3.6a.



a) Puntales simples



b) Puntales formados por dos vigas



c) Puntales arriostrados

FIGURA 3.6 APUNTALAMIENTO VERTICAL CON PIEZAS DE MADERA

Se pueden formar elementos compactos compuestos uniendo dos vigas por medio de clavos, pernos o flejes como se muestra en la figura 3.6b.



La eficiencia de los miembros aislados se puede incrementar a través del uso de arriostramientos triangulares que disminuyan las longitudes efectivas de pandeo como se indica en la figura 3.6c. El arriostramiento se puede hacer únicamente en el sentido desfavorable en el caso de secciones rectangulares como las vigas. En el caso de que sean secciones cuadradas como los polines, el arriostramiento se debe realizar en ambos sentidos para ser efectivo. Las piezas utilizadas para arriostrar deben tener un grosor mínimo de 1" y un ancho mínimo de 10 cm.

Se deberán utilizar clavos de 2 1/2". El número de clavos en cada unión debe ser el máximo posible en el espacio disponible, sin que se excedan los espaciamientos que establecen las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Madera. Los detalles de apoyo deben ser similares a los mencionados para miembros simples aislados.

En el caso de que las porciones de muros entre aberturas se han agrietado de tal manera que su capacidad de carga y su estabilidad lateral son dudosas, puede recurrirse a refuerzos con piezas de madera como los mostrados en la figura 3.7. Una solución similar es aconsejable cuando se han presentado daños en los dinteles y muros sobre aberturas.

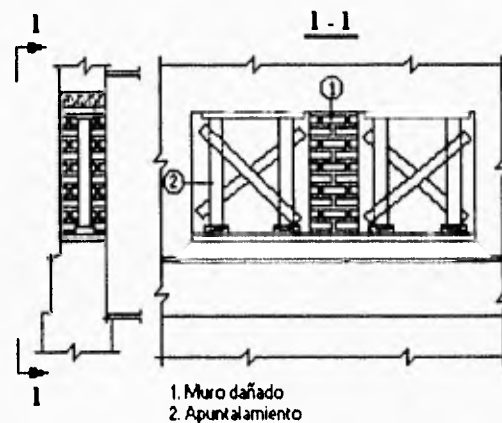


FIGURA 3.7 APUNTALAMIENTO DE ABERTURAS

A continuación se muestran valores de esfuerzos permisibles conservadores para madera de pino y se sugieren métodos simplificados para dimensionar elementos de madera sujetos exclusivamente a cargas axiales de compresión, que son las que predominan en elementos de soporte verticales.

Para el dimensionamiento de piezas de madera para apuntalamiento se deben utilizar las dimensiones reales, no las nominales.

Los esfuerzos debidos a las cargas previstas, no afectadas de factores de carga, deben ser iguales o menores que los esfuerzos permisibles de la tabla 3.6.

La capacidad de carga de puntales sujetos esencialmente a cargas axiales de compresión se calculará con la expresión:

$$P = fcd A$$

donde:

**P** es la capacidad axial de compresión admisible en Kg  
**fcd** es el esfuerzo de compresión permisible en Kg/cm<sup>2</sup>  
**A** es el área de la sección del puntal en cm<sup>2</sup>

El esfuerzo de compresión permisible se calculará con la expresión:

$$f_{cd} = 0.3E_{min}/(kl/b)^2 \leq f_{cp}$$

donde:

$E_{min}$  es el módulo de elasticidad mínimo en Kg/cm<sup>2</sup>, según la tabla 3.6

$f_{cp}$  es el esfuerzo permisible en compresión paralela a las fibras, cuando no rigen los efectos de esbeltez en Kg/cm<sup>2</sup>, según la tabla 3.6

$kl$  es la longitud efectiva en cm

$b$  es la dimensión de la sección en la dirección crítica en cm

Para calcular la longitud efectiva se tomará:  $k = 1$  y  $l =$  longitud total del puntal cuando no existe arriostramiento y  $k = 1$  y  $l =$  longitud entre nudos o puntos de apoyo cuando existe arriostramiento, como en los ejemplos de la figura 3.8

TABLA 3.6 ESFUERZOS PERMISIBLES Y MODULOS DE ELASTICIDAD PARA MADERA DE PINO USADA PARA ELEMENTOS DE APUNTALAMIENTO							
SECCION TRANSVERSAL	FLEXION $f_{fp}$	TENSION $f_{fp}$	COMPRESION PARALELA A LAS FIBRAS $f_{cp}$	COMPRESION PERPENDICULAR A LAS FIBRAS $f_{cp}$	CORTANTE $f_{fp}$	MODULO DE ELASTICIDAD PROMEDIO $E_p$	MODULO DE ELASTICIDAD MINIMO $E_{min}$
Piezas de 2" de grosor o menos y 6" de ancho o menos	95	70	80	25	10	90 000	60 000
Polines (4"x4")	85	65	75	25	10	85 000	55 000
Vigas (4"x8") y secciones mayores	75	60	70	25	10	80 000	50 000

NOTAS: Para que sean aplicables estos esfuerzos, la madera no debe tener nudos que ocupen más de la cuarta parte de la sección de la pieza y el contenido de humedad debe ser menor que 18%

Si la madera está húmeda (el contenido de humedad mayor de 18%), el esfuerzo cortante ( $f_{fp}$ ) debe reducirse en 15%, la compresión paralela a fibras ( $f_{cp}$ ) en 20% y la compresión perpendicular ( $f_{cp}$ ) en 50%

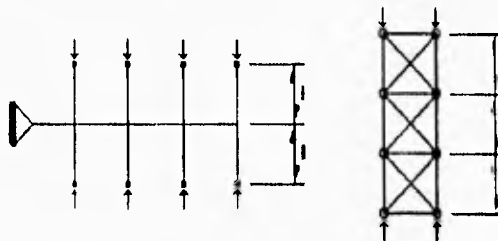


FIGURA 3.8 LONGITUDES EFECTIVAS

Será necesario revisar los efectos de esbeltez en las dos direcciones principales; regirá la condición más desfavorable.

### 3.3.1.2 Punterales telescópicos y elementos tubulares diversos.

Existen en el mercado diferentes elementos estándar producidos industrialmente para ser utilizados en cimbras y obras falsas para la construcción de estructuras de concreto que pueden aprovecharse para apuntalar. Los datos sobre capacidad útil de estos elementos estándar deben obtenerse de los fabricantes.

Cuando las cargas son muy ligeras se pueden utilizar soportes telescópicos independientes como el que se puede observar en la figura 3.9a. La capacidad de estos elementos es del orden de dos toneladas y su altura máxima es de aproximadamente 3 m. La altura puede ajustarse por medio de un dispositivo a base de rosca. Tienen provistas placas de apoyo en los extremos, pero en caso de que los esfuerzos de penetración sean excesivos, deberán colocarse tablonos o vigas adicionales en ambos extremos para repartir mejor la carga.

Para soportar sistemas de piso o techos ligeros que hayan sufrido daños, puede recurrirse a combinaciones de elementos tubulares como el que se muestra en la figura 3.9b. La altura de estos elementos se puede ajustar a través de dispositivos de rosca como el de la figura 3.9c. Del mismo modo que en el caso de los soportes telescópicos independientes deben cuidarse los detalles de apoyo en ambos extremos.

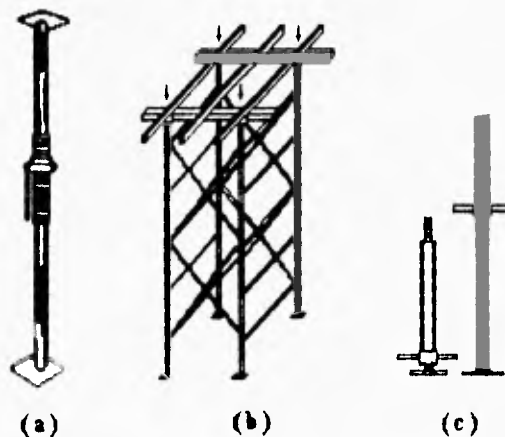


FIGURA 3.9 PUNTERALES TELESCÓPICOS Y ELEMENTOS TUBULARES DIVERSOS

### 3.3.2 SOPORTE LATERAL.

El artículo 236 del RCDF indica, como se mencionó anteriormente, que se debe proveer un soporte lateral adecuado para soportar el 30% de las cargas laterales con las cargas vivas previstas durante la ejecución de las obras de refuerzo y reparación.

La determinación de la capacidad y la distribución de los soportes laterales es uno de los aspectos más difíciles del diseño de sistemas de protección temporal. Algunos de los factores más importantes que es necesario tomar en cuenta son la resistencia y localización de las porciones de la estructura original que no hayan sufrido daños graves. Se debe procurar que el sistema de apuntalamiento estorbe lo menos posible, tanto el uso normal del edificio como los trabajos de la reparación definitiva.

A continuación se describen algunas alternativas posibles de soporte lateral a base de punterales inclinados y con sistemas de contraenteo de diversos tipos.

### 3.3.2.1 Soporte lateral de muros.

Se requiere proporcionar soporte lateral a los muros de carga de mampostería para evitar que caigan hacia afuera debido a posibles réplicas del sismo o a otras acciones horizontales que provoquen el derrumbe de los pisos o techos que sostienen. Lo anterior se puede lograr mediante un apuntalamiento exterior similar al ilustrado en la figura 3.10.

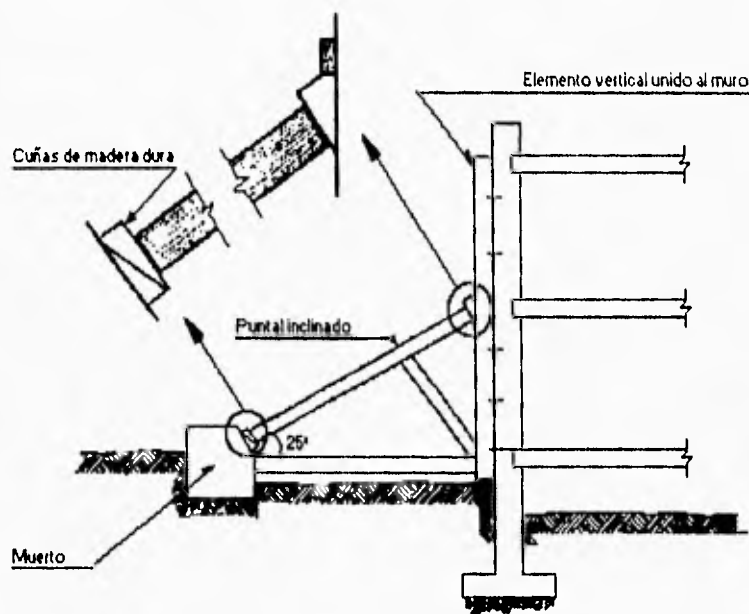


FIGURA 3.10 APUNTALAMIENTO EXTERIOR

Los puntales pueden estar formados por dos vigas unidas por pernos o flejes, colocadas a distancias convenientes según las fuerzas que se estima que deben resistir. Deben apoyarse a la altura de los pisos sobre piezas verticales de madera, unidas al muro por elementos de conexión adecuados para resistir la componente vertical del puntal inclinado.

El extremo inferior debe tener apoyo, empotrándolo o por algún otro método para que resista fuerzas laterales. La inclinación de los puntales con respecto a la horizontal no debe sobrepasar los  $45^\circ$ , recomendándose que sea aproximadamente de  $25^\circ$ . El apoyo sobre el suelo debe ser adecuado. Para ajustarlos se acostumbra colocar cuñas en el extremo inferior.

El apuntalamiento se puede hacer también con perfiles laminados o con tubos de acero.

En el caso de que no se disponga de espacio suficiente para colocar puntales o tensores inclinados exteriores, se pueden utilizar tirantes de acero que unan los muros exteriores con los interiores perpendiculares a ellos. En las figuras 3.11 y 3.12 se muestran dos alternativas posibles.

También se pueden ligar los muros exteriores a elementos del sistema de piso como en la figura 3.13, o colocar tirantes de muro a muro como en la figura 3.14.

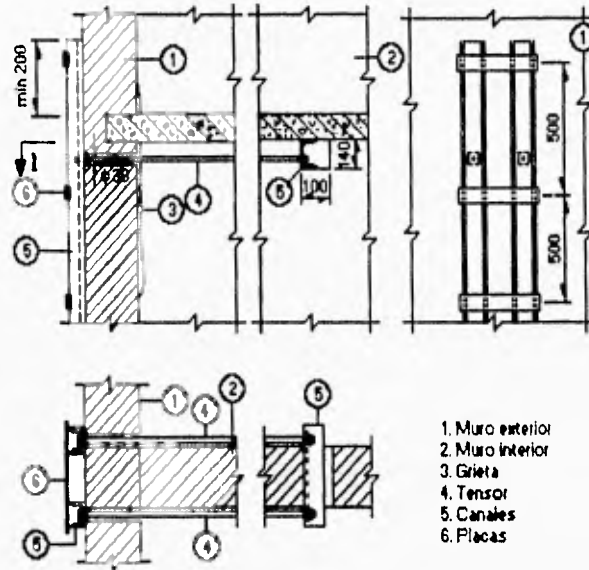


FIGURA 3.11 SOPORTE INTERIOR CON TIRANTES ALTERNATIVA A

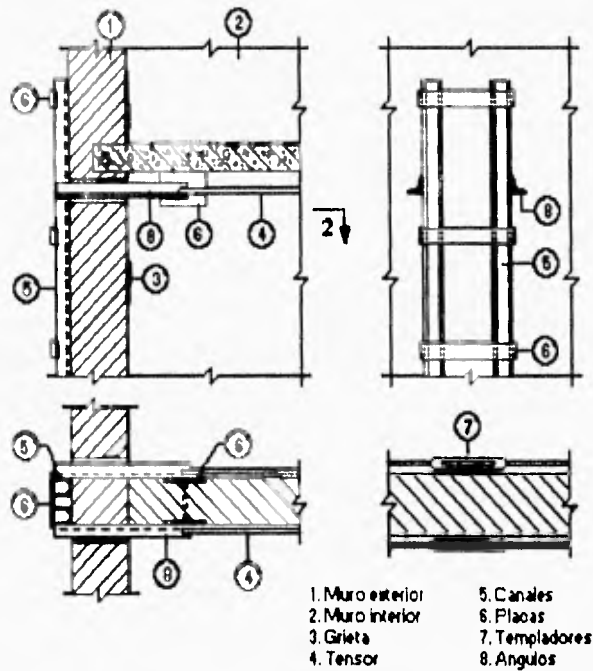
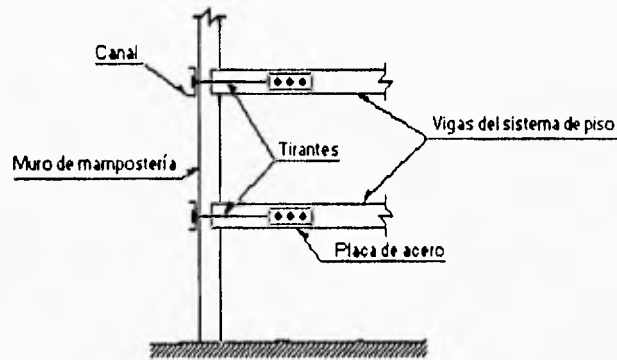
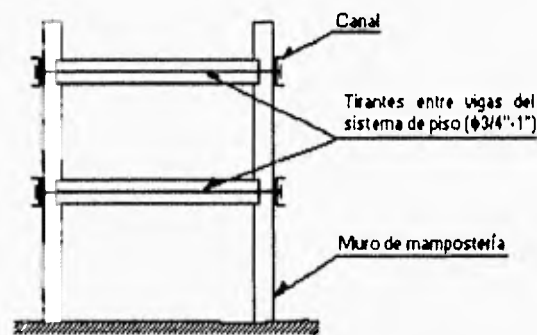


FIGURA 3.12 SOPORTE INTERIOR CON TIRANTES ALTERNATIVA B



**FIGURA 3.13 ANCLAJE DE MURO EXTERIOR  
A VIGAS DE LOS SISTEMAS DE PISO**

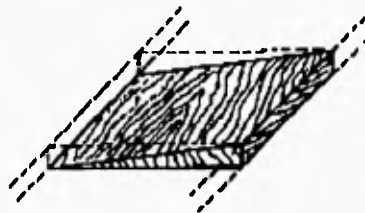


**FIGURA 3.14 ANCLAJE DE MURO A MURO**

### 3.3.3 METODOS DE ACUÑAR.

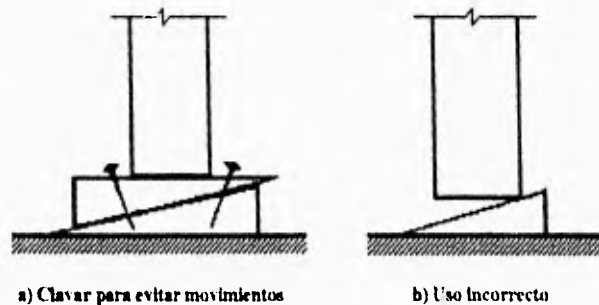
Para transmitir las cargas de los elementos estructurales dañados al sistema de soporte temporal se necesita acuar de manera adecuada los miembros del sistema que trabajan a compresión, lo que se puede lograr por medio de los siguientes dispositivos: cuñas de madera, gatos mecánicos y gatos hidráulicos ordinarios.

