

126

17
0203

331



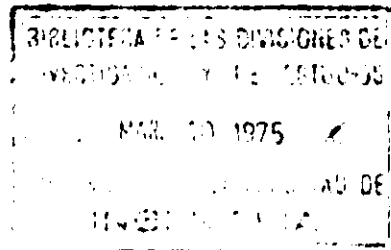
FACULTAD DE INGENIERIA, UNAM
División de Estudios Superiores

COMPORTAMIENTO SISMICO DE MUROS DE MAMPOSTERIA

TESIS

Que para obtener el grado de
DOCTOR EN INGENIERIA (Estructuras)

presenta
ROBERTO MELI



MEXICO 1974

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

1	INTRODUCCION	3
1.1	<u>Alcance</u>	3
1.2	<u>Sistemas estructurales a base de muros</u>	5
1.3	<u>Comportamiento sísmico observado</u>	7
1.4	<u>Idealización y reproducción del efecto sísmico en laboratorio</u>	9
1.5	<u>Información experimental existente</u>	10
2	PROPIEDADES MECANICAS DE LA MAMPOSTERIA	12
2.1	<u>Introducción</u>	12
2.2	<u>Piezas</u>	13
2.3	<u>Morteros</u>	17
2.4	<u>Compresión en la mampostería</u>	18
2.5	<u>Tensión diagonal en la mampostería</u>	22
3	COMPORTAMIENTO ANTE UNA APLICACION DE CARGA LATERAL	26
3.1	<u>Descripción del comportamiento experimental</u>	26
3.2	<u>Predicción de la resistencia</u>	31
3.2.1	Flexocompresión	31
3.2.2	Cortante	32
3.3	<u>Relación carga-deformación</u>	43
3.3.1	Consideraciones generales	43
3.3.2	Rigidez inicial	44
3.3.3	Comportamiento postagrietamiento	47

4.	COMPORTAMIENTO ANTE CARGAS LATERALES ALTERNADAS	49
4.1	<u>Descripción del comportamiento experimental</u>	49
4.2	<u>Interpretación de resultados</u>	52
4.3	<u>Descripción analítica del comportamiento</u>	54
5.	RECOMENDACIONES PARA EL DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERIA EN ZONAS SISMICAS	56
5.1	<u>Alcance</u>	56
5.2	<u>Acciones de diseño</u>	56
5.3	<u>Análisis para cargas laterales</u>	60
5.4	<u>Resistencia</u>	62
5.5	<u>Factores de seguridad</u>	67
5.6	<u>Recomendaciones generales</u>	72
6.	CONCLUSIONES	76
7.	RECONOCIMIENTO	84
8	REFERENCIAS	85
	TABLAS Y FIGURAS	92

RESUMEN

En este trabajo se analizan los resultados de un programa de investigación sobre el comportamiento sísmico de la mampostería. El programa incluyó el estudio de la variabilidad de los materiales componentes, la determinación de propiedades básicas de la mampostería en ensayos de especímenes pequeños, el estudio del comportamiento ante cargas laterales en una dirección y ante cargas alternadas.

Se describen los mecanismos de falla principales de la mampostería y se proponen métodos para la predicción de la resistencia de muros ante distintos tipos de fuerzas, en términos de algunas propiedades mecánicas del material determinadas en ensayos de pequeños especímenes.

Se analiza el comportamiento de la mampostería ante cargas laterales alternadas identificando las variables que influyen en el deterioro de los muros.

Con base en los resultados experimentales y en la observación de los efectos de temblores recientes, se proponen recomendaciones para el diseño sísmico de estructuras a base de muros de mampostería.

1. INTRODUCCION

1.1 Alcance

Los daños causados por sismos intensos en construcciones de mampostería han sido con frecuencia muy severos y es común que el desempeño de estas construcciones se compare desfavorablemente con el de estructuras de acero y de concreto.

Hay que tomar en cuenta, sin embargo, que la mayoría de las fallas catastróficas han sido de construcciones de mampostería sin refuerzo que, además, casi siempre adolecían de defectos obvios de estructuración, lo cual refleja el hecho de que usualmente estas construcciones escapan de un diseño cuidadoso como el que es común para estructuras de concreto y acero. Además, si bien es cierto que las estructuras de mampostería, por ser muy rígidas y generalmente frágiles, son particularmente sensibles a los sismos, especialmente cuando estos tienen epifocos cercanos y superficiales, también se ha comparado que, con un refuerzo y confinamiento ade

cuados, puede hacerse que tales estructuras sean capaces de soportar deformaciones apreciables, aunque ello implique cierto agrietamiento de los muros.

Por otra parte los sistemas constructivos a base de muros de carga de mampostería representan, en la mayoría de los casos, la solución más conveniente para construcciones de vivienda económica unifamiliar o multifamiliar, y en general para construcciones de baja o mediana altura en las que se requiera una subdivisión del área total en espacios pequeños.

Para conocer el comportamiento sísmico de los muros con distintos sistemas de refuerzo y estructuración y poder establecer recomendaciones racionales de diseño, se emprendió en el Instituto de Ingeniería un proyecto experimental a largo plazo.

Se comenzó con el ensaye de tableros sujetos a cargas laterales alternadas para estudiar la ductilidad y absorción de energía de los distintos sistemas y la variación de estas propiedades con la repetición de ciclos de carga que provocan agrietamiento de los muros. Esta parte del estudio comprendió el ensaye de 58 tableros de aproximadamente 3 x 3 m de muros con marco exterior y con refuerzo en el interior de piezas huecas.

Ante la imposibilidad de investigar todas las variables mediante ensayes de este tipo, la siguiente etapa consistió en pruebas ante carga lateral en una sola dirección estudiando principalmente la rigidez, resistencia y muros de falla. Se ensayaron 50 muros de aproximadamente 2 x 2 m variando el tipo de material, el refuerzo y las condiciones de carga.

En el curso de la investigación se puso en evidencia la necesidad de conocer las propiedades mecánicas de la mampostería y sus mecanismos de falla ante so

licitaciones elementales y de encontrar ensayos sencillos para determinar índices de las propiedades de la mampostería que pudiesen relacionarse con el comportamiento de los muros. Se realizó por lo tanto una serie muy amplia de ensayos en pequeños conjuntos de mampostería de los materiales más usuales.

Finalmente se consideró importante conocer la variabilidad de las propiedades de los materiales empleados en la mampostería, piezas y mortero, así como la variabilidad de las propiedades del conjunto y de los elementos estructurales, lo cual fue objeto de otra parte del programa.

Los resultados experimentales detallados obtenidos en las distintas etapas de la investigación han sido publicados en informes parciales^{1,2,3,4,5}; también ha sido publicado hace tiempo el trabajo que inició este programa, realizado por Esteva⁶, y que plantea las principales conclusiones sobre el comportamiento ante cargas repetidas.

Información pertinente se ha recabado también de un estudio reciente acerca de la relación distorsión-agrietamiento en muros de mampostería, en el que se realizó un número considerable de ensayos en muros y muretes⁷.

El objeto de este trabajo es presentar en forma conjunta los resultados principales obtenidos en las distintas etapas de la investigación y aprovechar estos resultados y los de estudios similares, así como la observación de los efectos de temblores recientes en las estructuras, para proponer recomendaciones sobre el diseño sísmico de estructuras a base de muros de mampostería.

1.2 Sistemas estructurales a base de muros

Los muros de mampostería se emplean en distintas formas estructurales en las

que difieren las solicitaciones que los afectan y el tipo de refuerzo; la identificación de los distintos tipos es importante para la elección de las modalidades de ensaye.

En construcciones cuya estructura principal está constituida por marcos de concreto o acero, es frecuente que existan muros de mampostería, generalmente confinados en todo su perímetro por los elementos de un marco. 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.

En algunos casos el muro puede no tener columnas en sus extremos y estar confinado únicamente por los elementos horizontales del sistema de piso superior e inferior (por ejemplo en cubos de escaleras).

En otros tipos de estructuras los muros constituyen el único elemento vertical resistente y por lo tanto deben soportar el efecto de cargas verticales y laterales. El efecto de las cargas laterales puede visualizarse como la superposición de la flexión general de cada muro, considerado como un solo elemento a lo alto de todos los pisos, más el efecto de las restricciones al desplazamiento y las rotaciones que en él induce el sistema de piso en cada nivel; el resultado son fuerzas cortantes, momentos flexionantes y fuerzas normales de tensión o compresión variables en cada nivel.

En zonas sísmicas es usual, especialmente en México, que los muros de carga estén confinados por elementos de concreto verticales (castillos) y horizontales (dadas) de espesor igual al del muro, con el fin de proporcionar a este un confina

miento que mejore su ductilidad y le permita soportar repeticiones de cargas sin deteriorarse excesivamente.