Las cuñas de madera se deben fabricar de madera dura, seca y libre de nudos. Las fibras deben quedar orientadas en la forma como se ilustra en la figura 3.15.



**FIGURA 3.15 ORIENTACION DE LAS  
FIBRAS EN CUÑAS DE MADERA**

Una vez ajustadas se deben evitar posibles movimientos clavándolas como se puede observar en la figura 3.16a. No se deben utilizar cuñas sueltas como se muestra en la figura 3.16b.



**FIGURA 3.16 USO DE CUÑAS DE MADERA**

Los gatos mecánicos deben tener una superficie de apoyo proporcional a la carga que transmiten, de manera que no haya problemas de penetración excesiva, además esta superficie debe estar en relación con la altura del gato de manera que no haya riesgo de volteo. Generalmente se sugiere que se cuente con 50 cm<sup>2</sup> de apoyo por cada tonelada de carga.

Los gatos hidráulicos se pueden conectar de manera que apliquen igual carga al mismo tiempo en varios elementos del sistema de apoyo. Deben estar calibrados de manera que el operador pueda relacionar la presión del aceite con la carga aplicada. Una de las ventajas de los gatos hidráulicos es que pueden manejarse a distancia, sin que los operarios corran peligro durante el acuñaado.

Cuando la base de los gatos no proporciona un apoyo adecuado puede intercalarse una pieza de madera o una placa de acero entre la base y la superficie de apoyo para lograr que se reparta mejor la carga.

### 3.4 EVALUACION O DICTAMEN TECNICO DEFINITIVO.

El objetivo de la evaluación definitiva es determinar si la estructura dañada es reparable, esto es, si existe la posibilidad de recuperar parte de la inversión que representaba antes del sismo. En general esto será así cuando el costo de la reparación sea razonablemente menor del que implica demoler y volver a construir una estructura.

La evaluación definitiva es parte importante de los estudios de peritaje y es la base para determinar la mejor solución estructural o de demolición del edificio dañado.

Como ya se mencionó anteriormente desde el punto de vista técnico teóricamente toda construcción puede repararse; sin embargo, es importante considerar que una buena solución práctica no sólo depende de aspectos técnicos y económicos, sino también de aspectos sociales, legales y políticos.

La solución definitiva será aquella que logre conciliar en cada caso las limitaciones de costo, funcionamiento, espacio, estética, importancia social y dificultad técnica.

#### 3.4.1 INSPECCION DETALLADA.

Esta última etapa de la identificación de los daños en la estructura, se debe efectuar después de su rehabilitación temporal. Para su realización se tendrán que retirar todos los acabados de los elementos estructurales que se sospeche que están dañados de acuerdo con la inspección preliminar.

La inspección detallada consiste en registrar la descripción del estado en que se encuentra cada elemento dañado. Para esto se recomienda el uso de fichas individuales que incluyan fotografías del elemento que se esté analizando. La información que se recopile deberá llevarse a copias reducidas de los planos para facilitar su manejo en el proyecto de reparación.

### 3.4.2 INFORMACION COMPLEMENTARIA.

Es conveniente que para realizar la evaluación definitiva de la estructura y posteriormente el proyecto de reparación no solo se cuente con la identificación de los daños sino también con información adicional sobre el diseño original del edificio, su proceso de construcción, el uso y adaptaciones de que haya sido objeto durante su vida útil, etc.

Con el objeto de tener la mayor información del edificio como base para una mejor evaluación de sus condiciones estructurales y de servicio y, consecuentemente, como base para mejores recomendaciones y conclusiones, a continuación se enlistan los conceptos con los que recomienda contar como información complementaria a la identificación de los daños (Referencia 19).

#### 1. Información de diseño.

- a) Licencia de construcción.
- b) Diseñador de la estructura.
- c) Estudios para la planeación y diseño del edificio.
- d) Estudios de mecánica de suelos.
- e) Periodo de diseño.
- f) Dificultades de diseño.
- g) Memoria de cálculo.
- h) Normas de diseño utilizadas.
- i) Normas de diseño vigentes para la reparación.
- j) Planos del edificio, tanto estructurales y arquitectónicos, como de instalaciones.
- k) Especificaciones técnicas de la edificación.
- l) Uso del terreno antes de la construcción.
- m) Uso actual de la estructura.
- n) Licencias de otras instalaciones.

#### 2. Información de construcción.

- a) Constructor de la estructura.
- b) Periodo de construcción.
- c) Director responsable de la obra.
- d) Registros o bitácoras de inspección.
- e) Registros o bitácoras de construcción.
- f) Informes de pruebas estructurales o de control de calidad de materiales empleados en la construcción y registros.
- g) Programas de construcción y de avance de obra.
- h) Métodos o sistemas constructivos.
- i) Información del concreto (mezclado, transporte, colado, compactación, curado, juntas, cimbra, origen y tipo de materiales, etc.)
- j) Tipo y calidad de refuerzo utilizado.
- k) Visto bueno de seguridad y operación de la construcción.



### 3. Información de los habitantes.

- a) Problemas funcionales del edificio.
- b) Daños sufridos por el edificio a consecuencia de sismos anteriores.
- c) Reparaciones hechas al edificio.
- d) Elementos agrietados antes y después del sismo.
- e) Desplomes o desniveles del edificio antes y después del sismo.
- f) Condiciones de los sistemas hidráulicos, sanitario, eléctrico, gas, elevadores, etc.
- g) Ampliaciones o remodelaciones hechas al edificio.
- h) Demoliciones a elementos estructurales del edificio.

Cuando no se cuente con la información anterior será necesario reconstruirla a partir de la propia estructura. Para esto, se puede hacer uso de los métodos de verificación de información que se describen a continuación.

#### 3.4.3 VERIFICACION DE LA INFORMACION.

Es indispensable que la información complementaria se verifique en el sitio para validar los datos obtenidos en esa etapa, ya que la estructuración como las propiedades de los materiales de una construcción pueden haber sufrido cambios con el tiempo, o cabe la posibilidad de que no hayan cumplido con las especificaciones del proyecto desde un principio. Los principales conceptos que requieren ser verificados en campo son los siguientes.

##### 3.4.3.1 Planos estructurales, arquitectónicos y de instalaciones.

Se debe revisar la coincidencia entre los planos y la estructura en cuanto a:

1. Existencia y ubicación de los elementos estructurales.
2. Dimensiones y armado de los elementos estructurales.
3. Existencia, ubicación y tipo de los elementos divisorios.
4. Existencia y ubicación de aberturas.
5. Tipos de acabados y elementos de fachada.
6. Rellenos en azoteas.
7. Uso actual de la estructura.
8. Existencia y ubicación de ductos.

Además para localizar el refuerzo en elementos de concreto tales como castillos y dalas, así como para verificar sus dimensiones, se puede recurrir al uso de los siguientes sistemas de detección:

- a) Sistemas electromagnéticos. Estos sistemas utilizan un instrumento que genera un campo electromagnético y que registra las alteraciones que éste sufre en presencia de cualquier objeto que contenga hierro. Además de detectar la posición del refuerzo en elementos de concreto, este procedimiento permite determinar el diámetro de las barras cuando se conoce su recubrimiento.
- b) Radiografías. Otra alternativa menos práctica y más costosa que la anterior, consiste en la toma de radiografías de este tipo de elementos de concreto.

### 3.4.3.2 Características de los materiales.

Para verificar las características mecánicas de la mampostería se pueden realizar las siguientes pruebas:

1. Obtener de los pretilos de azotea de la estructura, por ejemplo, 9 muretes como mínimo similares a los que se utilizan para el ensayo a compresión diagonal, es decir que tengan una longitud de al menos una vez y media la máxima dimensión de la pieza y con el número de hiladas necesario para que la altura sea aproximadamente igual a la longitud, tal como se muestra en la figura 1.7 del Capítulo I. De esta manera al realizar dicha prueba se puede obtener la resistencia a cortante de la mampostería existente en la estructura.
2. De igual modo se pueden obtener piezas sueltas de la estructura para construir pilas como las que se utilizan para el ensayo a compresión axial, utilizando un mortero similar al existente en la estructura. Se construirán 9 pilas como mínimo por lo menos con 3 piezas sobrepuestas y tendrán una relación altura espesor de aproximadamente 4. De esta forma se podrá obtener la resistencia a compresión de la mampostería empleada.

Para verificar las características mecánicas del concreto se puede hacer uso de los siguientes equipos:

1. Máquina para la obtención de corazones. Es un taladro equipado con una broca cilíndrica de pared delgada con corona de diamante, carburo de silicio o algún material similar; debe tener un sistema de enfriamiento para la broca que impida la alteración del concreto y el calentamiento de la misma. La extracción y prueba de corazones permite estimar la resistencia del concreto en la estructura y su módulo de elasticidad; también proporciona información sobre su composición granulométrica, densidad aparente y estado de carbonatación.
2. Equipo de ultrasonido. Este sistema de verificación se basa en el uso de un instrumento que registra la velocidad de un pulso ultrasónico a través del concreto, la cual depende de la densidad del mismo. Con esta técnica se pueden realizar estimaciones de la resistencia del concreto y de su módulo de elasticidad, así como del estado de agrietamiento interno.
3. Esclerómetro o martillo de rebote (Referencia 30). Es un instrumento utilizado para medir, mediante impacto, y de manera aproximada, la resistencia del concreto. Consiste de una barra de acero (émbolo), la cual recibe el impacto de una pieza de acero impulsada por un resorte, como se puede ver en la figura 3.17. Este impacto se transmite a la superficie del concreto y debido a la resistencia de éste, la pieza rebota y su desplazamiento máximo es registrado en una escala lineal fija al cuerpo del instrumento. Aunque aparentemente existe poca relación teórica entre la resistencia del concreto y el número de rebote del martillo, se han establecido correlaciones empíricas que, con ciertas limitaciones, dan buenos resultados. Las limitaciones de las pruebas con esclerómetro se deben a que las curvas que relacionan el número de rebote con la resistencia a la compresión no consideran la cantidad de cemento, la composición granulométrica, el diámetro del agregado y la proporción agua-cemento en el concreto.
4. Pistola de Windsor (Referencia 31). Es un dispositivo de disparo capaz de disparar el proyectil hacia el concreto, con una energía controlada, ver figura 3.18. Con este instrumento se puede estimar la resistencia del concreto a partir de la penetración del dardo metálico en un elemento particular. El proyectil es una pieza de aleación de acero, endurecido con tratamiento térmico y con recubrimiento de zinc o cadmio, el cual penetra en la superficie del concreto al ser disparado, rompiendo partículas de agregado grueso. También en esta prueba se recurre al uso de relaciones empíricas penetración-resistencia, que deberán corresponder al mismo tipo de agregados usado en el elemento en estudio.

Para el caso del acero utilizado en dadas y castillos o en mampostería reforzada interiormente se puede hacer lo siguiente:

1. Extracción y prueba de barras. Para verificar la calidad del acero empleado se puede recurrir a la extracción de algunas muestras y a su prueba estándar a tensión.

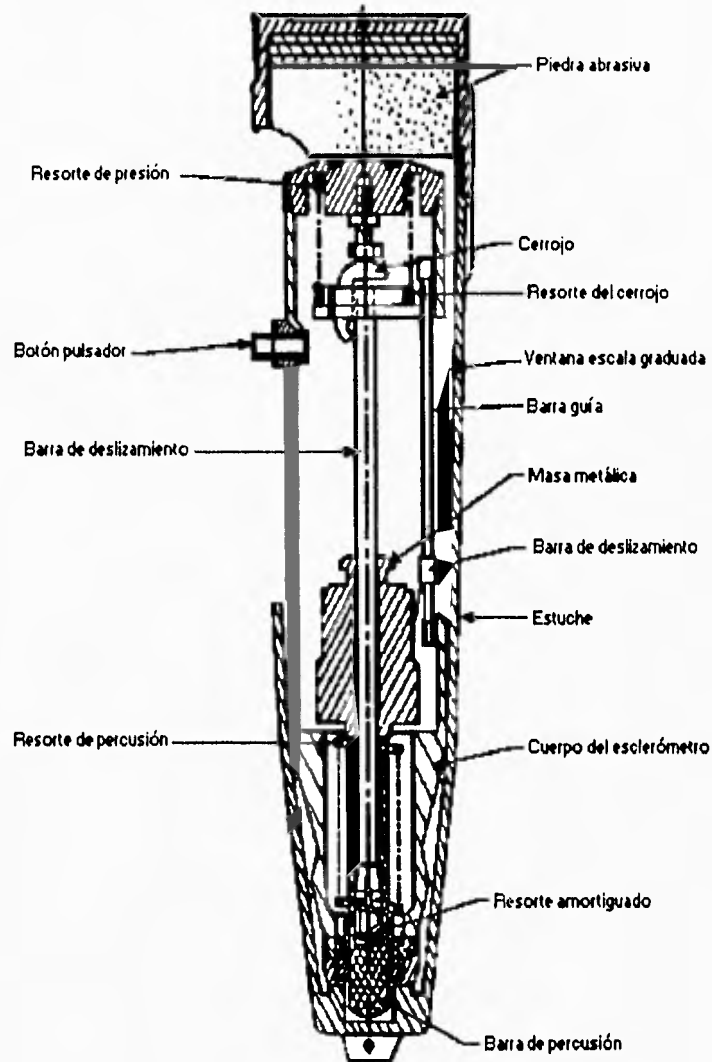
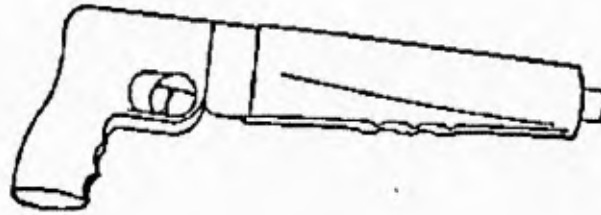


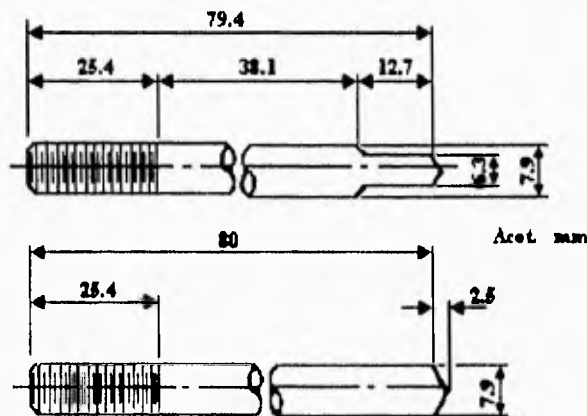
FIGURA 3.17 ESCLEROMETRO

#### 3.4.3.3 Nivelación y mecánica de suelos.

En el caso de que se tengan indicios de desplomes o hundimientos, es necesario realizar una nivelación general de la estructura, así como nuevos sondeos y pruebas de laboratorio para verificar las características del suelo. Se recomienda determinar un perfil en el que se pueda observar la variación de los desplazamientos laterales del edificio con su altura, y efectuar nivelaciones periódicas hasta comprobar que ya no existen movimientos significativos.



DISPOSITIVO DE DISPARO



PROYECTILES ANTES DE ENSAMBLE

FIGURA 3.18 PISTOLA DE WINDSOR

#### 3.4.4 EVALUACION DE LA ESTRUCTURA.

Para la evaluación del estado de una estructura se requiere conocer su capacidad sismo-resistente inicial para después comprender su comportamiento durante el sismo y las causas de los daños que se hayan presentado.

A continuación se presentan una serie de formatos que pueden ser muy útiles para obtener toda la información que se requiere y así llegar más rápidamente a la evaluación definitiva de la estructura, los cuales están propuestos por Javier Pérez Caballero (Referencia 27). En la tabla 3.7 se muestra un resumen de la descripción de cada formato y su objetivo primordial.

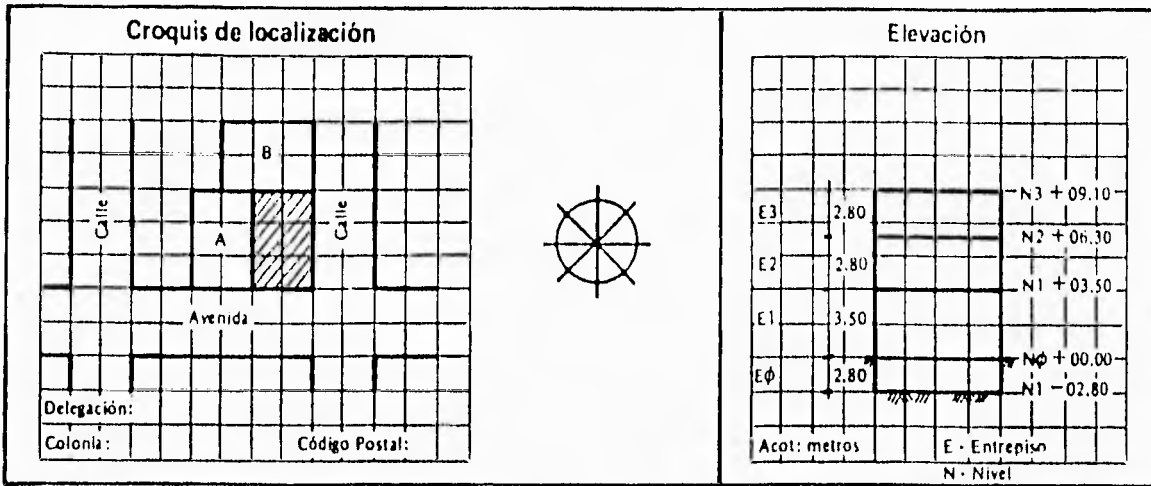
En los formatos DT-01 se traza el croquis de localización y su elevación, y se marcan sus colindancias y las observaciones exteriores del inmueble, en tanto que en el formato DT-02 se traza el croquis de la planta tipo marcando los elementos estructurales existentes.

En el formato DT-03.1 se marca la tipificación de los elementos estructurales, pero dado que existe una gran variedad de sistemas estructurales, se presenta la nomenclatura y metodología para definir la estructura de cada edificación. La tipificación de los elementos estructurales se llevará a cabo como se indica en la tabla 3.8. Normalmente no se podrá observar el refuerzo en los elementos, por lo que será preciso efectuar calas y detectar armados, como ya se mencionó anteriormente.

TABLA 3.7 DESCRIPCIÓN DE FORMATOS		
CLAVE	TÍTULO	OBJETIVO
DT-01	Localización, orientación y observaciones exteriores del inmueble	Obtener un croquis de localización y orientación del inmueble, en donde se identifiquen también los edificios colindantes (A, B y C) y se describa el estado ocupacional y de daños de los edificios, con base en observaciones exteriores
DT-02	Croquis de planta tipo	Obtener croquis de la planta tipo del inmueble, en donde se definan los ejes de referencia, la distancia entre los mismos y el tipo de elementos estructurales existentes
DT-03.1	Tipificación de elementos estructurales	Definir de manera uniforme y ordenada los diferentes elementos estructurales existentes en el inmueble. Esto se realizará de acuerdo con la nomenclatura indicada y con la secuencia siguiente: Tipo de elemento, Dimensiones/Materiales/Refuerzo
DT-03.2	Posibles soluciones estructurales	Establecer las diversas soluciones estructurales posibles [Reparaciones (R), Refuerzo (RR) y Reconstrucción (RRR)], para que, a partir de ellas, se defina la magnitud de daños de los elementos (DT-04.3)
DT-04.1	Parámetros fundamentales de evaluación estructural	Indicar algunos parámetros de particular importancia para la evaluación estructural de los elementos (DT-05)
DT-04.2	Clasificación de daños	Clasificar el daño de un elemento o de una estructura en función de su estabilidad
DT-04.3	Definición de magnitud de daños	Definir de manera uniforme la magnitud del daño de un elemento o de una estructura, en función de la clasificación del daño y de su solución posible
DT-05	Registro general de daños	Registrar de manera práctica, completa, uniforme y sencilla, la integridad de todos los elementos estructurales dañados, por niveles (N: losas y trabes) o por entrepisos (E: muros y columnas), indicando las posibles causas y soluciones
DT-06	Registro detallado de daños	Registrar los croquis y daños de los principales elementos de la estructura. Estos podrán representarse cualitativamente en un plano de daños. Un registro fotográfico será un buen complemento
DT-07	Resumen de daños	Cuantificar por entrepiso, por nivel y por elementos, el estado de daños de todo el inmueble

TABLA 3.8 TIPO DE ELEMENTO, DIMENSIONES/MATERIAL/REFUERZO					
TIPO DE ELEMENTO		DIMENSIONES		MATERIALES	
K	Castillo	b	base	AD	Adobe
C	Columna	h	altura	CR	Concreto reforzado
M	Muro	l	longitud	CP	Concreto prefabricado
T	Trabe	$\delta$	espesor	MM	Mampostería
D	Dado	$\phi$	diámetro	MD	Madera
L	Losa	$\delta$	separación	AC	Acero
Z	Cimiento o Zapata	Acot: cm			

En el formato DT-03.2 se definen las soluciones estructurales posibles que se pueden aplicar a los diferentes elementos estructurales o a la estructura en todo su conjunto ya que la reconstrucción o reestructuración se refiere no solo a elementos aislados de la estructura sino también a la estructura misma.



**Edificios colindantes**

**A:** Edificio de 5 niveles de concreto reforzado. De mayor altura que el inmueble, fue construido antes que éste. Su uso es de departamentos y se encuentra habitado. No está dañado. La separación de colindancia es de 15 cm. No presenta hundimientos o desplomes.

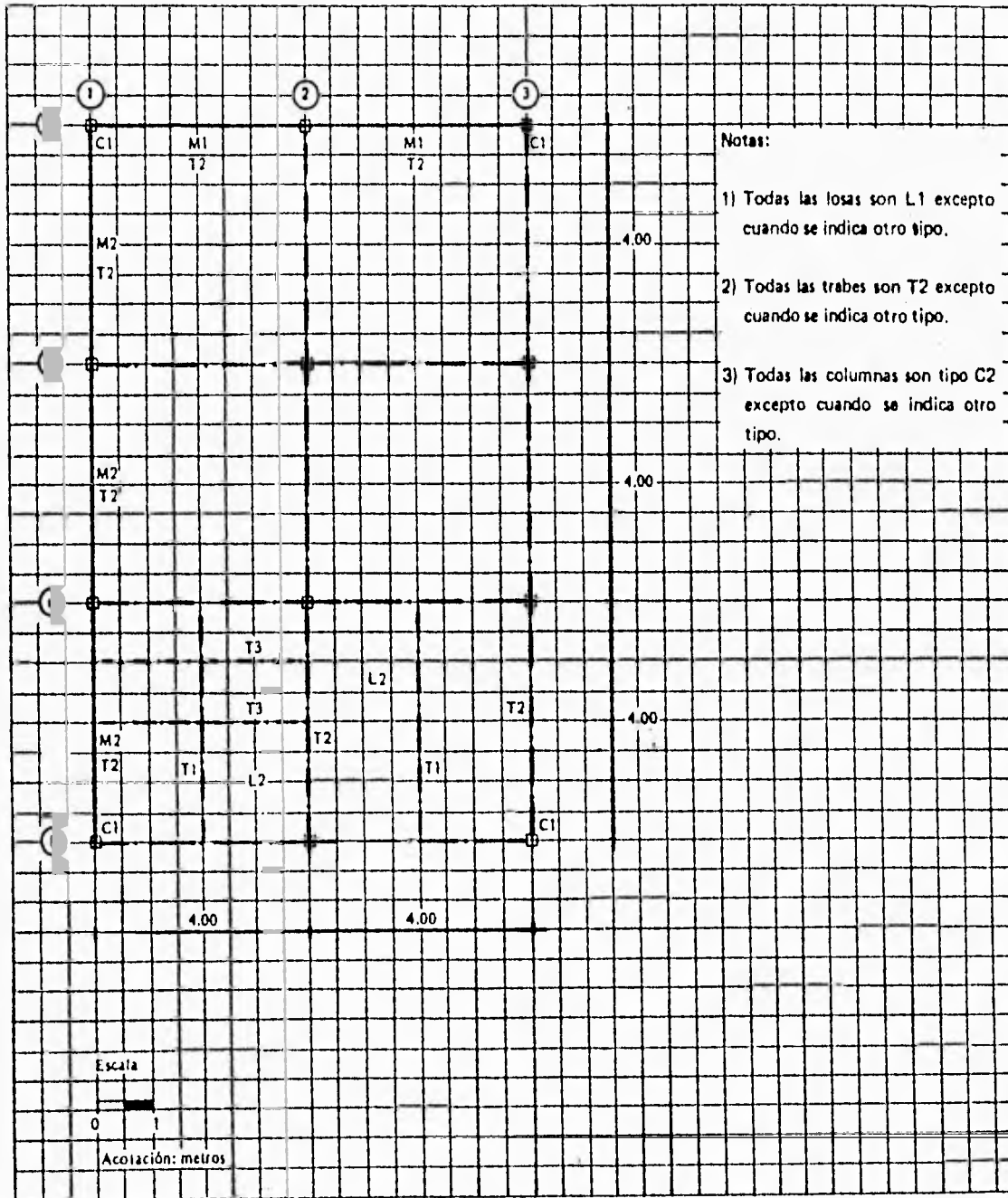
**B:** Edificio de 4 niveles de concreto reforzado. De mayor altura que el inmueble, es un edificio para uso de oficinas. Se encuentra severamente dañado y está desocupado. La separación de colindancia es de 5 cm. Presenta desplomes y hundimientos hacia el inmueble. Fue construido después que el inmueble. Chocó con el entrepiso E3 del inmueble y produjo daños fuertes. El edificio es inestable.

**Observaciones exteriores del inmueble**

Edificio de 3 niveles con sótano de estacionamiento, destinado a oficinas. La estructura consiste en columnas y trabes de concreto reforzado que soportan losas perimetrales. Se encuentra habitado. Está severamente dañado. No presenta desplomes o hundimientos. Existe peligro de caída de materiales a la vía pública.

CROQUIS DE PLANTA TIPO

Entrepiso (s) E2, E3 Nivel (es) N2, N3



DT-03.1

TIPIFICACION DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES	NOMENCLATURA
Tipo de Elemento, Dimensiones/Material/Refuerzo	K Castillo
M1, 15 $\phi$ /MM-Tabique rojo/confinado con D1 y K1	C Columna
M2, 15 $\phi$ /MM-Block concreto/internamente reforzado	M Muro
C1, 30 x 30/CR	T Trabe
C2, 45 x 45/CR/4 Vs # 6/E $\cup$ # 2 @ 40	D Dala
K1, 15 x 15/CR/4 Vs # 3/E $\cup$ # 2 @ 20	L Losa
T1, 20 x 30/CR	Z Cimiento o zapata
T2, 30 x 60/CR/3 Vs # 4 (+)/2 Vs # 4 (-)/E $\cup$ # 3 @ 15	$\emptyset$ Diámetro (cm)
L1, 10 $\phi$ /CR/Vs # 4 @ 30	$\phi$ Espesor (cm)
L2, 15 $\phi$ /CR/T3 @ 100	
T3, 6 x 8/CR-Vigueta prefabricada	
D1, 15 x 15/CR	AD Adobe
	CR Concreto Reforzado
	CP Concreto Prefabricado
	MM Mampostería
	MD Madera
	AC Acero

DT-03.2

### SOLUCIONES ESTRUCTURALES POSIBLES

#### *Reparación (R)*

Es la recuperación de las propiedades originales de resistencia y rigidez del elemento estructural; por ejemplo, el empleo de morteros o resinas para unir agrietamientos.

#### *Refuerzo y reparación (RR)*

Es el mejoramiento de las propiedades de resistencia y rigidez del elemento estructural; por ejemplo, el aumento de las dimensiones y del acero de refuerzo del elemento.

#### *Reconstrucción, refuerzo y reparación (RRR)*

Es la modificación total de las propiedades de resistencia y rigidez del elemento estructural; por ejemplo, la demolición parcial o total del elemento y la construcción de otro con materiales y refuerzos diferentes.



DT-04.1

---

**PARAMETROS FUNDAMENTALES DE EVALUACION ESTRUCTURAL**

---

1. Materiales (MAT)
  2. Dimensiones (DIM)
  3. Desplomes y Desniveles (DES)
  4. Armado o refuerzo (ARM)
  5. Cargas o solicitaciones (CAR)
  6. Daños (DAÑ)
- 

DT-04.2

---

**CLASIFICACION DE DAÑOS**

---

<b>Daños menores (DMN)</b>	Los daños carecen de importancia para la estabilidad de la construcción y ésta puede dejarse en su situación actual.
<b>Daños mayores locales (DML)</b>	Los daños carecen de importancia para la estabilidad de la construcción si y sólo si ésta es <i>reforzada (RR) localmente</i> .
<b>Daños mayores globales (DMG)</b>	Los daños afectan a la estabilidad de la construcción y ésta debe ser <i>reconstruida (RRR) globalmente</i> .

---

DT-04.3

---

**DEFINICION DE MAGNITUD DE DAÑOS**

---

<b>Ligeramente dañado (LD)</b>	Prácticamente no se requiere <i>reparación</i> ; por ejemplo, pequeñas <i>fisuras</i> , desprendimiento de recubrimientos y acabados, problemas no importantes de humedad, etc.
<b>Moderadamente dañado (MD)</b>	Se requiere <i>reparación de daños menores</i> ; por ejemplo, <i>grietas</i> que pueden <i>repararse</i> sin necesidad de <i>refuerzo</i> , problemas importantes de humedad, etc.
<b>Fuertemente dañado (FD)</b>	Se requiere de <i>refuerzo y reparación de daños mayores</i> ; por ejemplo, <i>fracturas</i> que disminuyen la resistencia y rigidez del elemento, problemas de estabilidad del elemento, etc.
<b>Soveramente dañado (SD)</b>	Se requiere de <i>reconstrucción</i> del elemento; por ejemplo, <i>distocaciones</i> con pérdida de material, colapsos o derrumbes, etc.