Para muros de piezas huecas se provee generalmente cierto refuerzo vertical y horizontal en el interior de los huecos con el fin de incrementar la resistencia a esfuerzos de tensión, verticales o diagonales, y en parte mejorar también la ductilidad del comportamiento. Este refuerzo interior puede ser adicional al refuerzo exterior a base de castillos y dalas.

1.3 Comportamiento sísmico observado

Existe una experiencia bastante amplia de daños por sismos en muros de mampostera.

• En construcciones cuya estructura principal es a base de marcos de concreto o acero los daños mayores en los muros se asocian a las características que a continuación se describen.

La flexibilidad excesiva de algunas estructuras esbeltas provoca que las deformaciones angulares en los entrepisos sean mayores que las que puede soportar la mampostería, y ocasiona 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 completamente la habilidad del muro de soportar nuevas aplicaciones de carga.

La debilidad en cortante de las esquinas del marco; al agrietarse 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.

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

En los muros de carga, el comportamiento de la mampostería sin ningún refuerzo ha sido muchas veces catastrófico, aun para muros de espesores considerables. Las fallas en general se deben a la fragilidad del material, a la falta de liga entre los elementos y a su falta de confinamiento. En este tipo de estructuras la aparición de una grieta es seguida en general directamente por la falla del muro y frecuentemente por el colapso. La distribución defectuosa de los elementos estructurales, que provoca falta de resistencia en alguna dirección o torsiones importantes en planta, es una de las razones más importantes de falla de estructuras de este tipo.

La presencia de elementos de confinamiento y refuerzo, castillos y dadas, ha mostrado mejorar definitivamente el comportamiento de estructuras a base de muros de carga, principalmente debido a la mejor liga y confinamiento entre los distintos elementos que provoca que las eventuales grietas diagonales se mantengan en espesores pequeños aun después de varias repeticiones de cargas.

Existe poca información sobre el comportamiento sísmico de estructuras de muros con refuerzo interior. La evidencia muestra que cantidades pequeñas de re

fuerzo, como las que se usan comúnmente, no son muy efectivas en mejorar el comportamiento, y que es más favorable el empleo de elementos confinantes exteriores.

1.4 Idealización y reproducción del efecto sísmico en laboratorio

El comportamiento sísmico 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 la estructura de absorber la energía producida por el sismo y de amortiguar el movimiento vibratorio subsecuente. Interesa también la variación de estas propiedades con la repetición de ciclos de sollicitaciones de diferente amplitud.

Todas estas propiedades deben determinarse estrictamente por medio de ensayos dinámicos de los elementos estructurales; sin embargo ensayos de este tipo resultan muy costosos y difíciles de realizar en las estructuras que nos conciernen. En la mayoría de los ensayos las sollicitaciones se han aplicado estáticamente en ciclos de carga alternada, suponiendo que los resultados así obtenidos son conservadores con respecto a los que se obtendrían dinámicamente. Aun los ensayos estáticos con cargas alternadas han sido muy escasos, mientras que se cuenta con un número bastante mayor de resultados de ensayos de muros ante carga lateral en una dirección; estos permiten definir únicamente la resistencia, rigidez y ductilidad de los muros.

La casi totalidad de la información accesible se refiere al ensayo de tableros aislados, a escala natural, aproximadamente cuadrados, de dos a tres metros de lado. Se han realizado además ensayos en modelos a escala 1/4 o 1/8 de tableros aislados y de pequeños conjuntos de tableros.



En cuanto a la forma de aplicar la carga existen dos modalidades típicas de ensaye. En la más común 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. Puede suponerse que este tipo de sollicitación, en que se eliminan los efectos de la flexión general en el muro, es representativo 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. Este tipo de ensaye en muros de 2.4 x 2.4 m de lado ha sido elegido como estándar (ASTM E72) para conocer la resistencia al corte de la mampostería. En adelante este ensaye se denominará de compresión diagonal.

Otra modalidad consiste en someter al muro a una carga lateral en su extremo superior sin restringir las deformaciones de este extremo, aplicando en ocasiones también una carga vertical uniforme que se mantiene constante durante el ensaye. En este tipo de ensaye, denominado en voladizo, se representan en conjunto los efectos de la fuerza cortante, la flexión y la carga axial. En esta modalidad la relación entre momento flexionante y fuerza cortante es fija, por lo que no pueden reproducirse todas las posibles combinaciones que ocurren en las estructuras.

Otras modalidades de ensayos pueden considerarse como derivaciones de estas dos principales, que son las que se considerarán en lo sucesivo.

1.5 Información experimental existente

La información más amplia sobre el comportamiento de muros de mampostería sujetos a carga lateral se obtuvo en el programa experimental realizado en el Insti-

tuto de Ingeniería durante varios años y que se ha descrito brevemente en 1.1.

La información procedente de otros estudios, en lo que se refiere a la resistencia de mampostería no reforzada, consta de los resultados del ensaye de compresión diagonal especificado por el ASTM realizados en muros de distintos tipos de talbique y diferentes aparejos^{8,9,10} y en muros de bloque de concreto^{11,12,13}. El efecto de variables como la forma y la carga vertical ha sido estudiado por Simms¹⁴.

En cuanto a mampostería con refuerzo interior, los resultados más interesantes proceden de ensayos realizados en Nueva Zelanda^{15,16,17}.

La información sobre muros diafragma con marcos de concreto sujetos a carga lateral es bastante amplia e incluye ensayos de estructuras reales^{18,19}. Un resumen cronológico de las investigaciones principales se encuentra en la ref 20. Destacan los trabajos de Benjamin y Williams²¹, de Polyakov²² y de Liao²³. Un trabajo particularmente interesante, por cubrir materiales semejantes a los empleados en México y por considerar distintos tipos de refuerzo, es el de Jorquera²⁴.

Recientemente un programa bastante amplio sobre el tema, incluyendo ensayos de estructuras de varios niveles, ha sido realizado bajo la dirección de Sozen^{25,26}.

En lo sucesivo la discusión se basará esencialmente en los resultados del programa realizado en el Instituto de Ingeniería, pero se hará referencia también a las conclusiones y a los resultados experimentales obtenidos en otras investigaciones.

2. PROPIEDADES MECANICAS DE LA MAMPOSTERIA

2.1 Introducción

Los elementos de mampostería tienen como característica común el estar formados por piezas prismáticas, pequeñas con relación al tamaño del elemento, unidas por un mortero con propiedades aglutinantes. Dentro de esta acepción queda incluida una gran variedad de combinaciones de materiales de muy distintas características físicas y geométricas, lo cual dificulta un tratamiento general de la mampostería y hace poco confiable la extrapolación de resultados de uno a otro material.

Lo anterior ha llevado a que el comportamiento de la mampostería se haya estudiado principalmente a través de ensayos de especímenes a escala natural para los materiales y las sollicitaciones más usuales. Sin embargo, si se pretende establecer criterios generales para predecir el comportamiento de la mampostería, es necesario estudiar sus mecanismos de falla ante las sollicitaciones básicas y determinar

sus propiedades mecánicas elementales; esto puede realizarse a través de ensayos simples en pequeños conjuntos de piezas y mortero. Un gran número de tales ensayos ha sido realizado para los materiales más comunes en México, obteniéndose valores representativos de las propiedades mecánicas y estudiándose el efecto en ellas de las principales variables.

También se han realizado ensayos en los materiales componentes, piezas y morteros, para obtener valores representativos de sus propiedades y conocer la varia bilidad de estas. Las razones que han conducido a la elección de los ensayos, la descripción de las técnicas experimentales y la presentación detallada de los resultados se encuentran en las refs 3 y 4.

2.2 Piezas

El índice de calidad de una pieza más importante desde el punto de vista estructural es su resistencia a compresión determinada mediante el ensayo directo a compresión de la pieza entera o de una mitad de ella. La resistencia a compresión así determinada no es un índice uniforme de calidad, en el sentido que los resultados obtenidos en piezas de materiales o geometrías distintos no son comparables y no se relacionan en la misma forma con la resistencia que puedan tener las piezas en un elemento estructural. La razón de estas diferencias estriba en que las restricciones a las deformaciones transversales, producidas por la fricción con las placas de la máquina de ensaye, introducen compresiones transversales que afec tan la resistencia de las piezas. La forma en que influye esta restricción depende no solo de la relación altura a espesor del espécimen, sino también del material de que está compuesta de la pieza; por lo tanto no ha sido posible encontrar un procedi

miento general para estandarizar los resultados a un caso uniforme⁴.

Por lo anterior los resultados del ensaye de compresión son estrictamente comparables solo para piezas del mismo tipo y las correlaciones entre este índice y el comportamiento estructural del muro pueden ser distintas para materiales diferentes.