---



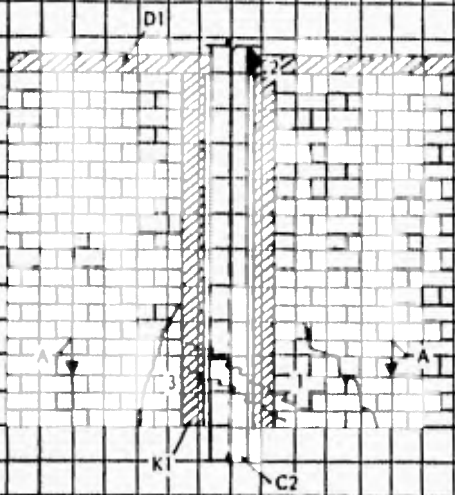
## REGISTRO DETALLADO DE DAÑOS

Elemento: E3, 2/A, C2  
(Niv. o Ent, Ejes, Tipo Elem.)

Hoja 1 de 1  
Fecha: 28/VII/86

Croquis detallado

Observaciones

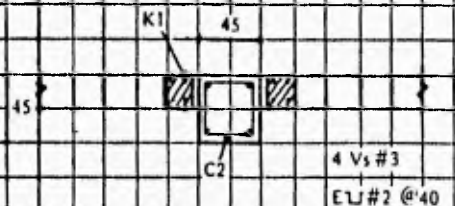


1. La columna resultó severamente dañada por el choque producido con la colindancia B. La columna presenta pérdida de material y el refuerzo transversal en la zona inferior resultó fracturado.

2. La columna está desplomada hacia el eje 3 y comprime el material de poliestireno de la junta con el muro.

3. La separación de estribos en el cuarto inferior de la columna (E L # 2 @ 40 cm) no cumple con la separación máxima.

4. Los castillos también resultaron fracturados.



5. Los muros de colindancia prácticamente ya son muros de carga.

## Conclusiones y recomendaciones

Los elementos son inestables y deben apuntalarse inmediatamente con polines de madera de 4" x 4" alrededor de la columna.

La columna deberá reconstruirse en su totalidad sustituyendo completamente su acero de refuerzo. Ver procedimiento de reconstrucción RRR-02.

## RESUMEN DE DAÑOS ESTRUCTURALES

Entrepiso (E)	Columnas (C)				Muros (M)				Nivel (N)	Trabes (T)				Losas (L)			
	LD	MD	FD	SD	LD	MD	FD	SF		LD	MD	FD	SD	LD	MD	FD	SD
Eφ	12	0	0	0	5	0	0	0	Nφ	17	0	0	0	6	0	0	0
E1	12	0	0	0	5	0	0	0	N1	17	0	0	0	6	0	0	0
E2	3	4	4	1	0	0	3	2	N2	10	5	1	1	3	3	0	0
E3	1	1	6	4	0	0	2	3	N3	9	6	1	1	3	3	0	0
Total									Total								





## CONCLUSIONES:

Como puede observarse los entresijos que resultaron más dañados son el E2 y E3, sobre todo en columnas y muros. Consecuentemente la magnitud del daño es severo y se clasifica al edificio con daños mayores globales. Ello implica la realización de un proyecto ejecutivo de *reconstrucción* que cumpla con los requerimientos de las Normas de Emergencia.

En el formato DT-04.1 se muestran los parámetros fundamentales de evaluación estructural que se deben considerar en las observaciones del formato DT-05, los cuales vienen acompañados con su respectiva clave. Dichos parámetros tienen el objetivo de establecer las propiedades reales de resistencia y rigidez de la estructura e identificar las diferentes acciones sobre ésta.

En el formato DT-04.2 se muestra la clasificación de los daños con su respectiva clave y su definición.

En el formato DT-04.3 se define la magnitud de los daños con su respectiva clave. Para elementos de concreto reforzado en particular, el ancho de los agrietamientos superficiales puede utilizarse como un buen parámetro para definir en forma preliminar la magnitud de los daños como se puede ver en la tabla 3.5; sin embargo, para muros de mampostería confinados el tipo de falla constituye un mejor parámetro para la definición de la magnitud de los daños. La tabla 3.9 sirve de apoyo para el formato DT-04.3 y posteriormente para el llenado del formato DT-05 para de esta manera definir la magnitud de los daños.

TABLA 3.9 DEFINICION DE MAGNITUD DE DAÑOS PARA MUROS DE MAMPOSTERIA		
TIPO DE FALLA	MAGNITUD DEL DAÑO	EJEMPLOS DE SOLUCIONES POSIBLES
	LD	Recubrimiento con yeso o mortero
	MD	Aplanado de mortero, cemento:arena 1:3
	FD	Refuerzo con malla electrosoldada 6x6/10x10 y aplanado de mortero, cemento:arena 1:3
	SD	Demolición y construcción de un elemento nuevo

De manera similar, se pueden escoger otros parámetros para definir la magnitud de daños en materiales y sistemas estructurales diferentes.

Como se puede observar en los formatos DT-03.2, DT-04.2 y DT-04.3 existe una relación entre ellos. Por ejemplo, si en la estructura se tienen elementos con daños menores (DMN), la estructura estará ligeramente dañada (LD) o moderadamente dañada (MD), con lo cual la solución tenderá a la reparación (R) de la estructura. En la tabla 3.10 se muestra la relación existente entre estos 3 formatos.

TABLA 3.10 RELACION EXISTENTE ENTRE LOS FORMATOS DT-03.2, DT-04.2 Y DT-04.3		
CLASIFICACION DE DAÑOS	MAGNITUD DE DAÑOS	SOLUCION ESTRUCTURAL POSIBLE
Daños menores (DMN)	Ligeramente dañado (LD) o moderadamente dañado (MD)	Reparación (R)
Daños mayores locales (DML)	Fuertemente dañado (FD)	Refuerzo y reparación (RR)
Daños mayores globales (DMG)	Severamente dañado (SD)	Reconstrucción, refuerzo y reparación (RRR)

Durante el proceso de registro de daños de un edificio, es importante realizar un registro completo, objetivo y confiable. Además, es recomendable que el perito responsable considere en el sitio la posible solución local del elemento dañado.

El formato DT-05 cumple con estos requisitos y permite al ingeniero registrar con mayor detalle los daños de elementos principales de la estructura en el formato DT-06.

En la primera columna del formato DT-05 se debe marcar la completa identificación de cada uno de los elementos estructurales dañados, para lo cual en la tabla 3.11 se dan algunos ejemplos de la forma de hacerlo con su respectivo significado o descripción.

TABLA 3.11 NIVEL O ENTREPISO, LOCALIZACION, TIPO DE ELEMENTO	
IDENTIFICACION	DESCRIPCION
E1, 2/C-D, M1	Muro tipo M1, en el entrepiso E1, en el eje 2, entre los ejes C-D
E2, C/2, C3	Columna tipo 3, en el entrepiso E2, en la intersección de ejes C y 2
N1, 1-2/A-B, L1	Losa tipo 1, en el nivel N1, entre los ejes 1-2 y A-B

En el formato DT-07 se presenta el resumen de daños estructurales en forma cuantitativa (por entrepisos, niveles y elementos estructurales). La información obtenida en este resumen podría procesarse estadísticamente para determinar un índice de seguridad del edificio. De igual forma, dependiendo de la magnitud del daño, podría asignarse un costo promedio de reparación, refuerzo o reconstrucción de los diferentes elementos y obtenerse un índice económico.

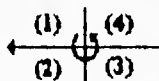
Basándose en el croquis de daños y en el resumen de daños, el perito tendrá los elementos suficientes para dictaminar la mejor solución.

#### 3.4.4.1 Elaboración de planos de daños.

Con la información obtenida en estos formatos, resultará fácil realizar un croquis de los daños por niveles y entrepisos que muestre en forma cualitativa la distribución de los daños en el edificio.

En el siguiente procedimiento para el levantamiento de daños en edificios los datos son vaciados en un croquis o en planos reducidos a pequeña escala como se puede apreciar en la figura 3.19. El símbolo que se utiliza para representar daños es una flecha con 4 sectores de información y se denomina indicador de daños. Un ejemplo en donde se puede aplicar el anterior procedimiento se muestra en la figura 3.20.

Indicador de daños



SECTOR	CONTENIDO
(1)	Tipo de elemento
(2)	Magnitud del daño
(3)	Registro detallado (RD)
(4)	Solución local

FIGURA 3.19 PLANO DE DAÑOS

Una vez concluida la recopilación de la información y teniendo elaborado el resumen de daños (formato DT-07) se tendrá una idea de cuales son los puntos críticos o vulnerables de la estructura y en donde se están presentando.

Los resultados obtenidos del resumen de daños servirán para realizar el análisis de la estructura en condiciones originales y en condiciones actuales. De esta manera se podrá estimar su resistencia y también se podrá determinar la magnitud del refuerzo necesario, así como las alternativas para conseguir la recuperación o el incremento de resistencia que el RCDF recomienda. Con el análisis o los análisis que se realicen se deberán, de esta manera, detectar los puntos débiles de la estructura.

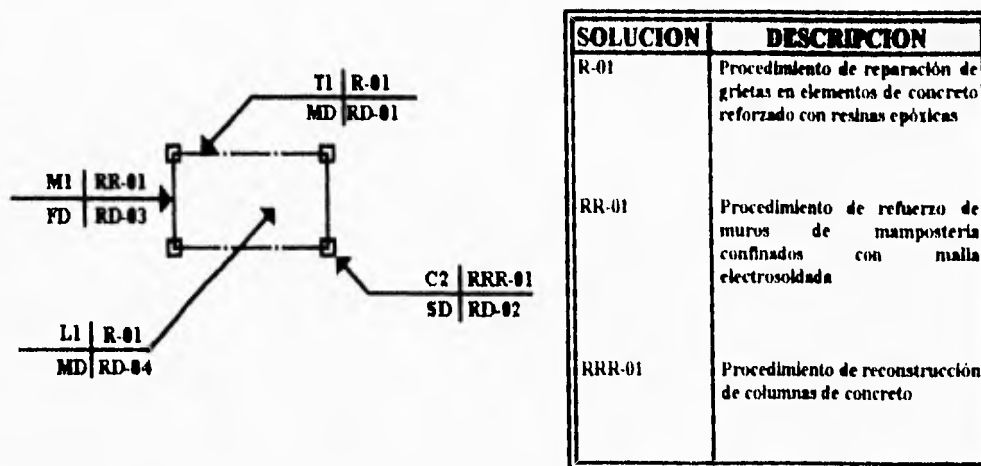


FIGURA 3.20 FORMA DE INDICAR DAÑOS EN PLANOS

En este trabajo se destinó el Capítulo II para explicar las características del análisis estructural que las NTCM recomiendan y se plantearon los requerimientos con los que debe contar una estructura de mampostería para poder ser analizada de esta manera.

Si al término de la evaluación definitiva se concluye que la capacidad de la estructura original cumple con los índices de seguridad recomendados por las NTCM, los daños son ligeros y se originaron en pocos elementos, entonces la solución tenderá a la restauración de dichos elementos procurando aumentar su ductilidad.

Si por el contrario, la estructura original no cumple con las NTCM, se presentaron daños generalizados fuertes o graves y se encontraron problemas de estructuración, entonces la reparación tenderá al refuerzo de la estructura. En estos casos, además de la restauración y el refuerzo de los elementos dañados, será recomendable introducir nuevos elementos rigidizantes, sobre todo si se tiene una estructuración deficiente.

### 3.5 PROYECTO DE REESTRUCTURACION Y/O DE REPARACION.

Si al realizar la evaluación definitiva de la estructura se considera que es reparable, se deberá proceder al diseño de la alternativa elegida de acuerdo con los requisitos estipulados por el RCDF.

Basándose en las técnicas de restauración y refuerzo descritas más adelante, se deberán plantear todas las alternativas posibles de reparación, las cuales podrán incluir demoliciones parciales. La solución definitiva será la que logre conciliar las limitaciones de cada caso en particular y que pueden ser, en general, las siguientes.

1. Costo.
2. Funcionalidad.
3. Espacio.
4. Estética.
5. Importancia social.
6. Dificultad técnica.

Cabe mencionar que, dentro del análisis que se realice para diseñar el refuerzo de la estructura se considerará la participación de la estructura existente y la de refuerzo, indicando detalles de liga entre ambas que garanticen la continuidad y se realizará una revisión detallada de la cimentación después de haber realizado las modificaciones de refuerzo de la estructura considerando también la transmisión de las cargas.

### 3.5.1 DEFINICIONES DE REESTRUCTURACION Y REPARACION.

Antes de continuar se definirán dos conceptos que son de suma importancia para el desarrollo de esta parte del trabajo. Estos conceptos o niveles se refieren a la forma de reforzar una estructura de mampostería siendo estos los siguientes.

1. **Reestructuración.** Es la modificación de las propiedades de resistencia o rigidez de la estructura o de un elemento de ésta con la finalidad de incrementar su capacidad sismo-resistente original al mejorar dichas propiedades.
2. **Reparación.** Es la recuperación de las propiedades originales de resistencia o rigidez de la estructura o de un elemento de ésta, recuperándose a su vez la capacidad sismo-resistente original.

A continuación se presentan los métodos más comunes y recomendables que se utilizan para la reestructuración y/o reparación de una estructura de mampostería.

### 3.5.2 REESTRUCTURACION.

La reestructuración de una estructura es necesaria cuando de la evaluación definitiva se llegó a la conclusión de que no es suficiente el refuerzo de sus elementos para cumplir con la capacidad sismo-resistente recomendada por el RCDF o porque la causa principal de los daños se debió a una estructuración deficiente, por exceso de asimetría e irregularidades en planta o en elevación.

La manera de corregir la estructuración es principalmente mediante la inclusión de nuevos elementos que aumenten y balanceen la rigidez y la resistencia. Para el caso de estructuras de mampostería estos elementos pueden ser nuevos muros de mampostería, adicionales a los ya existentes.

#### 3.5.2.1 Adición de nuevos muros de mampostería.

La reestructuración de edificaciones construidas a base de muros de mampostería, se puede llevar a cabo añadiendo nuevos muros. La conexión entre los elementos nuevos con los viejos puede efectuarse mediante el colado de nuevos castillos o bien utilizando conectores de concreto reforzado.

El número de muros que se deberán agregar a la estructura serán los que arroje el análisis estructural definitivo.

Se debe revisar el refuerzo del muro si este es de mampostería hueca, o su confinamiento con dadas y castillos si es de piezas macizas, de acuerdo a las especificaciones planteadas en el punto 2.2.5 del Capítulo II de este trabajo.

Además de lo anterior se deben considerar los siguientes requisitos constructivos para garantizar una calidad aceptable de los materiales y de la ejecución de la obra.