Se realizó un muestreo de la producción de piezas para mampostería destinadas a la construcción en el Distrito Federal, con el fin de estudiar las propiedades más importantes y, en particular, la distribución estadística de la resistencia de las piezas. Esta última se determinó en todos los casos sobre una mitad de las piezas por la mayor facilidad que se tenía en esta modalidad de ensaye y por no diferir en forma significativa los resultados con respecto a los obtenidos en piezas enteras⁴. Se muestrearon lotes de materiales del mismo tipo producidos por distintas fábricas y se realizaron distintas etapas de muestreos para una misma fábrica, con el fin de tener medidas de la dispersión de la resistencia, distinguiéndose la que se presenta entre unidades de un mismo lote, entre lotes de una misma procedencia y entre lotes de distintas fábricas que producen un mismo material.

Los resultados se resumen en la tabla 2.1 y se comentan brevemente a continuación.

Para el tabique de barro recocido se notó que se distinguían grupos de fábricas con resistencia del mismo orden y que estos grupos correspondían a las zonas geográficas en las que estaban localizadas las "tabiquerías"; esto indica que la resistencia del tabique depende principalmente de los bancos de materia prima de los que se abastecen los productores y que menor importancia tiene la diferencia en los procedimientos de fabricación empleados. Salvo algunas excepciones, los coeficientes de variación de la resistencia de piezas de un mismo lote fueron del mismo or-

den (35% en promedio) para las diferentes fábricas. La resistencia fue notablemente uniforme de uno a otro lote de una misma procedencia. La fig 2.1a muestra un histograma de todos los datos obtenidos para este material; la homogeneidad justifica que se considere una sola población cuya distribución de probabilidades es aproximadamente logarítmico-normal con media 67 kg/cm^2 y coeficiente de variación 54%.

Para el tabique extruido, existe una diferencia importante en la resistencia media de piezas semejantes producidas por fábricas distintas, mientras que piezas de forma diferente producidas por una misma fábrica tienen resistencias semejantes, si estas se calculan sobre el área neta de la pieza. Lo anterior indica que las diferencias en las materias primas y especialmente en los procedimientos de fabricación modifican netamente la resistencia de una a otra fábrica de modo que será necesario considerar cada procedencia por separado. A la misma conclusión lleva el examen del histograma de la fig 2.1b. Los coeficientes de variación de la resistencia de piezas de un mismo lote son relativamente bajos y uniformes de uno a otro lote de una misma fábrica.

En cuanto al bloque de concreto, tres de las fábricas considerados empleaban procedimientos de construcción muy mecanizados y ejercían buen control de calidad; en estas fábricas se obtuvieron resistencias medias altas y uniformes y baja dispersión en los resultados individuales; para los materiales de las otras dos fábricas, menos industrializadas, las resistencias medias fueron menores y hubo mayor dispersión. El histograma de la fig 2.1c, muestra la heterogeneidad de los datos de distintas procedencias.

Para el tabique macizo de concreto (tabicón), también hay una fuerte di-

ferencia entre la resistencia de piezas de distintas fábricas, debido a que no se observa un proporcionamiento uniforme, sino que varía el tipo de agregado y la cantidad de cemento empleados; la resistencia media varía de uno a otro lote y la dispersión de los resultados individuales es alta. El histograma de la fig 2.1d muestra como los datos forman un conjunto uniforme que puede considerarse como una población con distribución aproximadamente logarítmico-normal con media 57 kg/cm^2 y coeficiente de variación 54%.

La dispersión total de los resultados para un material dado proviene de tres fuentes; la variación de la resistencia dentro de un lote, la variación de uno a otro lote de una misma fábrica y la variación de una a otra fábrica. La tabla 2.2 muestra las desviaciones estándar debidas a las tres fuentes para los cuatro materiales mencionados. Se aprecia que la fuente mayor de variación es la dispersión dentro de un mismo lote y que la dispersión de uno a otro lote de materiales de la misma procedencia es bastante menor. En la misma tabla se obtienen los parámetros estadísticos mas significativos (media y coeficiente de variación) para la resistencia de los diversos materiales.

Acercas de la relación esfuerzo-deformación de las piezas no se han realizado mediciones en materiales locales. Resultados de otras fuentes indican una relación aproximadamente lineal con un módulo de elasticidad del orden de 300 veces la resistencia en compresión para piezas de barro²⁷ y 1000 veces la resistencia en compresión para piezas a base de cemento²⁸. Estos valores han sido obtenidos del ensaye directo en compresión de las piezas en que las condiciones de restricción a las deformaciones transversales difieren de las que ocurren en un muro, por lo tanto deben tomarse solo como indicativos.

2.3 Morteros

Las propiedades del mortero que más influyen en el comportamiento estructural de un elemento de mampostería son probablemente su deformabilidad y adherencia con las piezas; de la primera propiedad dependen en gran medida las deformaciones totales del elemento de mampostería y en parte su resistencia a carga vertical; la adherencia entre el mortero y las piezas define frecuentemente la resistencia por cortante del elemento. Muy importante es también que el mortero tenga una manejabilidad adecuada para que pueda ser colocado en capas uniformes sobre las que asienten bien las piezas, evitándose concentraciones de esfuerzos y excentricidades accidentales.

La resistencia a compresión del mortero no tiene, dentro de un intervalo bastante amplio, una influencia preponderante en el comportamiento estructural de la mampostería; sin embargo el control de calidad del mortero se basa en la determinación de esta propiedad a través del ensayo de cubos de 5 cm de lado. La razón de esta elección estriba en la facilidad del ensayo y en el hecho de que muchas otras propiedades pueden relacionarse en forma indirecta con la resistencia a compresión.

En cuanto a los resultados experimentales de muestreos para la determinación de los valores medios y de la dispersión de la resistencia a compresión para distintos proporcionamientos, la tabla 2.3 resume un gran número de ensayos de morteros elaborados para la construcción de muros de mampostería en laboratorio y en la fig 2.2 aparecen los histogramas para dos proporcionamientos usuales. Todos los morteros considerados fueron elaborados por un mismo albañil sin observar especiales cuidados en el proporcionamiento, que se hacía por volumen, y sin medir la cantidad

de agua.

En condiciones de obra es de esperarse una mayor dispersión en los resultados debido a la intervención de diferentes operaciones y a la posible variación en los proporcionamientos realmente empleados. Los resultados disponibles son muy escasos. En la fig 2.3 se muestran los histogramas de algunos muestreos realizados en obras en las que no se especificaba un proporcionamiento definido para el mortero, sino únicamente una resistencia mínima que debía alcanzarse. Se aprecia que el coeficiente de variación global no difiere demasiado del que se obtuvo para morteros elaborados por un mismo albañil.

En cuanto al módulo de elasticidad del mortero determinado en ensayos estándar, este es del orden de 1000 veces la resistencia en compresión²⁹. Nuevamente hay que tomar en cuenta que el valor así determinado no corresponde a las características de deformabilidad del mortero cuando forma una junta delgada entre dos piezas, debido a las diferentes condiciones de confinamiento y también a las distintas condiciones de secado por la absorción de agua ejercida por las piezas.

2.4 Compresión en la mampostería

El ensayo propuesto³ para obtener un índice de la resistencia a compresión de la mampostería y para estudiar la forma de la relación esfuerzo-deformación y el efecto de las diferentes variables, es el de una pila formada por varias piezas sobrepuestas hasta obtener una relación altura a espesor de la pila de aproximadamente cuatro. Las razones de esta elección se encuentran en la relativa facilidad de construcción y ensayo del espécimen, en que se reproducen razonablemente los

modos de falla observados en muros a escala natural y en que, para una pila de esas proporciones, las restricciones a las deformaciones transversales introducidas por las cabezas de la máquina de ensaye no influyen en forma importante en el comportamiento.

El comportamiento y los modos de falla de la mampostería ante cargas axiales dependen en forma importante de la interacción de piezas y mortero; esta puede interpretarse en la forma siguiente. Las piezas y el mortero tienen características esfuerzo-deformación diferentes, 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 en general, restringe las deformaciones transversales del material más deformable, introduciendo en él esfuerzos de compresión de dirección transversal. Por el contrario, en el material menos deformable se introducen esfuerzos transversales de tensión que disminuyen su resistencia con respecto a la que se obtiene en el ensaye de compresión simple del material aislado. Este fenómeno se visualiza en la fig 2.4 en la que se muestra la distribución de esfuerzos y deformaciones obtenida de un análisis por elemento finito de una pila en compresión.

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. Cuando este agrietamiento vertical se vuelve excesivo se produce 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 el mortero, cuando se aplasta, es retenido por fricción por las piezas y el conjunto puede soportar cargas mayores; sin embarco

go en elementos esbeltos el aplastamiento del mortero puede provocar problemas de inestabilidad.

La relación esfuerzo-deformación registrada en ensayos de pilas a compresión es prácticamente lineal hasta la falla, que se presenta en general en forma brusca, (ver fig 2.5). Solo para piezas de baja resistencia la curva tiende a ser parabólica y la falla se produce en forma paulatina.

El ensaye mencionado se realizó en pilas construidas con las piezas obtenidas del muestreo general mencionado en la sección 2.1 y para tres proporciones de mortero. Los resultados, por lo que respecta a la resistencia, se presentan gráficamente en la fig 2.6, en que se aprecia que el mortero tiene una influencia poco significativa, dentro del rango de proporciones estudiados, y que 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. Hay que considerar que la mayoría de las piezas de barro ensayadas tenían una relación altura a espesor de aproximadamente $1/2$, mientras que en las de cemento esta relación varió entre 0.7 y 1.3, sin que se encontrara una tendencia definida de la resistencia en pilas con esta variable.

La dispersión de la resistencia de pilas resultó notablemente menor que la de la resistencia de las piezas con que se construyen las pilas. Los coeficientes de variación no llegaron en ningún caso 75% de los de la resistencia de la pieza.

Los módulos de elasticidad secantes obtenidos de los ensayos resultaron poco más sensibles que la resistencia a la calidad del mortero, especialmente para piezas de tabique por el mayor número de juntas por unidad de longitud. Alguno-

nos valores obtenidos se presentan en la tabla 2.4; los resultados, presentados en detalle en la ref 3, permiten proponer las siguientes relaciones aproximadas:

$$E = 450 f_m \text{ para piezas de barro}$$

$$E = 600 f_m \text{ para piezas de concreto}$$

en que

f_m es la resistencia en compresión obtenida en pilas.

Los ensayos realizados y los valores del módulo de elasticidad presentados se refieren al efecto de compresión axial en dirección normal a las juntas. Hay que considerar que la diferente densidad de juntas en distintas direcciones ocasiona una ortotropía en el material. El comportamiento en distintas direcciones pueda calcularse fácilmente si no se considera la interacción entre piezas y mortero. En la fig 2.7a) se obtienen las expresiones para el módulo de elasticidad de un material bifásico, compuesto por capas alternadas de dos materiales con distintas propiedades elásticas, cuando no existen restricciones a las deformaciones transversales entre los dos materiales. La fig 2.7b compara los valores obtenidos con esta hipótesis con los de un análisis por elemento finito considerando la interacción. Los valores son prácticamente iguales en los dos casos.

Para utilizar las expresiones para el material bifásico es necesario conocer los módulos de elasticidad de pieza y mortero, para lo cual los valores obtenidos en los ensayos estándar no son representativos por las distintas condiciones de esfuerzos. Suponiendo que tales módulos de elasticidad son función lineal de la resistencia en compresión, se obtuvieron los factores de proporcionalidad para los cuales se lograba un mejor ajuste con los valores experimentales en pilas. La fig 2.7c muestra que la dispersión de los resultados es muy grande, pero que pueden emplear

se las siguientes relaciones.

$$E_b = 250 f_b \text{ para el mortero}$$

$$E_p = 200 f_p \text{ para piezas de barro}$$

$$E_p = 570 f_p \text{ para piezas de concreto}$$

en que los subíndices b y p se refieren a mortero y pieza respectivamente.

Empleando estas relaciones puede calcularse la variación del módulo de elasticidad con la dirección de los esfuerzos. La fig 2.7b muestra que no hay una variación importante en el módulo de elasticidad cuando los esfuerzos se aplican en dirección normal a la junta y cuando se aplican a 45° con respecto a estas; para esfuerzos paralelos a las juntas hay una disminución sensible en el módulo de elasticidad de la junta solo cuando la resistencia del mortero es menor que la tercera parte de la pieza. La variación es mayor en tabiques que en bloques por el mayor número de juntas por unidad de longitud en el primer caso.

Lo anterior justifica que puede considerarse la mampostería como un material isotrópico en la mayoría de los casos cuyas propiedades elásticas son las obtenidas en ensayos con esfuerzos normales a las juntas.

2.5 Tensión diagonal en la mampostería

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

Es importante estudiar el comportamiento de la mampostería ante combinacion

nes de carga que introducen esfuerzos principales de tensión con distintas inclinaciones con respecto a las juntas. Además, es de interés el estudio de los mecanismos de falla por las juntas y el efecto de la calidad del mortero y de su adherencia con las piezas en la resistencia.

El ensaye que se consideró adecuado para estudiar el fenómeno es el de un murete sujeto a compresión diagonal³. Variando la relación de lados se introducen esfuerzos principales de tensión que guardan distintos ángulos con las juntas (fig 2.8).

Ensayes de este tipo se realizaron en diversos materiales comunes; los resultados se presentan en detalle en la ref 3. En la fig 2.9 se muestran los tipos de falla obtenidos y en la tabla 2.5 se presentan algunos resultados. Se aprecia como la variación de la resistencia con el ángulo de la carga es muy definida solo cuando la falla es por las juntas (tabique hueco).

La serie más completa de ensayes se realizó en especímenes cuadrados^{3,7}. La fig 2.10 muestra curvas típicas carga-deformación obtenidas en estos ensayes y en la tabla 2.4 se consignan los esfuerzos resistentes obtenidos. Se aprecia como las resistencias son aproximadamente uniformes para las distintas piezas, excepto para piezas huecas en las cuales la resistencia es frecuentemente menor, y que la resistencia se reduce cuando se emplean morteros muy pobres de cemento. Las curvas esfuerzo deformación obtenidas distan mucho de ser lineales y los especímenes pierden mucha rigidez bastante antes de llegar a su esfuerzo máximo. La deformación angular a la cual ocurrió la falla fue aproximadamente 0.0006 independientemente del tipo de pieza y de mortero.

En la misma tabla 2.4 se consignan los módulos de cortante obtenidos como la relación entre el esfuerzo cortante medio y la deformación angular del especí-

men. Los módulos de cortante se comparan con los del módulo de elasticidad obtenido en pilas. Se aprecia como la relación G/E varía de 0.1 a 0.3, lo cual es menor de lo que se calcula considerando un comportamiento elástico en un material isotrópico; probablemente las diferencias se deban a las deformaciones de cortante y compresión de mortero, en el cual el efecto del confinamiento es distinto al que ocurre en pilas. También hay que considerar que la aproximación con la que se pueden fijar los valores del módulo de cortante es muy pobre, ya que en el tramo lineal de la curva las deformaciones son muy pequeñas y pueden ser fácilmente afectadas por errores de predicción.

El modo de falla a través de las juntas sugiere un mecanismo de falla de Coulomb en el que la resistencia depende de la adherencia entre piezas y mortero y varía proporcionalmente con la compresión aplicada perpendicularmente a las juntas, representando el factor de proporcionalidad un coeficiente de fricción. Para estudiar este mecanismo se realizaron ensayos de cortante en las juntas, como el mostrado en la fig 2.11. Los resultados fueron del tipo de los que aparecen en la fig 2.12, o sea confirman que la resistencia a esfuerzos tangenciales de las juntas puede predecirse como

$$v = u + f\sigma$$

siendo

u el esfuerzo de adherencia,

f el coeficiente de fricción y

σ el esfuerzo normal de compresión aplicado.

Los resultados de los ensayos mostraron mucha dispersión y, cuando se repetía un ensayo con los mismos materiales, los resultados diferían frecuentemente en

forma importante. Las diferencias se hacían más evidentes en la ordenada al origen de la recta ajustada a los puntos experimentales, lo cual lleva a la conclusión de que la adherencia es una propiedad difícilmente predecible y que se ve afectada por muchos factores poco controlables, mientras que el coeficiente de fricción es una propiedad bastante uniforme aún para materiales diferentes.

Si se supone que, en el ensaye de compresión diagonal, la falla por las juntas es debida a esfuerzos tangenciales a través de un mecanismo como el propuesto, un análisis teórico simplificado³ da lugar a una expresión para la resistencia como la que se deriva en la fig 2.13 o sea:

$$\frac{V}{A} = \frac{\alpha u}{1 - \beta f (h/l)}$$

en que

α y β son constantes a determinarse experimentalmente.

Los resultados de los ensayes de compresión diagonal se presentan en la fig 2.14 mostrando que, aunque haya una tendencia hacia una expresión como la propuesta, la dispersión es extremadamente grande. La magnitud de la dispersión indica que el mecanismo de falla supuesto es una sobresimplificación del fenómeno y que probablemente la falla esté incluida más directamente por las tensiones en las juntas que por los esfuerzos tangenciales.