1. **Humedecimiento de las piezas.** La excesiva absorción de agua por parte de las piezas extrae del mortero el agua necesaria para su fraguado y la debilita sobre todo en la superficie de contacto entre las piezas y el mortero, perjudicando así la adherencia entre los dos componentes. Es por esto que deberán saturarse previamente a su colocación todas las piezas de barro; las piezas de cemento deberán estar secas al colocarse. Esto último se debe a que la saturación previa en este tipo de piezas genera una expansión que será seguida, después, por una contracción significativa por secado después de construido el muro. Esto da lugar a que se presenten con el tiempo agrietamientos en los muros. Sin embargo un rociado leve de las superficies sobre las que se colocará el mortero resulta beneficioso para una buena adherencia. El empleo de aditivos estabilizadores también puede evitar este problema.
2. **Juntas.** El mortero en las juntas debe cubrir totalmente las caras horizontales y verticales de la pieza. Su espesor debe ser el mínimo que permita una capa uniforme de mortero y la alineación de las piezas. Conviene que dicho espesor, cuando las piezas son de resistencia, sea de 0.5 a 1 cm y no debe exceder de 1.5 cm.
3. **Colados.** Es conveniente distinguir las diferencias que existen entre las necesidades del colado de castillos y dadas en la mampostería confinada y las del colado de los elementos a veces llamados castillos interiores en los huecos de las piezas. En los primeros se realiza el colado con una cimbra en dos o tres de sus lados y el tamaño de los elementos es del orden de 12 a 15 cm, lo cual permite colar con un concreto fluido, compactar y comprobar la calidad del colado al descimbrar. En el colado en los huecos, las dimensiones son mucho menores, entre 5 y 10 cm, la "cimbra" constituida por las paredes de las piezas tiene elevada absorción por lo que extrae mucha agua de la mezcla, el colado queda oculto dentro del muro y no es fácil comprobar su ejecución. Por eso en este caso se debe utilizar una "lechada" para el colado. Más que buscar una alta resistencia del material hay que asegurar que los huecos queden totalmente llenos. Las NTCM recomiendan que el colado de elementos verticales se efectúe en tramos no mayores de 1.5 m a menos que el área del hueco sea mayor de 65 cm<sup>2</sup>, con lo cual se permitirá el colado en tramos hasta de 3 m, siempre y cuando sea posible comprobar, por aberturas en las piezas, que el colado llega hasta el extremo inferior del elemento. Aunque las NTCM recomiendan que el tamaño máximo del agregado sea de 1 cm, es preferible limitar el tamaño de la grava, si se usa, a 6 mm y emplear cantidades elevadas de agua que le den a la mezcla la consistencia de lechada. La absorción de las piezas reducirá el contenido efectivo de agua en la mezcla.
4. **Refuerzo.** Este se colocará de manera que se asegure que se mantenga fijo durante el colado. Debe haber una supervisión continua en la obra que garantice que el refuerzo esté colocado de acuerdo con lo indicado en planos y que los huecos en que se aloja sean colados completamente. El recubrimiento, separación y traslapes mínimos serán los que se especifican para concreto reforzado. No se admite traslape de barras de refuerzo colocadas en juntas horizontales debido a que los esfuerzos de adherencia que se pueden desarrollar son muy bajos por el pequeño espesor del mortero de las juntas.
5. **Construcción de muros.** La dimensión de la sección transversal de un muro que cumpla alguna función estructural o que sea de fachada no será menor de 10 cm. En los planos de construcción se deben especificar claramente: peso máximo admisible de las piezas, resistencia de las mismas y tolerancia en sus dimensiones; así como el mortero considerado en el diseño y los detalles del aparejo de las piezas, del refuerzo y su anclaje y traslape, detalles de intersecciones entre muros y anclajes de elementos de fachada.
6. **Tolerancias.** En ningún punto el eje de un muro que tenga función estructural distará más de 2 cm del de proyecto y el desplome de un muro no será mayor que 0.004 veces su altura ni 1.5 cm.

Si de acuerdo al análisis estructural, algunos muros no se encuentran dañados, pero el espesor debe ser mayor al existente se podrán construir muros paralelos a éstos unidos por conectores de acero que permitan darle continuidad a la estructura o también mediante un colado entre los muros existentes y los adicionales, reforzando esta unión con malla electrosoldada 6x6/10x10 o 10x10/10x10. El concreto tendrá un  $f_c = 150 \text{ Kg/cm}^2$  como mínimo.

### 3.5.3 REPARACION.

La reparación de estructuras de mampostería necesita materiales adecuados con capacidad de alcanzar rápidamente su resistencia y mantener su adherencia indefinidamente.

Para elegir los materiales de una reparación, se debe procurar la compatibilidad entre su resistencia y rigidez con la de los materiales originales.

Algunos productos se comercializan ya dosificados y con instrucciones precisas para su aplicación. Cuando no sea así, será necesario respaldar su uso con pruebas de laboratorio.

Los métodos de reparación que se describen a continuación son los que comúnmente se aplican a estructuras de mampostería.

#### 3.5.3.1 Inyección de grietas.

La inyección de resinas epóxicas o lechadas en las grietas es un procedimiento adecuado para la restauración de elementos de mampostería con daños no muy severos. Con este método es posible restaurar elementos de mampostería con grietas hasta de 5 mm de ancho.

Con este procedimiento es posible llegar a recuperar la resistencia original, pero en general sólo permite recuperar entre el 70% al 80% de la rigidez original, debido a la imposibilidad de inyectar la totalidad de las grietas.

Por esta razón, si más del 25% de los elementos de una estructura requieren restaurarse, es necesario recurrir también al refuerzo de la misma.

**1. Resinas epóxicas.** Las resinas epóxicas son sistemas compuestos por resinas sintéticas (epoxi, poliéster, acrílico, etc.) y un agente catalítico o endurecedor. Ambos se pueden conseguir en forma líquida o sólida. Una vez mezclados, el endurecimiento se produce después de unos minutos, lapso que debe ser aprovechado para su aplicación. La resistencia final se alcanza en unas cuantas horas. Para la preparación y el empleo de las resinas se deben seguir las especificaciones del fabricante (Referencia 32 y 33).

Las propiedades más importantes de las resinas son: excelente capacidad adhesiva, alta resistencia y dureza, resistencia a los ácidos, álcalis y solventes, poder anticorrosivo elevado, baja contracción y gran durabilidad. Su principal inconveniente es su baja resistencia al calor, ya que pierden su resistencia a temperaturas por encima de los 100° C.

En pruebas a compresión simple de corazones de elementos inyectados se ha demostrado que dichos corazones se rompen por todas partes, a excepción del plano de unión de la resina, la que hace las veces de un cordón de soldadura. En probetas ensayadas a flexión o tensión ha tenido el mismo resultado (Referencia 34). Sus características mecánicas rebasan ampliamente las del concreto reforzado: a compresión simple 2 a 3 veces, a flexión 8 a 10 veces (Referencia 35).

Para grietas hasta 0.5 mm de ancho se recomienda el uso de resinas epóxicas para su sellado. Si las grietas se encuentran en este rango deberán tener una viscosidad baja, entre 100 y 1000 cP, para obtener una buena penetración.

Para grietas de 0.5 a 5 mm de ancho se necesita mezclar las resinas epóxicas con algún agregado. Por ejemplo, si las grietas tienen un ancho entre 1 a 1.5 mm se puede agregar polvo de vidrio o cuarzo y si tienen un ancho entre 1.5 a 5 mm se puede añadir arena sílica fina.

Para grietas con un ancho entre 0.5 a 1 mm se requiere añadir un aditivo para reducir las contracciones, el flujo plástico y los efectos de la temperatura.

A continuación se explicará de manera sencilla como se realiza la inyección de grietas con este tipo de productos.

- Para efectuar la inyección se deberá proceder, primero que nada, a limpiar de polvo las grietas con aire comprimido (Referencia 36).
- A lo largo de la fisura se hacen perforaciones centradas a ésta de aproximadamente 1/2" a 1" de diámetro. La distancia depende de las dimensiones de la grieta, pero en general se recomienda que se realicen perforaciones espaciadas cada 20 cm (Referencia 37).
- En las agujeros se colocan boquillas plásticas o metálicas especiales y se sella la fisura con un cemento de fraguado instantáneo; este sellado es necesario para proteger la resina en caso de incendio y evitar que el fuego llegue directamente a ella. Ver figura 3.21.

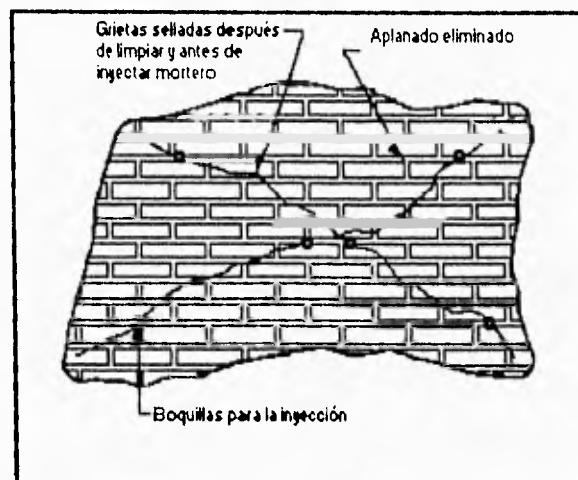


FIGURA 3.21 INYECCION DE GRIETAS EN MUROS DE MAMPOSTERIA

- Hecho lo anterior se procede a ejecutar el trabajo de inyección, las resinas se introducen a presión principalmente por la boquilla más baja y avanzando hacia arriba para expulsar el aire que pudiera quedar atrapado. Cuando empieza a emanar el producto inyectado en la siguiente perforación, se continúa el siguiente orificio de la misma forma, y así, sucesivamente, hasta concluir con la última perforación. Cuando no se observe que la resina emane en el siguiente orificio, se puede barrenar en un punto intermedio para tener la seguridad de que se está inyectando toda la grieta o fisura. Las presiones de inyección varían entre 150 a 500 psi (14 a 35 Kg/cm<sup>2</sup>) hasta que la penetración de la resina es observada o de lo contrario por un periodo de 10 min.

El equipo de inyección puede ser tan simple como una pistola de calafateo, o tan complejo como un sistema que efectúe la dosificación y la mezcla de los componentes de la resina en forma automática en el momento de la inyección. Existen actualmente compañías que cuentan con el equipo y la tecnología necesarios para llevar a cabo estos trabajos especiales de reconstrucción.

- Lechada y morteros.** La lechada de cemento es una mezcla muy fluida de agua y cemento, la cual se puede utilizar en la inyección de grietas menores de 0.5 mm de ancho en elementos de mampostería.

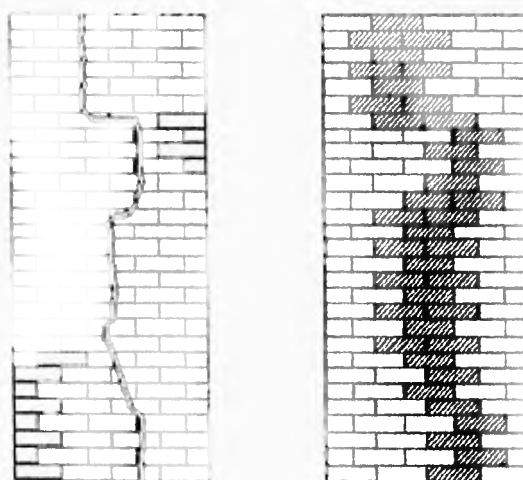
En grietas de más de 0.5 mm de ancho es recomendable recurrir al uso de lechadas de morteros de cemento arena, con los proporcionamientos recomendados por las NTCM (por ejemplo 1:4). Para reducir la contracción y aumentar la fluidez de la lechada, se recomienda emplearla en combinación con ciertos expansores y plastificantes, sobre todo para grietas de 3 a 10 mm de ancho.

El grout no metálico es un producto químico a base de cemento, aditivos y arenas seleccionadas, que al mezclarse con agua produce un mortero que no se contrae y que ofrece alta resistencia a la compresión (Referencia 34).

El procedimiento de inyección es similar al empleado para inyectar resinas epóxicas.

### 3.5.3.2 Sustitución de materiales.

Esta técnica de restauración se recomienda cuando se tienen daños severos. Consiste en la reconstrucción del elemento, reemplazando los materiales dañados por otros del mismo material en buen estado y de mejor calidad tal como se puede ver en la figura 3.22. Para lograr lo anterior, es necesario liberar de carga al elemento en reparación mediante apuntalamiento.



**FIGURA 3.22 SUSTITUCION DE MATERIALES EN MUROS DE MAMPOSTERIA**

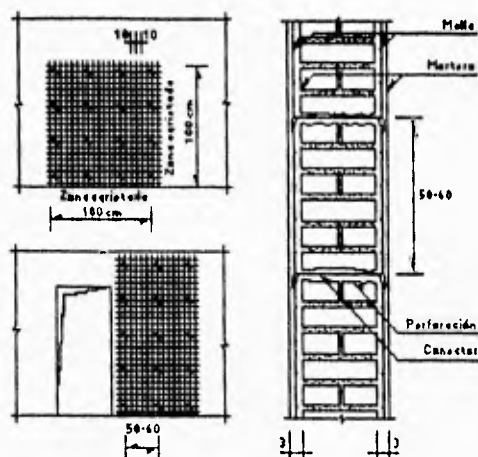
En elementos de mampostería con grietas de más de 10 mm de ancho resulta recomendable proceder al reemplazo de las piezas dañadas usando un mortero rico en cemento. Una alternativa puede ser el sustituirlas por un castillo que cumpla con las especificaciones de las NTCM en cuanto a refuerzo, tanto vertical como transversal, y además con los requerimientos geométricos y de espaciamiento. Este procedimiento se recomienda sobre todo cuando la grieta es larga y aproximadamente vertical.

Cuando el elemento de mampostería se encuentra sumamente dañado es preferible sustituirlo por un elemento nuevo con mejores características de acuerdo al análisis estructural definitivo.

### 3.5.3.3 Refuerzo de muros de mampostería mediante recubrimiento con mortero reforzado.

Este tipo de refuerzo se realiza recubriendo el muro con malla electrosoldada 6x6/10x10, 10x10/10x10 o malla de alambre y un aplanado de mortero. La malla debe unirse al muro mediante conectores espaciados de 50 a 60 cm en ambas direcciones.

Aunque se puede trabajar en una sola cara, los mejores resultados se obtienen cuando el recubrimiento se coloca en las dos caras y los conectores atraviesan el muro como se muestra en la figura 3.23.



**FIGURA 3.23 RECUBRIMIENTO DE MUROS DE MAMPOSTERIA CON MORTERO REFORZADO**

Para restaurar sólo la resistencia original en muros de tabique rojo o de tabicón, se puede recurrir a eliminar el aplanado original 0.5 m a ambos lados de la zona agrietada y después de resanar las grietas, colocar una capa de malla de alambre de tejido rectangular unida al muro con taquetes, aplanando nuevamente con mortero de cemento.

El procedimiento que se sigue es el descrito a continuación:

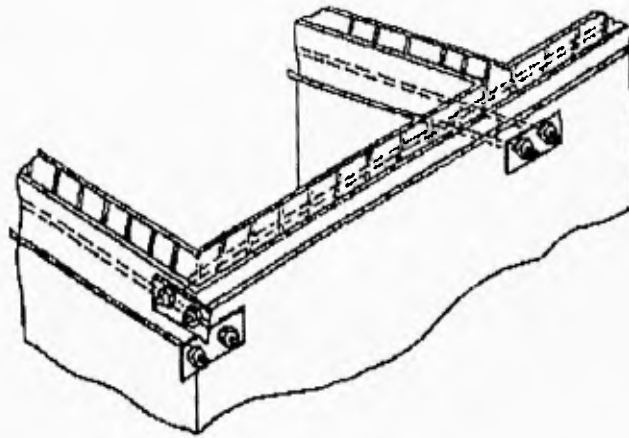
- Se retiran los fragmentos y piezas sueltas de las grietas diagonales y zona central.
- Las grietas se limpian con chorro de agua para retirar el polvo y las impurezas entre ellas.
- Se rellenan las grietas con mortero cemento:arena (proporción 1:4 en volumen).
- La malla de alambre electrosoldado, liso, calibre 6 (3.8 mm de diámetro) y 15 cm de separación entre los alambres, en ambas direcciones, con denominación comercial M6x6/10x10 se ancla al muro de mampostería con clavos para concreto de 5 cm de longitud, doblados en la "cabeza" para fijar la malla, y corcholatas comunes. Estas últimas se utilizan para separar la malla del muro básicamente. Se recomienda emplear 9 amarres/m<sup>2</sup> para distribuir el agrietamiento en forma uniforme.
- Se procede a colocar el recubrimiento de mortero cemento:arena con proporción 1:4 en volumen con un espesor de 2.5 cm aplicado en forma manual.