Para el caso en que la falla se presentó a través de las piezas, se trató de relacionar el esfuerzo cortante medio resistente en el ensaye de compresión diagonal con la raíz cuadrada de la resistencia en compresión obtenida en pilas; de los datos reportados en la tabla 2.6 se aprecia como la expresión

$$v = \sqrt{f_m} \quad \text{en kg/cm}^2$$

predice con razonable aproximación la resistencia para este tipo de falla.

3. COMPORTAMIENTO ANTE UNA APLICACION DE CARGA LATERAL

3.1 Descripción del comportamiento experimental

Se han realizado, como se mencionó anteriormente, ensayos en compresión diagonal, en los que la flexión se elimina impidiendo el desplazamiento vertical de uno de los extremos superiores, y ensayos en voladizo, en los que se introducen momentos flexionantes importantes.

El comportamiento se tratará en esta sección en función de la curva carga lateral contra deformación angular, representada esta última como la relación entre la deflexión del extremo superior del muro y su altura; también se considerará el comportamiento en función del agrietamiento de la estructura. Se distinguirán las diversas estructuraciones de los muros o sea: muros diafragma, muros con castillos y dalas, muros con refuerzo interior y muros no reforzados.

Para el caso de muros diafragma ensayados en compresión diagonal, la curva

carga deformación se caracterizó por tener una zona inicial de rigidez alta, seguida por una reducción en rigidez correspondiente a la aparición de una separación entre el muro y el marco en dos de las esquinas. El siguiente punto característico es una disminución brusca de la carga, correspondiente a la formación de una grieta diagonal que se abre a veces en las juntas y a veces atravesando las piezas; casi inmediatamente la carga vuelve a incrementarse hasta llegar a un valor máximo que puede ser bastante mayor que el de agrietamiento; después 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 para este caso se presentan en las figs 3.1 y 3.2

En cuanto a los dos tipos de falla, la falla por las piezas se presenta en muros de piezas débiles y de superficies rugosas que tienen una buena adherencia con el mortero; también es típica de muros en los que existen esfuerzos de compresión altos en dirección normal a las juntas. En los ensayos realizados se ha encontrado este tipo de falla en muros de tabique recocido, algunos de bloque de concreto y en tabiques ligeros. La falla en las juntas se presenta en 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 la carga de agrietamiento diagonal el comportamiento no depende en forma importante de las características del marco confinante; sin embargo, después del agrietamiento diagonal, la posible reserva de carga, y en parte también la ductilidad, sí dependen del marco y especialmente de la resistencia en cortante de las esquinas, ya que, si esta es baja, la grieta diagonal se prolonga rápidamente en el

marco y la carga no aumenta apreciablemente, mientras que, si la esquina del marco es resistente, se tiene un incremento muy apreciable de carga hasta que ocurre la falla de aplastamiento local en la mampostería (fig 3.2).

En ensayos en voladizo de muros diafragma, si la columna de tensión del marco tiene refuerzo suficiente para que no haya 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 produce el agrietamiento diagonal; después, la posibilidad de que se presente una falla por cortante en las columnas determina la reserva de carga arriba de la de agrietamiento y la magnitud de las deformaciones laterales que puede aceptar el conjunto antes de la falla. La fig 3.3 ilustra el comportamiento.

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

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

La deformación angular a la cual ocurre el agrietamiento diagonal varía entre 0.0015 y 0.0025 cuando el ensayo es en voladizo, mientras que para ensayos en compresión diagonal el agrietamiento ocurre para deformaciones menores (0.0005 a 0.0015).

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

El comportamiento de un muro confinado después del agrietamiento diagonal

puede explicarse en la forma siguiente:

En un ensaye de compresión diagonal, el muro actúa como un puntal de com
presión que reacciona contra las esquinas del marco confinante, ocasionando fuerzas
cortantes y momentos flexionantes considerables en el marco. La fuerza cortante pue
de producir la falla de la columna en la esquina dando lugar a una reducción drástica
de la capacidad y prácticamente a la falla del conjunto. Esteva⁶ propone que
se considere la distribución de fuerzas de contacto mostrada en la fig 3.4a, lo cual
equivale a suponer que la mitad de la fuerza lateral se transmite por fricción a la vi
ga y la otra mitad a la columna por esfuerzos directos de contacto. Si la sección
de la columna es capaz de resistir esta fuerza, el conjunto puede resistir cargas adici
cionales que provocan generalmente la formación de nuevas grietas con inclinaciones
menores que la diagonal. Esto da lugar a un modo de falla igual al que se pre
senta en ensayes en voladizo, en el cual el sistema puede idealizarse como dos bloques
rígidos de muro que actúan sobre dos tramos cortos de columna, en la forma
que se representa en la fig 3.4b. En este sistema idealizado la fuerza lateral es
resistida en parte por fricción y anclaje mecánico a lo largo de la grieta y en par
te por cortante en las columnas en los extremos de la grieta. La falla puede ocu
rrir nuevamente por cortante en las columnas, o si estas tienen resistencia suficiente
en cortante, se tiene una reserva de carga importante hasta que los dos tramos
cortos de columnas llegan a articularse y el conjunto es capaz de soportar deformaci
ones muy grandes.

La falla por flexión del conjunto ocurre si el refuerzo longitudinal de la co
lumna de tensión es escaso y la carga vertical no muy alta; el comportamiento es en es
te caso similar al de un elemento subreforzado de concreto. Las grietas de flexión se

prolongan a lo largo de casi toda la sección, la rigidez disminuye progresivamente y finalmente ocurre la fluencia del refuerzo de tensión, lo cual limita prácticamente la resistencia del muro. Después hay una zona de fluencia bastante prolongada, hasta la falla en compresión del extremo correspondiente o la ruptura del acero de tensión. Este comportamiento ha sido observado en ensaye de especímenes de 5 niveles realizados por Fiorato y otros²⁶. La curva carga deformación y la configuración de agrietamiento se muestran en la fig 3.5.

Los ensayes en muros sin refuerzo han sido principalmente del tipo de compresión diagonal. Algunos ensayes en voladizo han sido realizados por Benjamin²¹, obteniendo una falla por flexión regida por la adherencia entre el mortero y el tabique. Los ensayes en voladizo sin carga vertical no tienen mucho objeto en muros sin refuerzo, ya que con las hipótesis usuales 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 similar al que se obtiene en ensayes de compresión diagonal. Ensayes de este segundo tipo han sido realizados, por ejemplo, por Simms¹⁴ y el comportamiento observado es prácticamente lineal hasta la falla, que ocurre en forma totalmente frágil.

El comportamiento de muros confinados por castillos y dadas exteriores cualitativamente es el mismo de un muro con marco débil; es decir, si el refuerzo del castillo es suficiente para evitar problemas de flexión, el muro se agrieta diagonalmente y se tiene 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 en forma importante de

las características de los elementos de refuerzo. La presencia de carga vertical aumenta la rigidez y la resistencia.

Finalmente para el caso de muros de piezas huecas con refuerzo colocado en el interior de los huecos, cuando el ensaye es en voladizo se obtiene una falla por flexión (fig 3.6) si no existe suficiente refuerzo vertical de tensión. En este caso el comportamiento es similar al de un muro con marco. Si existe suficiente refuerzo para evitar falla por flexión se obtiene una falla por cortante a través de una grieta diagonal; esta grieta progresa lentamente y la carga aumenta sobre la que produce el primer agrietamiento, llegándose a la capacidad máxima cuando la grieta atraviesa el refuerzo de los extremos, fig 3.7. El tipo de falla es relativamente dúctil. Cuando existen cargas verticales altas sobre el muro, la rigidez y resistencia aumentan notablemente, pero el tipo de falla se vuelve francamente frágil. La fig 3.8 muestra curvas típicas carga deformación para los diferentes casos.

3.2 Predicción de la resistencia

3.2.1 Flexocompresión

Se ha visto como en ensayos en voladizo de muros con refuerzo exterior o interior, la capacidad puede estar limitada por la fluencia del refuerzo de tensión. Para la predicción del comportamiento en este caso puede tratar de emplearse las hipótesis y procedimientos que se emplean para concreto reforzado (secciones planas, no tensiones en la mampostería y el concreto, bloque equivalente de esfuerzos, etc).

Para muros con refuerzo interior, los resultados de la fig 3.9 muestran como los resultados experimentales se aproximan satisfactoriamente a los predichos con esta teoría, tanto para flexión pura como para flexocompresión cuando las cargas verticales son bajas; para cargas verticales altas la teoría da resultados conservadores.

En vista de la aproximación de las hipótesis empleadas se justifica el empleo de procedimientos simplificados.