En un ensayo de una estructura tridimensional de mampostería confinada de dos niveles a escala natural con un grado de daño severo, realizada por el Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED) (Referencia 38), se probó este procedimiento de reparación y refuerzo llegándose a la conclusión de que este modelo excedió 1.65 veces la resistencia de la estructura original y mostró buena capacidad de disipación de energía y deformación conforme se aplasta el mortero, incrementándose al desconcharse éste último y aumentar las deformaciones en los alambres de la malla.

#### 3.5.3.4 Refuerzo de uniones en muros de mampostería.

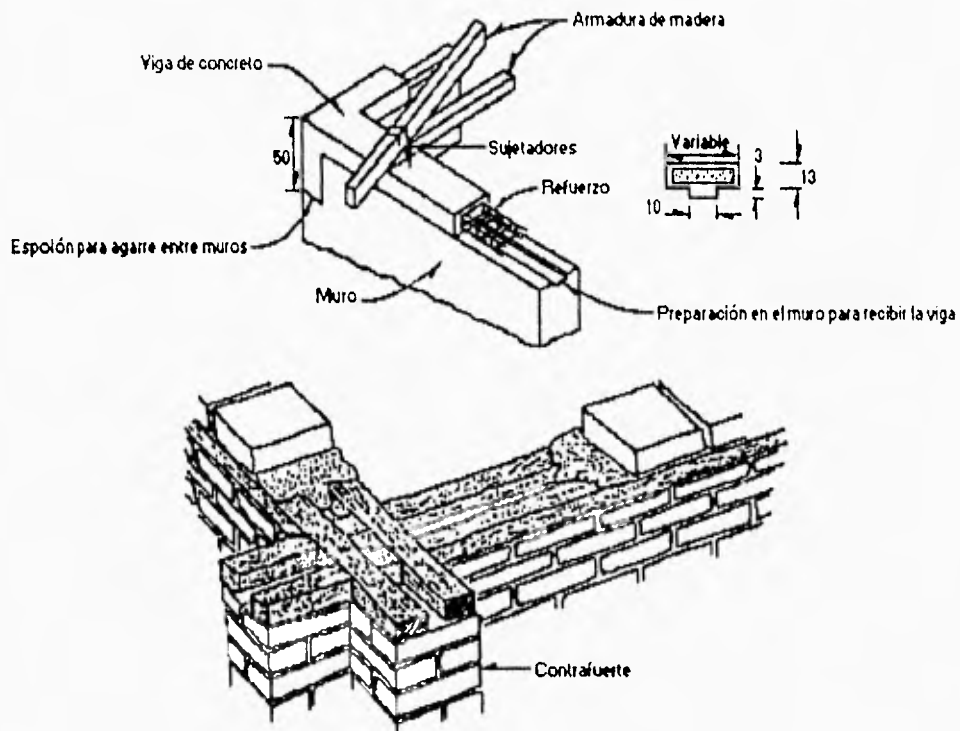
Los muros de estructuras de mampostería sin confinamiento tienden al volteo por efectos del sismo, debido a la precaria unión entre ellos. La introducción de un sistema de liga constituye un buen refuerzo para este tipo de estructuras, cuyo representante más típico son las casas de adobe.

La utilización de tirantes horizontales, además de servir de liga entre los elementos de la estructura contribuye a mejorar su resistencia al corte como se puede observar en la figura 3.24. En este caso se pueden aprovechar las alternativas de soporte lateral del punto 3.3.2.1.



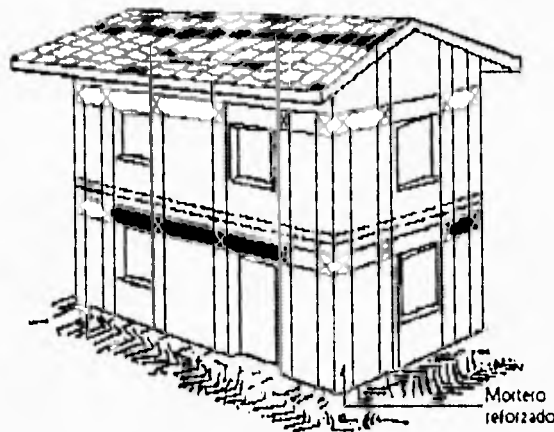
**FIGURA 3.24 REFUERZO DE MUROS DE MAMPOSTERIA CON TIRANTES**

Otro procedimiento de refuerzo consiste en el uso de cadenas perimetrales de concreto o de madera, con o sin contrafuertes adicionales. Ver figuras 3.25a y 3.25b.



**FIGURA 3.25 CONFINAMIENTO DE MUROS DE MAMPOSTERIA CON CADENA PERIMETRAL**

También se puede recurrir a fajas de mortero reforzado parecidas en su fabricación al recubrimiento descrito en el punto 3.5.3.3, cuidando de mantener la continuidad de la malla de alambre en las esquinas, tal como se puede observar en la figura 3.26.



**FIGURA 3.26 CONFINAMIENTO DE MUROS DE MAMPOSTERIA CON FAJAS DE MORTERO REFORZADO**

#### **3.5.4 TECNICAS ADICIONALES DE REESTRUCTURACION Y/O DE REPARACION.**

Se han desarrollado otras técnicas de reforzamiento para muros de mampostería que principalmente están destinadas a mejorar el comportamiento de estructuras nuevas, es decir, estructuras que se diseñan aplicando estos métodos de reforzamiento y que están en proceso de construirse.

Analizando estas técnicas de reforzamiento y tomando las consideraciones que estas proponen se pueden adaptar para ser utilizadas en estructuras de mampostería que requieren reestructurarse o repararse.

##### **3.5.4.1 Refuerzo de muros de mampostería de bloque unida con mortero a base de fibra de vidrio.**

En un estudio llevado a cabo por el Instituto de Ingeniería se obtuvieron resultados del comportamiento del mortero a base de fibra de vidrio, quedando limitado su uso en muros construidos con bloques de concreto tipo intermedio de tamaño nominal 15x20x40 cm, y resistencia a compresión de aproximadamente 40 Kg/cm<sup>2</sup> o de 70 Kg/cm<sup>2</sup> (Referencia 13 y 39).

Esta forma constructiva fue desarrollada inicialmente para zonas no sísmicas, pero en vista de algunas de sus ventajas se pueden encontrar modificaciones que la hagan aplicable en zonas que sí lo son.

El mortero de alta adherencia utilizado es un producto comercial que se vende para su aplicación inmediata; está compuesto de cemento portland, arena fina, aditivos especiales y un refuerzo de fibra de vidrio alcalina que proporciona básicamente la resistencia del conjunto. La granulometría de los cementantes es tan fina que se mejora la adherencia e impermeabilidad del conjunto.

El costo del mortero de fibra de vidrio es relativamente alto; sin embargo, los productores aseguran que el costo total del muro, por metro cuadrado construido, es competitivo con un muro convencional con aplanado de yeso, debido a que se compensa el costo del material con el ahorro en mano de obra y tiempo de ejecución.

Esto último es válido para el caso de una reestructuración en la que al adicionar nuevos elementos que mejoren el comportamiento de la estructura se utilice esta técnica en la construcción de los mismos, ya que este sistema constructivo consiste en apilar los bloques cuidando el nivel y plomo del muro, sin utilizar mortero en las juntas (juntas secas), lo que implicaría un ahorro no solo en mano de obra sino también en la elaboración y utilización de mortero.

En el caso de que se intentara reforzar los elementos existentes recubriéndolos con este material, entonces el costo será mayor del que resulta con un aplanado con mortero convencional, aunque la mano de obra sería similar, puesto que el obrero invertirá el mismo tiempo en la ejecución.

La única preparación que se realiza es saturar con agua la superficie expuesta de los bloques y se coloca enseguida el mortero a base de fibra de vidrio con un espesor de aproximadamente 3 mm en ambas caras del muro; este aplanado se debe curar por lo menos durante una semana.

Comparando el comportamiento contra un aplanado con mortero convencional se tienen las siguientes características:

- a) Bajo carga axial, la mampostería de bloque con aplanado de fibra de vidrio tiene una resistencia menor que la convencional, aproximadamente del 70%. Esta diferencia se puede explicar fácilmente al considerar que debido a la irregularidad de las piezas existen concentraciones de esfuerzos en puntos de contacto de dichas irregularidades, que hacen que la pieza falle prematuramente. Esto no sucede en el sistema constructivo tradicional, ya que una de las funciones del mortero es absorber las irregularidades al unir las diferentes piezas.
- b) Ante cargas normales al plano del muro, la mampostería con aplanado de fibra de vidrio tiene una resistencia varias veces superior a la de la mampostería convencional, es decir que para flexión normal al plano del muro, donde el aplanado de fibra de vidrio trabaja a tensión y transmite este esfuerzo al muro por adherencia, los muros construidos con este sistema resultan notoriamente más resistentes que aquellos construidos convencionalmente. Este tipo de carga está dado en la práctica por la presión del viento y por la inercia del muro cuando acontece un sismo.
- c) El comportamiento de ambos sistemas ante cargas laterales es similar. Esto quiere decir que, ante esfuerzos cortantes el sistema a base de mortero de fibra de vidrio tiene comportamiento y resistencia similares al de una mampostería con aplanado de mortero de albañilería y, además, mejores características que una mampostería solo en las juntas. Si los muros cuentan con cierto confinamiento, entonces su comportamiento es mejor que el de un muro normal.
- d) Por medio de un refuerzo adecuado en los huecos de las piezas puede mejorarse sustancialmente el comportamiento de esta mampostería ante los efectos sísmicos.

De acuerdo con los resultados obtenidos del mismo estudio realizado por el Instituto de Ingeniería, parece conveniente limitar este sistema constructivo a dos niveles para muros con función estructural, es decir, para muros de carga.

El diseño de estos muros se efectuará con los criterios establecidos por el RCDI en sus NTCM, recomendándose los esfuerzos de diseño que aparecen en la tabla 3.12. Otro procedimiento de diseño que se recomienda es un método simplificado propuesto por Oscar Hernández Basilio (Referencia 39), en el cual al usar los detalles de estructuración que en él mismo se explican, es factible la construcción de estructuras de más de dos niveles.

TABLA 3.12 ESFUERZOS DE DISEÑO PARA MAMPOSTERIA DE BLOQUE UNIDA CON MORTERO A BASE DE FIBRA DE VIDRIO		
RESISTENCIA DE LA PIEZA (Kg/cm <sup>2</sup> )	COMPRESION AXIAL $\sigma_m$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	CORTANTE $\tau^d$ (Kg/cm <sup>2</sup> )
40	11	2
70	22	3



Algunas desventajas del uso de este material se refieren a algunas incertidumbres que se tienen sobre el mismo, las cuales se enumeran a continuación:

1. Durabilidad. Se ha comprobado que no existe reacción alcalina importante durante el fraguado del cemento cuando se emplea fibra de vidrio especial; en caso que se desee usar algún otro tipo de fibra, mineral o vegetal, sería necesario estudiar este efecto.
2. Pruebas ambientales. Materiales de este tipo requieren de pruebas de permeabilidad e intemperismo, ya que su forma de empleo puede implicar contacto con el medio ambiente.
3. Otros casos estructurales. Conviene ampliar los estudios para el empleo de este tipo de material en nuevas formas constructivas, por ejemplo:
  - a) Aplicar el mortero sobre otro tipo de materiales (tabique rojo, tabicón, etc.).
  - b) Como recubrimiento en muros convencionales para aumentar resistencia y ductilidad.
  - c) Para reparar muros agrietados por sismo o hundimiento del terreno.
  - d) Para sustituir refuerzo del muro cuando se utilice en combinación de una malla de acero exterior, eliminando el empleo de castillos interiores y exteriores.

Parece prometedor el estudio del empleo de otros materiales para proporcionar al muro continuidad y resistencia en tensión por medio de un aplanado, aplicado ya sea a las piezas colocadas con mortero o con junta seca. El uso de fibras minerales o vegetales (henequén, bambú, etc.) más económicos que las de vidrio y la sustitución del cemento por el azufre son alternativas que los investigadores han sugerido pero que no han sido suficientemente estudiadas.

#### 3.5.4.2 Refuerzo horizontal en muros de mampostería.

El modo de falla más común en muros de mampostería confinada sometidos a sismo es dominado por deformaciones al corte. En este caso aparecen grietas inclinadas en ambos sentidos que se inician en la zona central del tablero y se van propagando hasta penetrar en los extremos de los castillos; una vez que esto sucede, el muro se deteriora rápidamente, es decir, se presenta una rápida degradación de rigidez y resistencia. Una opción para tratar de mejorar la respuesta sísmica de la mampostería confinada, es la colocación de refuerzo en las juntas horizontales de mortero anclado en los castillos (cuando se trata de piezas macizas no se puede colocar refuerzo vertical a través de ellas).

En estudios realizados por el CENAPRED se obtuvieron resultados sobre el efecto y la influencia que tiene el refuerzo horizontal en el comportamiento sísmico de muros de mampostería confinada (Referencia 40, 41 y 42).

Cuando se van a construir elementos nuevos durante un proyecto de reestructuración es posible utilizar este tipo de refuerzo para mejorar el comportamiento de la estructura aumentando su resistencia considerablemente.

El refuerzo horizontal que se utiliza es a base de alambres corrugados grado 60, de 5/32" de diámetro ( $\phi=4$  mm) y laminados en frío. La resistencia que se alcanza es superior en 49% a la de escalerillas prefabricadas, las cuales consisten en dos alambres longitudinales estirados en frío de alta resistencia a la fluencia, separados por alambres transversales soldados a los primeros.

La investigación se realizó para muros de tabique de barro recocido confinados con castillos y dadas, aunque en mampostería de piezas huecas también puede ser utilizada siendo una solución eficiente que da muy buenos resultados produciendo una distribución más uniforme de los esfuerzos cortantes en toda la longitud del muro y evitando las altas concentraciones de esfuerzos que se producen en los extremos de los castillos cuando el muro se agrieta diagonalmente.

Las ventajas que se tienen al utilizar este refuerzo son las siguientes:

- El refuerzo horizontal con alambres corrugados logran una distribución más uniforme del agrietamiento diagonal en los tableros de mampostería, evitando que se concentre en sus extremos superior e inferior, mejorando sustancialmente el comportamiento de los muros después de agrietados. A distorsiones o deformaciones angulares moderadas la respuesta está asociada a un comportamiento dúctil. A grandes distorsiones, las deformaciones por corte dominan la respuesta.
- Con los alambres corrugados se logra un incremento sustantivo en la resistencia entre el 60 y 69% sobre la de un sistema similar pero sin reforzar.
- La cantidad de refuerzo horizontal no tienen ningún efecto en la rigidez inicial.
- En cuanto a la resistencia, considerada como el valor más alto de fuerza cortante, se observa un incremento entre el 13 y 25% con la colocación del refuerzo horizontal.
- La presencia del refuerzo horizontal proporciona una mejor respuesta histerética aumentando su resistencia, distribuyendo el daño y disipando mayor cantidad de energía.

Por otro lado, en otro estudio realizado pero ahora por el Instituto de Ingeniería (Referencia 13) se llegó a una expresión para cuantificar la contribución del refuerzo a la resistencia del muro agrietado haciéndose las siguientes suposiciones:

- El refuerzo del muro funciona una vez que este se agrieta.
- La grieta es única y se desarrolla con una inclinación de  $45^\circ$ , aproximadamente.
- La resistencia a fuerzas cortantes va a ser proporcionada por el acero horizontal,  $V_h$ , los estribos en los castillos,  $V_{cast}$ , y la fricción desarrollada en la grieta,  $V_f$ .

Con las suposiciones anteriores, la resistencia del muro después de agrietado estará dada por la siguiente expresión:

$$V_s = V_h + V_{cast} + V_f$$

sin embargo, debido a que no es posible que se llegue a desarrollar totalmente la capacidad del acero de refuerzo por el deterioro progresivo que sufre el muro ante las alternaciones de esfuerzos, y a que introducen esfuerzos por flexión en las barras de refuerzo en adición a las de tensión, en dicha investigación se llegó a la siguiente ecuación de acuerdo a los datos experimentales y ajustándolos aproximadamente a una recta:

$$v_s = 0.34 (v_h + v_{cast}) + 1.05$$

o en función de la resistencia del refuerzo horizontal y de los castillos:

$$V_s = 0.34 (V_h + V_{cast}) + 1.05A$$

en donde A es el área transversal bruta del muro.

A manera de ejemplo se calculará el refuerzo necesario, horizontal y en los castillos, para que bajo alternaciones de esfuerzos un muro de 1.90 m construido a base de tabique extruido hueco con dimensiones de 6x12x24 y mortero con proporcionamiento cemento:cal:arena en volumen es 1:1:6 (de la tabla 1.9: mortero tipo III) sea capaz de resistir una fuerza cortante igual a la que indujo el agrietamiento; para tabique extruido, el esfuerzo de agrietamiento promedio es de  $2 \text{ Kg/cm}^2$  (de la tabla 1.14), la fuerza cortante actuante que lo produjo resultó:

$$V = (2) (190) (12) = (2) (2280) = 4560 \text{ Kg}$$

Esta fuerza es la que tiene que resistir el refuerzo del muro. Se tienen tres alternativas de refuerzo: usar solo refuerzo en los castillos, usar solo refuerzo horizontal, o emplear una combinación de ambos refuerzos. Se resolverán a continuación las tres alternativas, en ellas se considerará que las dimensiones de los castillos son de 12x14 cm; se utilizará para los estribos alambraón No. 2 con  $f_y=2500 \text{ Kg/cm}^2$  y se despreciará la contribución del concreto a esfuerzos cortantes; como refuerzo horizontal se supondrá varillas de  $5/32"$  de diámetro y  $f_y=6000 \text{ Kg/cm}^2$ .

a) Solo refuerzo en los castillos; de la ecuación obtenida por el Instituto de Ingeniería:

$$V_s = V = 4\ 560 = 0.34 (V_{\text{cast}}) + A$$

$$V_{\text{cast}} = (4\ 560 - A)/0.34 = [4\ 560 - (190)(12)]/0.34 = 6\ 706\ \text{Kg}$$

Cada extremo del castillo deberá ser diseñado para resistir una fuerza cortante de:

$$V_{\text{cast}} = 6\ 706/2 = 3\ 353\ \text{Kg}$$

la separación de los estribos es:

$$s = [(2)(0.32)(2\ 500)(12)]/3\ 353 = 5.7\ \text{cm}$$

o

$$s = 13\ \text{cm si } f_y = 6000\ \text{Kg/cm}^2$$

Estos estribos se colocarán en las partes extremas de los castillos en una longitud de 40 cm a partir del vértice interior. En los castillos que confinan al muro se puede aceptar una separación de los estribos mayor que  $d/2$  pero menor que  $d$ ; esto debido al tipo y trayectoria de las grietas que se presentan en los castillos.

b) Solo refuerzo horizontal:

$$V_h = 6\ 706\ \text{Kg}$$

$$v_h = 6\ 706/2\ 280 = 2.94\ \text{Kg/cm}^2$$

$$v_h = p f_y = 2.94$$

$$p = 2.94/f_y = 2.94/6000 = 0.00049$$

$$p = 0.00049 = A_{dt}/st$$

suponiendo una separación de 42 cm (a cada 7 hiladas) y  $t = 12\ \text{cm}$

$$A_{dt} = p s t = (0.00049)(42)(12) = 0.24\ \text{cm}^2$$

$\Rightarrow$  utilizando 2 varillas de  $5/32'' = 0.24\ \text{cm}^2$

$\therefore$  el muro se reforzará con 2 varillas  $5/32''$  cada 7 hiladas.

c) Combinando refuerzo en los castillos con horizontal:

$$V_h + V_{\text{cast}} = 6\ 706\ \text{Kg}$$

suponiendo que cada uno de los refuerzos deba resistir la mitad de la carga se determina, siguiendo pasos similares a los incisos a y b, que los estribos deberán ir espaciados a cada 10 cm y el refuerzo horizontal consistirá en 2 varillas de  $5/32''$  cada 14 hiladas (o una varilla cada 7 hiladas).

### 3.5.4.3 Postensado en muros de mampostería.

La capacidad de carga de muros de mampostería está limitada por su baja resistencia a esfuerzos de tensión producidos por flexión o fuerzas cortantes. La resistencia a estos efectos puede mejorarse sustancialmente si se introducen en los muros esfuerzos de compresión mediante técnicas de postensado. Aunque el postensado reduce la capacidad útil de los muros a carga axial, esta rara vez es crítica en zonas sísmicas y normalmente son mucho más importantes las ventajas que el presfuerzo proporciona.

Dichas ventajas son las siguientes:

- a) Se evita el agrietamiento por flexión en muros.
- b) Se incrementa la resistencia a fuerza cortante porque se reducen los esfuerzos de tensión diagonal.
- c) Se logra una distribución de carga más uniforme en la cimentación.

El postensado ha sido poco usado hasta la fecha principalmente por el desconocimiento de las pérdidas de presfuerzo que se pueden tener y por las dificultades del procedimiento.

Algunos ensayos realizados en el Instituto de Ingeniería han mostrado que las pérdidas de presfuerzo son del mismo orden de las que se obtienen en estructuras de concreto (entre 10 y 20%) y son menores en piezas de barro que en bloques de concreto, que deben evitarse los sistemas de anclaje a base de cuñas y que resulta conveniente el empleo de un sistema de postensado en el que los cables pueden tensarse en etapas de acuerdo con el proceso constructivo, reduciendo así, o eliminando, las pérdidas de presfuerzo.

Este sistema se podría utilizar en los muros nuevos que se construyan dentro del proyecto de reestructuración, pero se requieren hacer preparaciones especiales para su instalación, por lo cual su aplicación está limitada a estructuras que están en proceso de construirse. Para más detalles del uso de esta técnica se puede consultar la (Referencia 43).

**CAPITULO IV.**

**CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.**

#### 4.1 CONCLUSIONES.

Las siguientes conclusiones son un resumen de los aspectos más importantes de cada uno de los capítulos que forman parte de este trabajo.

##### 4.1.1 CONCLUSIONES SOBRE EL COMPORTAMIENTO DE LA MAMPOSTERIA.

1. La resistencia a compresión determinada de las piezas no es un índice de calidad uniforme de calidad debido a que los resultados obtenidos en piezas de materiales o geometrías diferentes no son comparables y no se relacionan en la misma forma con la resistencia que puedan tener en un elemento estructural. De esta manera, los resultados del ensaye de compresión son estrictamente comparables solamente para piezas del mismo tipo.
2. La influencia de la resistencia de los morteros en el comportamiento del conjunto no es tan importante como la de la resistencia de la pieza.
3. De los ensayos de compresión en pilas y de compresión diagonal en muretes, se obtienen índices que pueden correlacionarse en forma satisfactoria con las propiedades de muros a escala natural. No se considera que estas pruebas deban servir para el control de calidad de la mampostería, sino únicamente para obtener valores índice, una sola vez para cada combinación de materiales, y que la verificación de la calidad debe hacerse sobre las piezas y los morteros de acuerdo con sus pruebas estándar.
4. El mecanismo de falla en compresión y flexocompresión es muy claro: generalmente la falla está propiciada por las tensiones transversales introducidas por el mortero en las piezas; estas tensiones provocan el agrietamiento vertical del conjunto y finalmente la inestabilidad. El mecanismo de falla debido a fuerzas cortantes es claro solo cuando la falla ocurre por tensión diagonal neta, o sea cuando se emplean piezas de baja resistencia y morteros con buena adherencia con las piezas; en estos casos la falla ocurre al exceder las tensiones principales a la resistencia en tensión de la pieza. En la mayoría de los casos, sin embargo, la falla ocurre a través de las juntas debido a una combinación de esfuerzos tangenciales y de tensión normal a la junta.
5. De los ensayos en compresión axial y compresión diagonal pueden obtenerse determinaciones confiables de las propiedades elásticas de la mampostería, o sea el módulo de elasticidad y el de cortante, respectivamente. En ambas pruebas se ha encontrado un comportamiento esencialmente lineal del material.
6. En ensayos de muros sujetos a carga lateral se ha observado un comportamiento aproximadamente lineal hasta el agrietamiento que puede ocurrir por flexión o tensión diagonal. Cuando la flexión rige el comportamiento, este es francamente dúctil.

Cuando rige el cortante, el comportamiento depende esencialmente del tipo de refuerzo. Para cantidades de refuerzo interior o exterior muy bajas, la carga disminuye lentamente después del agrietamiento diagonal. Para las dimensiones usuales de los castillos, y también para cantidades usuales de refuerzo interior, se tiene para una sola aplicación de carga, una ductilidad apreciable.

Si el refuerzo consta de columnas robustas, o existe una cantidad importante de refuerzo interior, se tiene una reserva de carga importante después del agrietamiento.

7. La carga vertical aplicada al muro provoca un incremento en la resistencia y en la rigidez, pero para cargas verticales altas se reduce la ductilidad.
8. Para muros en voladizo la resistencia es mayor cuanto más alargado es el muro, mientras que para ensayos en compresión diagonal la resistencia es mayor para muros esbeltos.
9. El deterioro ante la repetición de cargas alternadas depende principalmente del refuerzo, del modo de falla y del tipo de pieza. Si la falla es regida por la flexión, el deterioro es reducido y, solo para deformaciones grandes y en muros de piezas huecas, existe una reducción importante en la resistencia y la rigidez al repetir ciclos de carga. Si el cortante rige la falla, el deterioro es muy fuerte en muros con refuerzo interior y es de consideración también en muros con castillos exteriores. Si hay un refuerzo exterior robusto, el deterioro es muy reducido en muros de piezas macizas, pero es de consideración en los de piezas huecas cuando las deformaciones son grandes.

#### 4.1.2 CONCLUSIONES SOBRE EL ANALISIS ESTRUCTURAL DE LA MAMPOSTERIA.

1. Para el análisis por cargas verticales se ha comprobado que la rotación de los extremos de la losa producen aplastamientos locales del mortero permitiendo la libre rotación de la losa y por lo tanto los momentos flexionantes que se transmiten a los muros son mínimos por lo que se puede considerar en el diseño o en la revisión que el muro está sujeto a carga vertical únicamente.
2. Para el análisis por cargas laterales es muy recomendable que para estructurar o reestructurar una construcción a base de muros de mampostería, ésta cumpla con los requisitos para que sea aplicable el método simplificado de análisis sísmico recomendado por las NTCS. Además es muy aconsejable puesto que permite obtener un cálculo preliminar de la cantidad de muros a ubicar en ambas direcciones y de las dimensiones de éstos.
3. Todo tipo de refuerzo trabaja a su plena capacidad después de que se daña la mampostería, y la presencia de agrietamiento no implica necesariamente la falla del muro, sino que ésta depende del confinamiento, refuerzo exterior e interior.

#### 4.1.3 CONCLUSIONES SOBRE LAS ALTERNATIVAS DE REESTRUCTURACION Y/O DE REPARACION EN ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERIA.

1. La falla por carga axial se identifica porque el material literalmente se aplasta cuando es de baja calidad, o si es de buena calidad aparecen numerosas grietas verticales. Este tipo de falla es muy poco probable puesto que el área de los muros es grande.
2. La falla por flexión se identifica mediante grietas horizontales que se forman en los extremos del muro, siendo mayores en la parte inferior. Es raro que se tengan problemas de flexión debido a que la carga vertical sobre los muros contrarresta los efectos de los momentos o porque lo evita el acero de refuerzo colocado en los extremos del muro.
3. La falla provocada por esfuerzos cortantes se presenta de dos maneras: cuando la grieta es diagonal y corre a través de las juntas de mortero se le conoce como falla por cortante, pero si la grieta diagonal es casi recta rompiendo las piezas se le conoce como falla por tensión diagonal.
4. La decisión de reparar o demoler una estructura depende de varios factores, no sólo en el aspecto técnico sino también de factores económicos, sociales, políticos, etc. por lo que cada caso debe estudiarse en forma minuciosa planteándose los costos que involucran las diferentes opciones de reparación, sin olvidar que demoler también implica un costo.

5. Al proveer apuntalamiento alrededor de una columna o muro dañados es recomendable utilizar elementos horizontales que distribuyan la carga para evitar problemas de penetración y repartir la carga en varios pisos y de preferencia llevarla hasta la cimentación.
6. Cuando una construcción ha sufrido daño por efecto de un sismo no es suficiente con repararla (reintegrar su resistencia original) sino que es necesario reforzarla, es decir, incrementar su resistencia con respecto a la que tenía antes de la ocurrencia del daño, para que este no ocurra nuevamente si se presenta la misma sollicitación. Los procedimientos de refuerzo implican casi siempre una reestructuración de la construcción mediante la adición de nuevos elementos resistentes, o la rigidización, el confinamiento, el anclaje y el refuerzo de los elementos existentes. En general hay que hacer que la estructura cumpla con los requisitos descritos en las NTC (Referencia 6).

#### 4.2 RECOMENDACIONES.

Las siguientes recomendaciones, adicionales a las que ya se han venido mencionando a lo largo de este trabajo, son muy importantes para la realización del proyecto de reestructuración y/o de reparación teniendo la finalidad de que se lleve un buen control de calidad y así poder llegar a buen término. Dichas recomendaciones también pueden ser aplicables a proyectos de estructuras nuevas, es decir, estructuras que están en el proceso de diseño o en el proceso de construcción, adaptándolas y tomando las consideraciones necesarias para cada caso en particular.

1. Se debe proporcionar un sistema que resista las fuerzas sísmicas en dos direcciones ortogonales colocando una densidad adecuada de elementos resistentes alineados tanto en una dirección como en la normal a ésta.
2. La distribución de elementos resistentes debe ser aproximadamente simétrica con lo cual se evitan problemas de torsión en planta que aumentan las fuerzas laterales en los muros, sobre todo en construcciones de varios niveles.
3. Los sistemas de techo y entrepiso deben tener la capacidad de transmitir las fuerzas laterales a los elementos que tengan resistencia en la dirección de la acción sísmica, por lo que en techos de vigas o armaduras se debe colocar una dala de remate perimetral, ligar los muros transversales y anclar los muros en su cimentación, ya que de no observarse estas recomendaciones se puede presentar la falla por volteamiento puesto que dichos sistemas de techo o armaduras empujan directamente sobre los muros transversales.
4. Se debe proporcionar un anclaje apropiado a la cimentación y elementos verticales resistentes, ya que la falla por causa del sismo actuando sobre la masa misma del muro en dirección normal a su plano ocurre con frecuencia en bardas y muros no restringidos en su extremo superior. Cuando se emplean morteros muy pobres o si se llenan parcialmente las juntas en muros apoyados en sus cuatro extremos, este tipo de falla se puede presentar.
5. Conviene que exista un refuerzo continuo en la periferia de los huecos tales como aberturas para ventanas o puertas ya que estos provocan concentraciones de esfuerzos que favorecen la formación de las grietas diagonales.
6. Es muy importante que los muros se encuentren confinados con castillos y dalas perimetrales, ya que esto favorece la continuidad además de que proporcionan un confinamiento que da cierta ductilidad al comportamiento de la mampostería. Además, al existir carga vertical se presenta una satisfactoria capacidad de disipación de energía. Los castillos que confinan los muros de mampostería funcionan como un zuncho, que evita que los muros, al agrietarse, queden totalmente sueltos. Adicionalmente, los castillos contribuyen a mantener la resistencia y aún, a incrementarla después del agrietamiento inicial.