Para muros con refuerzo colocado simétricamente en sus extremos y sujetos a flexión sin carga vertical es aceptable la suposición de que la resultante de compresión se encuentra alojada en el centroide del refuerzo del lado de compresión, o sea en general en el centro de la última pieza, y además puede suponerse que el acero de tensión llega a la fluencia antes de la falla; ambas hipótesis se justifican en vista de que los porcentajes de refuerzo usualmente empleados son muy pequeños y las secciones quedan ampliamente subreforzadas. En la tabla 3.1 se comparan los resultados experimentales con los calculados con el criterio anterior para los ensayos realizados por varios autores, obteniendo una buena concordancia.

Un procedimiento general para considerar el efecto de la carga vertical consiste en obtener el diagrama de interacción de flexocompresión completo; puede considerarse conservadamente que el diagrama está formado por dos tramos rectos que unen el punto de falla balanceada con los correspondientes a carga axial simple y a momento puro. El diagrama simplificado se muestra en la fig 3.10; en el tramo de falla por tensión se obtienen resultados bastante conservadores con respecto a los registrados en los ensayos.

El mismo procedimiento puede emplearse para predecir la resistencia de muros con refuerzo exterior. Los resultados presentados en la tabla 3.1 demuestran que el considerar el conjunto marco-muro como una sección monolítica permite predecir con buena aproximación tanto la carga de fluencia como la máxima.

3.2.2 Cortante

Se tratará aquí de la resistencia de muros de mampostería cuando la falla se

produce a través de una grieta diagonal debida al efecto de la fuerza cortante en el muro.

La interpretación de los resultados lleva dos propósitos: el de definir valores representativos de la resistencia de los muros de distintos materiales y en distintas condiciones, y el de tratar de establecer expresiones para la predicción de la resistencia en función de parámetros determinados en ensayos sobre conjuntos sencillos.

Un punto importante se refiere a la definición de la capacidad útil de un muro. Existen diversas consideraciones que llevan a preferir la carga que produce la grieta diagonal en lugar de la carga máxima; estas son que la carga de agrietamiento es menos variable en muros semejantes y se puede predecir en forma más confiable para los diferentes casos, ya que se ve poco afectada por características como el tipo de refuerzo exterior o interior en los extremos, mientras que la reserva de carga después del agrietamiento es muy variable y depende de muchos factores. Además una vez ocurrida la grieta, la habilidad del muro para resistir nuevos ciclos de carga se ve sumamente afectada. Sin embargo en la mayoría de los ensayos accesibles no se consigna más que la carga máxima, así que se tiene más información sobre los valores que puede adquirir esta última. Aquí se considerarán ambas cargas, aunque se tratará de basar la predicción de la resistencia en la carga de agrietamiento.

El análisis de los resultados experimentales se hará distinguiendo los dos tipos de ensaye (compresión diagonal y voladizo).

a) Ensayos de compresión diagonal

La tabla 3.2 presenta los resultados de un número considerable de ensayos

de este tipo realizados por distintos autores cubriendo un amplio rango en cuanto a tipos de material y a estructuración. Se consignan los esfuerzos cortantes máximos, y en ocasiones los de agrietamiento, calculados sobre el área bruta de la sección transversal.

De la observación de los datos consignados pueden deducirse algunas conclusiones cualitativas sobre la resistencia de los muros. No existe una diferencia importante entre la resistencia de los muros sin refuerzo y de los con refuerzo exterior, mientras que el refuerzo interior sí aumenta sensiblemente la resistencia. La calidad del mortero afecta la resistencia; la diferencia es sensible entre un mortero con proporcionamiento volumétrico 1:0:3 y 1:2:9 de cemento, cal y arena. El esfuerzo cortante resistente varía generalmente entre 2 y 10 kg/cm^2 dependiendo del tipo de pieza; las resistencias menores corresponden a piezas de muy baja resistencia en compresión y a piezas con huecos muy grandes y superficies lisas. Las resistencias mayores corresponden a piezas de superficies rugosas o con huecos pequeños en los que se introduce el mortero, proporcionando un anclaje mecánico.

En cuanto a la obtención de expresiones para la predicción de la resistencia en función de propiedades mecánicas de la mampostería, existen razones para suponer que, cuando la falla es por tensión diagonal, el esfuerzo cortante de falla deba ser aproximadamente proporcional a la raíz cuadrada de la resistencia en compresión, ya que en especímenes pequeños se ha encontrado una relación de este tipo. En la fig 3.11 se relaciona la carga lateral máxima resistida por el muro con la raíz cuadrada de su resistencia en compresión; se observa que existe una dispersión notable y que la resistencia de muros con marco es generalmente superior a la de muros sin refuerzo.

Considerando únicamente los resultados de muros sin refuerzo se observa que

la expresión

$$v = 0.8 \sqrt{f'_m}$$

es en general conservadora y que su aproximación es aceptable.

Los resultados experimentales consignados se limitan a muros aproximadamente cuadrados; el efecto de la forma del muro se comentará más adelante.

En cuanto a la falla por las juntas, es de suponerse que la resistencia pueda expresarse en este caso en función de la adherencia y fricción, u y f , entre mortero y piezas. En este sentido Polyakov²², a partir de un análisis elástico teórico y ajustando experimentalmente los coeficientes, propone la expresión

$$v = \frac{0.7 u}{1 - 0.75 f \cdot (h/l)}$$

Al igual de lo que ocurrió para los ensayos de muretes en compresión (ver 2.5), se comprobó que tampoco para los muros podía obtenerse una correlación aceptable entre los resultados de los ensayos y una expresión de este tipo, para los pocos casos en que se contaba con la determinación de los parámetros u y f . La razón se debe probablemente a que la distribución de esfuerzos y el mecanismo de falla son más complejos de los que supone una expresión de este tipo.

Es de suponerse que el mejor índice de la resistencia de un muro sea el esfuerzo cortante medio de falla registrado en los ensayos de muretes. La tabla 3.3 muestra la correlación entre las dos variables para los pocos casos en que existe una determinación simultánea. Puede concluirse que la correlación es muy aceptable, excepto algunos resultados poco confiables, y que la expresión

$$v = 0.8 v_{CD}$$

representa la forma más confiable de predecir la carga de agrietamiento de un muro

sujeto a compresión diagonal.

b) Ensaye en voladizo

Se ha visto que en ensayos de este tipo, cuando se contaba con suficiente refuerzo vertical para resistir las tensiones por flexión, la falla se presentaba por una grieta diagonal en forma similar a lo que ocurría en los ensayos de compresión diagonal.

La tabla 3.4 muestra los resultados de ensaye en voladizo realizados en su mayoría en el Instituto de Ingeniería; se aprecia como los esfuerzos de agrietamiento varían en un rango muy estrecho (2 a 3 kg/cm²), mientras que los esfuerzos máximos resultan bastante mayores y varían en un intervalo un poco más amplio. Las resistencias menores correspondieron a tabiques que presentaban una adherencia muy baja con el mortero.

Existe un pequeño número de ensayos paralelos que permiten comparar la resistencia obtenida en ensayos en voladizo con la de compresión diagonal.

La comparación se hace en la tabla 3.5, apreciándose que, independientemente del tipo de falla, la resistencia cuando el muro actúa en voladizo es en la mayoría de los casos considerablemente menor que la de compresión diagonal.

En cuanto a la predicción de la resistencia, cuando la falla es por tensión diagonal nuevamente puede tratarse de relacionar el esfuerzo cortante resistente con la raíz cuadrada de la resistencia en compresión. El número de ensayos en los que se obtuvo este tipo de falla es relativamente escaso; los resultados se muestran en la tabla 3.6 y ponen en evidencia una notable discrepancia en los valores de la relación $\sqrt{f_m}$, tanto para la carga de agrietamiento como para la má-

xima. La comparación mejora un poco si los esfuerzos en lugar de considerarse sobre área bruta, se calculan sobre el área neta de la sección transversal.

Para la falla por las juntas al tratar de relacionar la resistencia con la adherencia y fricción entre mortero y pieza, determinada en los ensayos de cortante, no se encontró una correlación aceptable entre estas variables en los pocos ensayes para los que se cuenta con estos datos.

Otra posibilidad es correlacionar la resistencia para ambos tipos de falla con el esfuerzo cortante resistente en ensayos de compresión diagonal. Esto se plantea en la tabla 3.7 y se puede apreciar una correlación mucho mejor que con las otras variables; la dispersión de los valores es mayor para la carga máxima que para la de agrietamiento; para esta última puede aproximarse la expresión

$$v = 0.45 v_{CD}$$

c) Efecto de la forma del muro

Todos los ensayos realizados en el Instituto de Ingeniería y la gran mayoría de los realizados por otros autores han sido de muros aproximadamente cuadrados.

Al variar la relación de lados cambia la distribución de esfuerzos en un muro y por lo tanto puede modificarse en forma importante la resistencia del mismo. Teóricamente puede predecirse que el efecto de esta variable será diferente según el tipo de ensayo. Para ensayos en voladizo, a medida que el muro se hace más esbelto influyen más las deformaciones y esfuerzos de tensión por flexión y, aún cuando estos no lleguen a cambiar el tipo de falla, deben reducir el esfuerzo cortante promedio resistente. En muros en compresión diagonal, al contrario, a medida que el muro se hace más esbelto aumentan los esfuerzos de compresión norma

les e las juntas, debidos al componente vertical de la carga diagonal, por lo tanto la resistencia del muro debe aumentar. Lo anterior debe ser particularmente cierto cuando la falla es por las juntas, ya que la carga vertical favorece el desarrollo de fuerzas por fricción. Cuando la falla es por tensión diagonal en el material, el efecto de la relación de aspecto debe ser menor, ya que un análisis elástico de esfuerzos muestra que el esfuerzo máximo de tensión diagonal no varía en forma importante si la relación altura a largo del muro permanece dentro del intervalo 0.5 a 1.5.

Los resultados experimentales mostrados en la tabla 3.8 confirman lo anterior. Para muros ensayados en voladizo existe un incremento importante de resistencia si la relación altura a largo cambia de 1 a 0.5 y una reducción menos importante si esta relación varía de 1 a 2. Por el contrario para muros ensayados en compresión diagonal (falla por las juntas) la resistencia aumenta muy rápidamente con la relación H/L , cuando esta es mayor de uno y varía más lentamente con esta variable para valores H/L menores que uno.

Como resultado de lo anterior para muros de carga o de cortante deberá reducirse la capacidad para muros esbeltos y para muros que funcionen como diafragma la resistencia aumentará con la esbeltez del muro.

Desgraciadamente el número de datos experimentales es demasiado escaso para permitir deducir una expresión empírica confiable. En forma tentativa se propone el siguiente criterio para tomar en cuenta la relación de lados del muro.

Para muros en voladizo se sugiere despreciar esta variable, ya que si H/L es menor que uno, como en la mayoría de los casos, la diferencia con la resistencia

de un muro cuadrado es pequeña y del lado de la seguridad, mientras que si H/L es mayor que uno, muros esbeltos, rige en general la falla por flexión.

Para muros diafragma es importante tomar en cuenta la reducción en resistencia cuando la relación H/L es menor que uno, ya que este es el caso más frecuente. Consideraciones teóricas sobre la falla por las juntas indican que el factor correctivo debe ser de la forma

$$\frac{1 - A}{1 - A(H/L)}$$

mientras que para falla por tensión diagonal pura, la variable debe tener un efecto poco importante. Se propone por lo tanto modificar la expresión para la determinación de la resistencia como

$$\frac{V}{A} = 0.8 v_{CD} \left(\frac{0.5}{1 - 0.5(H/L)} \right) \leq 0.8 \sqrt{f_m}$$

con lo cual se obtiene una variación similar a la registrada en los ensayos y para muros muy alargados se tiende a la misma resistencia que para muros en voladizo.

d) Efecto del refuerzo exterior

La contribución de castillos o columnas exteriores en incrementar la carga de agrietamiento ha demostrado ser despreciable, mientras que por lo que respecta a la carga máxima esta contribución es muy variable, difícilmente predecible y en general poco importante. Lo anterior resultó ser válido, tanto para ensayos en compresión diagonal (ver tabla 3.2) como en voladizo; esto último se deduce en ensayos de la ref 26 que muestran también que el área de refuerzo en las columnas exteriores no influye en la resistencia, siempre que sea mayor que la necesaria para

evitar problemas de flexión.

Lo anterior evidentemente deja de ser cierto cuando el área de las columnas exteriores es muy grande con respecto al área transversal al muro.

Para el caso en que los castillos se encuentren en puntos intermedios del muro no existe información experimental alguna; es de esperarse que, para las separaciones usuales de estos elementos, su contribución a la resistencia, por lo menos en cuanto a la carga de agrietamiento, no sea importante, ya que podemos pensar en cada tablero entre castillos como un muro independiente.

Como se ha mencionado, aunque el refuerzo exterior no modifica prácticamente la carga de agrietamiento de un muro, es muy importante en definir el comportamiento en la etapa posterior al agrietamiento, en cuanto a reserva de carga, ductilidad y deterioro ante cargas repetidas. No se han podido correlacionar cuantitativamente los valores de estas propiedades con las características del marco confinante, sin embargo desde un punto de vista práctico es suficiente con encontrar la forma de diseñar los elementos del marco para evitar una falla frágil inmediatamente después del agrietamiento diagonal y asegurar una ductilidad aceptable.

Con base en los modelos propuestos en la sección anterior y presentados en la fig 3.4 se tiene que, de acuerdo con las hipótesis de Esteva⁶, el muro actuando como puntal de compresión ocasiona en la columna una fuerza cortante igual a la mitad de la fuerza lateral aplicada; por otra parte, considerando el modelo de los dos bloques rígidos adyacentes, y despreciando en forma conservadora la contribución del muro, se tiene que la fuerza cortante que debe resistir cada columna es también la mitad de la fuerza aplicada.

Para el cálculo de la resistencia de la columna no son aplicables los crite

rios desarrollados para vigas, debido a las distintas distribuciones de esfuerzos; se propone que la contribución de la sección de concreto se estime con un esfuerzo promedio resistente igual a

$$v_c = \sqrt{f'_c}$$

y que la contribución del refuerzo transversal se calcule con las expresiones convencionales para vigas.

Con el criterio anterior se han calculado las capacidades de las columnas en diversos ensayos realizados por distintos autores. Los resultados se muestran en la tabla 3.9, de la que se aprecia que, cuando la capacidad calculada de las columnas excedió la carga de agrietamiento del muro, en todos los casos se tuvo una reserva de carga importante y un comportamiento dúctil. Lo anterior indica que si se diseñan los extremos de las columnas para que sean capaces de resistir la fuerza cortante de agrietamiento con el método propuesto, puede asegurarse un comportamiento dúctil del muro.

e) Efecto del refuerzo interior

Existen diversos ensayos de muros de piezas huecas con refuerzo en el interior de los huecos; generalmente este refuerzo se ha colocado únicamente en los extremos para proporcionar resistencia a flexión, pero en otros casos también se colocó en huecos intermedios verticales y en hiladas intermedias horizontales.

La mayoría de los ensayos han sido realizados en muros de bloque de concreto; los resultados se muestran en la tabla 3.10, para ensayos en compresión diagonal y en la tabla 3.11 para ensayos en voladizo. Los resultados de los dos tipos

de ensaye pueden comentarse en conjunto, ya que solo pueden extraerse conclusiones cualitativas.

Los ensayos de Scrivener, en muros de bloque de concreto, muestran que la resistencia de un muro con refuerzo en los extremos únicamente, es sensiblemente mayor que la de un muro sin ningún tipo de refuerzo, para ensaye en compresión diagonal. La presencia de refuerzo distribuido en zonas intermedias del muro aumenta notablemente la resistencia, tanto cuando el refuerzo está colocado verticalmente, como horizontalmente. A este respecto, el aumento de resistencia parece deberse más al número de huecos que se rellenan de mezcla, que a la cantidad de acero de refuerzo. De la tabla 3.10 se deduce además que el refuerzo horizontal colocado en las juntas de mortero no es efectivo.

Al examinar los resultados de los ensayos de muros de tabique hueco, (tabla 3.12), se desprende que el incremento de resistencia por efecto del refuerzo interior es mucho menos importante, aún en el caso en que se cuelen con lechada todos los huecos (muro 808). Lo anterior se atribuye a que no existe una buena adherencia entre los tabiques y el colado, lo cual podría verificarse al examinar los muros después de ensayados. Esto hace que pueda vencerse la adherencia entre piezas y mortero sin que se afecte el colado interior, el cual empieza a trabajar cuando ya la mampostería ha perdido su resistencia.

f) Efecto de la carga vertical

En muchos de los ensayos en voladizo realizados en el Instituto de Ingeniería se aplicaron a los muros diversos niveles de carga vertical constante.

Los esfuerzos de compresión producidos por las cargas verticales variaron en

los diferentes ensayos entre 1.5 y 10 kg/cm². En todos los casos la presencia de la carga vertical aumentó la resistencia a cargas laterales, con respecto a la de un muro idéntico ensayado sin carga vertical. Se observó que el incremento de resistencia era aproximadamente lineal con el nivel de carga vertical aplicado y que no había diferencia notable por efecto del tipo de estructuración o del tipo de falla.

En la tabla 3.13 aparecen los resultados de ensayos en voladizo de muros de diferentes materiales a los que se aplicaron distintos niveles de carga vertical; el incremento de resistencia con respecto a un muro sin carga vertical se expresa como una fracción de la carga vertical aplicada. Se aprecia como para la carga de agrietamiento este incremento es más uniforme que para la carga máxima y está definido aproximadamente por la expresión

$$V_W = V_0 + 0.4 W$$

en que

V_0 es la fuerza cortante que causa el agrietamiento del muro cuando no tiene carga vertical y

V_W la fuerza que resiste cuando está sujeto a una carga vertical, W .