- Incluso en una investigación realizada por el CENAPRED para observar el comportamiento ante cargas laterales de una estructura tridimensional de dos niveles a escala natural construida con mampostería confinada la resistencia del modelo excedió en 95% a la calculada con las expresiones de diseño de las NTCM, lo cual refleja la seguridad sísmica que se tiene con el confinamiento (Referencia 44).
7. El refuerzo en el interior de piezas huecas aumenta la resistencia y da cierta ductilidad, aunque no se considera tan efectivo como el confinamiento exterior.
  8. En el caso de muros contenidos en marcos, se puede aprovechar su rigidez siempre y cuando se construyan de piezas que no sean frágiles y se realice una revisión de las deformaciones de la estructura para que no excedan las que acepta el muro. De lo contrario será preferible desligar los muros de los marcos, aunque constructivamente no sea tan simple, puesto que se debe evitar la falla por volteamiento.
  9. Los marcos que contienen muros que trabajan como diafragma deben estar reforzados de manera adecuada para evitar fallas por concentraciones de esfuerzos después de que se agrieta el muro. Se requiere reforzar por cortante las esquinas y proporcionar confinamiento al concreto mediante acero longitudinal y estribos.
  10. Los muros rodeados por marcos se deben construir en toda la altura del entrepiso sin dejar pequeños tramos de columnas libres, ya que de lo contrario se presentarían concentraciones de fuerzas en esos tramos que, por su relación de esbeltez, fallan por cortante en forma muy grave.
  11. En los planos de diseño o del proyecto de reestructuración y/o de reparación se deben indicar las características de la mampostería a utilizarse y detallar los armados requeridos en la mampostería, ya que por experiencias de algunos investigadores se ha podido observar que prácticamente en ningún proyecto se establecen las características de la mampostería; esto es equivalente a decir que se use concreto o acero, sin especificar su resistencia. También se ha visto que no se da el tipo de pieza a usar, ni el proporcionamiento del mortero. Cuando se especifican los armados de dadas y castillos, estos generalmente no cumplen con los requisitos que marcan las NTCM (Referencia 8).
  12. La reestructuración y/o la reparación de una estructura de mampostería, y en general de cualquier tipo de estructura, implica el empleo de materiales, técnicas y soluciones estructurales que se deben respetar de manera muy estricta. Por esta razón, resulta necesario implantar procedimientos de supervisión, tanto al nivel del proyecto como de la construcción, cuyo objetivo sea la correcta ejecución de un trabajo muy especializado (Referencia 20 y 45).
  13. El supervisor debe revisar las alternativas de reestructuración y/o de reparación, así como los criterios de diseño; también deberá comprobar la exactitud de los cálculos y verificar que los planos y las especificaciones transmitan la solución de manera clara y precisa al constructor. Es muy aconsejable que los supervisores y residentes en las obras de reestructuración y/o de reparación sean un personal experto y capacitado.  
  
En México ya existen programas de certificación de inspectores de obras de concreto, establecidos por el Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto (IMCYC), en colaboración con el Instituto Americano del Concreto (ACI) y la Sección de la Ciudad de México del ACI, similares a los que el ACI lleva a cabo en los Estados Unidos, para certificar a personal apto y competente en la inspección de las obras de concreto. Para obras de mampostería también sería muy conveniente que existieran este tipo de programas.
  14. La principal diferencia de una obra de reestructuración y/o de reparación respecto a una construcción nueva, estriba en el manejo de materiales a veces novedosos como es el caso de las resinas epóxicas, y en la necesidad de adaptar las soluciones del proyecto a las condiciones ya existentes en la estructura, manteniendo un control riguroso de la ejecución de todos los detalles.

Por tal razón se debe llevar un control de calidad de todos los materiales y de la mano de obra, puesto que en algunos proyectos se deja a las personas menos capacitadas (en este caso los albañiles), la seguridad de la estructura, por ejemplo, cuando no se especifica el mortero (elemento tan importante para definir la resistencia de la mampostería), el albañil deja a su conveniencia y comodidad la selección del tipo de mortero que se utilizará (generalmente con mucha cal, lo que produce morteros y mamposterías de baja calidad, aun con piezas de buena resistencia).

En muchas ocasiones principalmente en obras pequeñas, se emplean morteros solo a base de cal o del llamado "mortero o cemento de albañilería", ambos tipos de mortero están prohibidos por las NTCM.

15. El control de calidad para el uso de resinas implica la supervisión del proporcionamiento y del procedimiento de mezclado de los componentes, así como la inspección del proceso de aplicación, cuidando que ésta se lleve a cabo en el tiempo especificado a partir de la mezcla. La extracción y prueba de corazones en grietas inyectadas con resinas, permite verificar la calidad de la inyección y la del comportamiento de la resina. También puede utilizarse para este objetivo el análisis con ultrasonido del elemento reparado.

16. En otros materiales también se debe tener cuidado, como en el caso del tamaño de algunas de las piezas más usuales, el cual ha variado en los últimos años; por ejemplo, es prácticamente imposible encontrar tabique rojo de 14 cm de espesor, actualmente está entre 12 y 12.5 cm, esta variación influye sustancialmente en el cálculo de la resistencia a cortante de la mampostería y del refuerzo de confinamiento del muro. Caso similar son los tabicones, donde es común tener espesores entre 12 y 13 cm en lugar del 14 nominal. Las piezas de tabique extruido y los bloques de concreto, por fabricarse de una manera más industrializada, han conservado sus valores nominales (Referencia 8).

El proyectista puede especificar la procedencia del material o exigir la verificación de la calidad supuesta en el diseño. Aunque estos dos últimos procedimientos no sean usuales, se debe hacer notar que cualquier refinamiento en el diseño estructural de la mampostería pierde sentido si se tiene una incertidumbre muy grande en las propiedades del material que se va a emplear y que, en obras de importancia, es grande la economía que puede obtenerse si se emplea un material de calidad controlada.

17. Se debe evitar el empleo de piezas muy frágiles, como es el caso de las piezas con altos porcentajes de huecos y paredes delgadas, porque esto propicia fallas bruscas y deterioros graves y muy rápidos.

18. Se recomienda que se impida el uso de aceros de bajo grado de fluencia y se indique el uso de aceros con fluencia de 4200 Kg/cm<sup>2</sup> o mayores en estribos. En Japón se está promoviendo el uso de aceros con fluencia de 5000 Kg/cm<sup>2</sup> y mayores para estribos en columnas (Referencia 8).

19. La separación de estribos también es importante que se cumpla de acuerdo al esfuerzo de fluencia del mismo porque si además el espesor de los muros es menor la situación se puede volver más crítica puesto que al agrietarse los muros por cortante, serán poco eficientes los estribos para dar a los muros capacidad de carga y deformación.

20. Para verificar la eficiencia de la reestructuración y/o de la reparación se puede aplicar la alternativa de medir el periodo fundamental de la estructura antes y después de este proceso. Si ésta se ha efectuado con éxito, el aumento en la rigidez de la estructura se debe reflejar en una disminución del periodo, que debe coincidir en su valor con el obtenido del modelo dinámico usado para el análisis de dicha reparación. La determinación del periodo se deriva del análisis de las vibraciones de la estructura debidas al ruido ambiental, a la imposición de condiciones iniciales de velocidad o deformación, o a un equipo excitador. Usualmente se colocan los sensores en los ejes principales del edificio y se efectúan las mediciones en dos direcciones ortogonales y en varios niveles intermedios (Referencia 20 y 45).

**REFERENCIAS.**

1. Robles F.-V., F. et al, "Apuntes de mecánica de materiales", Fac. de Ingeniería, UNAM, Cuaderno 1, México, D.F.
2. Hernández B., O., "Refuerzo de la vivienda económica en zonas sísmicas. Estudios experimentales", Instituto de Ingeniería, UNAM, Publ. No. 441, México, D.F., Octubre de 1981.
3. Meli P., R., "Comportamiento sísmico de muros de mampostería", Instituto de Ingeniería, UNAM, Publ. No. 352, 2ª edición, México, D.F., Mayo de 1979.
4. Departamento del Distrito Federal, "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", Porrúa, México, D.F., Julio de 1987.
5. Departamento del Distrito Federal, "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería", Centro de actualización profesional Alfonso Olvera López, CICM, México, D.F., Noviembre de 1987.
6. Hernández B., O., "Notas sobre revisión y comportamiento de estructuras de mampostería", Fac. de Ingeniería, UNAM, México, D.F.
7. Meli P., R. y Reyes G., A., "Propiedades mecánicas de la mampostería", Ingeniería, Vol. 41, No. 3, México, D.F., Julio de 1971.
8. Hernández B., O., "Estado actual de la mampostería en México", Memorias del Simposio Internacional: La ingeniería civil a 10 años de los sismos de 1985, Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, CENAPRED y CICM, 18 y 19 de Septiembre de 1995.
9. Bazán Z., E. y Meli P., R., "Manual de diseño sísmico de edificios", LIMUSA, México, D.F., Febrero de 1989.
10. Meli P., R., "Diseño estructural", LIMUSA, México, D.F., Enero de 1991.
11. Departamento del Distrito Federal, "Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo", Centro de actualización profesional Alfonso Olvera López, CICM, México, D.F., Noviembre de 1987.
12. Meli P., R., "Comentarios y ejemplos de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería", Instituto de Ingeniería, UNAM, Publ. No. ES-4, México, D.F., Enero de 1992.
13. Hernández B., O. y Meli P., R., "Modalidades de refuerzo para mejorar el comportamiento sísmico de muros de mampostería", Instituto de Ingeniería, UNAM, Publ. No. 382, México, D.F., Diciembre de 1976.
14. Wyllie Jr., L. A., "Reforzamiento de edificios existentes de concreto y mampostería para resistencia sísmica", Revista IMCYC, Vol. 24, No. 184, México, D.F., Septiembre de 1986.
15. Wyllie Jr., L. A., "Procedimientos para reforzamiento sísmico de estructuras existentes", Revista IMCYC, Vol. 24, No. 184, México, D.F., Septiembre de 1986.

16. Islas M., J.L., "Metodología y estudios necesarios para evaluar los daños estructurales en las diferentes edificaciones", Memorias del IX Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural a.c. y UAZ, Zacatecas, Zac., Octubre 29, 30, 31 y Noviembre 1º de 1994.
17. Fundación ICA. a.c., "Experiencias derivadas de los sismos de Septiembre de 1985", LIMUSA, México, D.F., Octubre de 1988.
18. Rosenblueth D., E. y Meli P., R., "El sismo del 19 de Septiembre de 1985. Sus efectos en la Ciudad de México", Revista IMCYC, Vol. 24, No. 180, México, D.F., Mayo de 1986.
19. Pérez C., J., "Criterios para la evaluación de daños", Revista IMCYC, Vol. 23, No. 176, México, D.F., Diciembre-Enero de 1986.
20. Iglesias J., J. et al, "Reparación de estructuras de concreto y mampostería", Series UAM, Ingeniería Sísmica, No. 1, México, D.F., Noviembre de 1992.
21. Petrovski, J., "Metodología y procedimientos para la evaluación de daños producidos por terremotos", Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology, Yugoslavia, 1983.
22. Hernández B., O. y Giménez C., L., "Reflexiones sobre la mampostería en México su pasado, presente y futuro", Memorias del X Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, a.c., Puerto Vallarta, Jal., 8-11 de Octubre de 1993.
23. Colegio de Ingenieros Civiles, "Las mamposterías y su refuerzo", Ingeniería Civil, No. 294, México, D.F., Octubre de 1993.
24. Stark F., R., "Procedimientos para la reparación de estructuras dañadas-elementos no estructurales", Revista IMCYC, Vol. 23, No. 176, México, D.F., Diciembre-Enero de 1986.
25. Iglesias J., J., "The Mexico Earthquake of September 19, 1985-Seismic Zoning of Mexico City after the 1985 Earthquake", Earthquake Spectra, Vol. 5, No. 1, 1989.
26. Trigos S., J. L., "Procedimientos para la reparación de estructuras dañadas", Revista IMCYC, Vol. 23, No. 176, México, D.F., Diciembre-Enero de 1986.
27. Pérez C., J., "Guía práctica para la evaluación estructural de edificios dañados", Revista IMCYC, Vol. 24, No. 184, México, D.F., Septiembre de 1986.
28. Nieto R., J. A., "Implicaciones técnicas, económicas, jurídicas y éticas en el refuerzo de estructuras existentes", Revista IMCYC, Vol. 24, No. 184, México, D.F., Septiembre de 1986.
29. Subcomité de Normas y Procedimientos de Construcción del Comité de Reconstrucción del Area Metropolitana de la Ciudad de México, "Comentarios a las Normas de Emergencia del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", Revista IMCYC, Vol. 24, No. 178, México, D.F., Marzo de 1986.
30. Dirección General de Normas de la SECOFI, "Industria de la construcción-Concreto-Determinación del índice de rebote utilizando el dispositivo conocido como esclerómetro", Norma Oficial Mexicana, NOM-C-192-1986, México, D.F., Julio de 1986.
31. Dirección General de Normas de la SECOFI, "Industria de la construcción-Concreto endurecido-Determinación de la resistencia a la penetración", Norma Oficial Mexicana, NOM-C-301-1986, México, D.F., Diciembre de 1986.
32. Fester de México, "Prontuario de productos".

33. Imperquimia, S.A. de C.V., "Catálogo técnico".
34. Jiniénez L., M. A., "Procedimientos para la reparación de daños ocasionados por sismos, con productos químicos", Revista IMCYC, Vol. 23, No. 176, México, D.F., Diciembre-Enero de 1986.
35. Vié, G., "Interesantes aplicaciones de las resinas sintéticas en obras de ingeniería civil", Informes de la Construcción, Año XXIII, España, Diciembre de 1970.
36. Trout, J., "Cleaning cracks before injection: solution-or part of the problem?", Concrete repair bulletin, July 1990.
37. Lily Corporation, "Tools, training & technology for resin injection and dispensing", Product handbook.
38. Ruiz, J. et al, "Reparación y refuerzo de una estructura tridimensional de mampostería confinada de dos niveles a escala natural", Memorias del IX Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural a.c. y UAZ, Zacatecas, Zac., Octubre 29, 30, 31 y Noviembre 1º de 1994.
39. Hernández B., O., "Mampostería de bloque unida con mortero a base de fibra de vidrio. Comportamiento y diseño", Instituto de Ingeniería, UNAM, Publ. No. 394, México, D.F., Junio de 1977.
40. Alcocer M. de C., S. M. et al. "Efecto del empleo de dos tipos de refuerzo horizontal en el comportamiento sísmico de muros de mampostería confinada", Memorias del X Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, a.c., Puerto Vallarta, Jal., 8-11 de Octubre de 1993.
41. Aguilar, G. et al, "Efecto del refuerzo horizontal en el comportamiento de muros de mampostería ante cargas laterales", Memorias del IX Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural a.c. y UAZ, Zacatecas, Zac., Octubre 29, 30, 31 y Noviembre 1º de 1994.
42. Alvarez S., J. de J. y Alcocer M. de C., S. M., "Influencia del refuerzo horizontal y de la relación de aspecto en muros de mampostería confinada", Memorias del IX Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural a.c. y UAZ, Zacatecas, Zac., Octubre 29, 30, 31 y Noviembre 1º de 1994.
43. Hernández B., O., "Deformaciones diferidas en mampostería postensada. Recomendaciones de diseño", Instituto de Ingeniería, UNAM, Publ. No. 470, México, D.F., Julio de 1983.
44. Alcocer M. de C., S. M. et al. "Comportamiento ante cargas laterales de una estructura tridimensional de dos niveles a escala natural construida con mampostería confinada", Memorias del X Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, a.c., Puerto Vallarta, Jal., 8-11 de Octubre de 1993.
45. Iglesias J., J., "Reparación de estructuras de concreto", Revista IMCYC, Vol. 24, No. 184, México, D.F., Septiembre de 1986.