En cuanto a la carga máxima el incremento es más variable, pero puede afirmarse que es del mismo orden que para la carga de agrietamiento.

3.3 Relación carga-deformación

3.3.1 Consideraciones generales

En la sección 3.1 se ha dado una descripción general de la forma de la

curva carga-deformación de los distintos tipos de muro. Aquí se tratará con más detalle el tema, proponiendo procedimientos para la predicción de los parámetros que definen las características principales de las curvas y analizando la influencia de diferentes variables en dichos parámetros.

Las características carga deformación de un muro se han representado a través de la relación entre la carga lateral (o esfuerzo cortante promedio) y la deflexión del extremo superior del muro dividida entre la altura del mismo (deformación angular).

Al analizar las curvas obtenidas experimentalmente, se aprecia como en todos los casos estas pueden representarse en forma bastante aproximada por medio de una relación trilineal como la de la fig 3.12, en la cual el primer tramo describe el comportamiento hasta cerca del agrietamiento de muro; el segundo tramo, de rigidez inferior, corresponde a la zona entre el agrietamiento y la carga máxima, después de la cual sigue en tramo horizontal hasta la falla.

Una relación de este tipo queda definida por 5 parámetros de los cuales la carga de agrietamiento y la rigidez inicial pueden predecirse teóricamente y los otros tres parámetros, que definen el comportamiento postagrietamiento, se obtienen de los datos experimentales en función del tipo de estructuración y del tipo de carga.

3.3.2 Rigidez inicial

En el tramo inicial aproximadamente lineal las deformaciones que se registran en los ensayos son muy pequeñas, por lo tanto pueden ser afectadas en forma radical por deformaciones espurias debidas principalmente a pequeñas holguras en los anclajes y en los sistemas de medición; por lo anterior las rigideces medidas en

ensayos semejantes difieren a veces en más de 100%. Diferencias semejantes o mayores son de esperarse en estructuras reales por variaciones en el confinamiento de los muros.

Por las razones anteriores, y por la gran variabilidad propia de las propiedades del material, no se justifica el empleo de métodos refinados para la predicción de la rigidez y se proponen fórmulas simples basadas en expresiones de resistencia de materiales o artificios que transforman la estructura en otra equivalente y fácil de analizar. Análisis basados en técnicas de elementos finitos con refinamiento tales como el considerar la ortotropía del material, la separación entre marco y muro, la presencia del refuerzo y diferentes modos de falla, han sido propuestos en varios estudios^{30,31,32}. La utilidad de estos métodos estriba en que pueden encontrarse justificaciones teóricas de los resultados experimentales que permitan confirmar hipótesis sobre las leyes constitutivas del material y extrapolar los resultados a otros casos no cubiertos experimentalmente. Los resultados de tales estudios no se tratarán aquí.

Los métodos basados en fórmulas de resistencia de materiales consisten en considerar deformaciones de cortante

$$\Delta_c = \frac{VH}{AG}$$

y de flexión

$$\Delta_f = \frac{\alpha VH^3}{EI}$$

en que

V y H son la fuerza cortante y la altura del muro,

A e I son el área y el momento de inercia equivalentes de la sección

E y G son los módulos de elasticidad y de cortante que deben definirse apropiadamente y

α es un coeficiente que depende de las restricciones a las deformaciones de los extremos.

En lo que se refiere a las deformaciones de cortante, los ensayos de muros en compresión diagonal son los más indicativos para la obtención de los parámetros. La tabla 3.14 muestra los valores del módulo de cortante, G, deducidos del ensayo de muros con castillos de distintas dimensiones o con refuerzo interior únicamente; dichos valores se comparan con los módulos de elasticidad en compresión uniaxial. Se aprecia como el módulo de rigidez es bastante irregular y menor en general del que se obtiene en muretes; la relación con el módulo de elasticidad es del orden del 10% para la mayoría de los casos aunque para piezas de baja resistencia la relación es mayor. El cambio del tamaño del castillo de 7 a 15 cm no parece tener influencia en la rigidez, mientras que el refuerzo interior sí influye, debido esencialmente al área de mortero que se cuela en los huecos de las piezas. Este efecto puede ser tomado en cuenta aumentando proporcionalmente el área transversal del muro.

En conclusión, las deformaciones de cortante pueden predecirse con muy poca aproximación debido a variaciones muy fuertes en los valores experimentales. Se sugiere que se considere el área transversal bruta de la sección, incluyendo el refuerzo, y que el módulo de rigidez se deduzca de ensayos en muretes o, en caso de no existir estos para los materiales de interés, se tome $G = 0.3 E$ para tabiques de baja resistencia y $G = 0.1 E$ para tabiques de alta resistencia.

Para el estudio de las deformaciones de flexión se recurre a los resultados

de los ensayos en voladizo, en los que se suman las deformaciones de flexión y de cortante en la forma

$$\Delta = \frac{VH}{AG} + \frac{VH^3}{3EI}$$

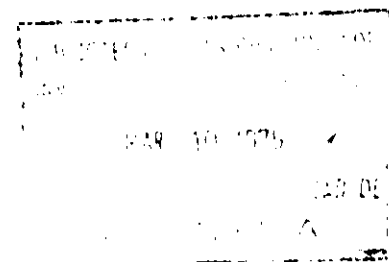
La tabla 3.15 muestra las rigideces obtenidas experimentalmente en varios ensayos de muros con refuerzo interior y exterior. Se aprecia como los valores son menores que los obtenidos en los ensayos de compresión diagonal.

Aceptando que las deformaciones de cortante se predicen en la forma arriba indicada, se propone que se tome el módulo de elasticidad obtenido de ensayos en pilas y que se considere el momento de inercia de la sección agrietada.

El procedimiento propuesto solo predice el orden de la rigidez secante hasta la carga de agrietamiento y se obtienen discrepancias frecuentemente muy importantes. Para tomar en cuenta el efecto del refuerzo y de castillos, se sugiere que se emplee el artificio de la sección transformada mediante el cual se obtienen aproximaciones aceptables aun para muros con marcos exteriores. De acuerdo con los resultados de la ref 26, la aproximación de este procedimiento es mejor que la que se obtiene considerando una diagonal equivalente.

La presencia de una carga vertical sobre el muro aumenta notablemente la rigidez debido a que reduce o impide el agrietamiento por flexión y mantiene la rigidez de la sección intacta hasta cargas próximas a la de agrietamiento. Su efecto se puede tomar en cuenta modificando apropiadamente la sección agrietada cuyo momento de inercia se considere. Como simplificación puede considerarse la sección intacta.

3.3.3 Comportamiento postagrietamiento



De acuerdo con la idealización propuesta para la curva carga deformación, el comportamiento post-agrietamiento queda definido por tres parámetros, (ver fig 3.12.) Dichos parámetros se han deducido de los ensayos más representativos y se consignan en la tabla 3.16. Solo se consideran muros con refuerzo interior o exterior; para los muros no reforzados, evidentemente, el comportamiento puede considerarse frágil, o sea que la rigidez inicial se mantiene hasta la carga de agrietamiento que corresponde a la falla total del muro.

El parámetro β define la relación entre la carga a la cual la curva cambia de pendiente y la carga máxima; su valor se mantiene bastante estable en los distintos casos, varía entre 0.45 y 0.65; los valores mayores se obtienen para muros con refuerzo interior, mientras que la presencia de carga vertical tiende a disminuir su valor.

El segundo parámetro, α_1 , define la pendiente del segundo tramo y la deformación correspondiente a la carga máxima. Varía en general entre 2 y 3. Los valores menores se obtienen cuando hay carga vertical sobre el muro o cuando la falla es por cortante.

El último parámetro, α_2 , define lo que es propiamente un factor de ductilidad y es el más variable. Es del orden de 6 o 7 para falla en flexión y de 4 para falla en cortante de muros con castillos y 2 a 3 para falla en cortante de muros con refuerzo interior únicamente.

En resumen, el comportamiento ante una aplicación de carga de muros con refuerzo es relativamente dúctil especialmente si hay refuerzo exterior y si no existen cargas verticales altas.

4. COMPORTAMIENTO ANTE CARGAS LATERALES ALTERNADAS

4.1 Descripción del comportamiento experimental

Se cuenta con los resultados del ensaye de 58 tableros de aproximadamente 3 x 3 m, realizados en el Instituto de Ingeniería^{1,2,6}. Se han tomado en cuenta también algunos ensayos de Williams¹⁷.

Los ensayos fueron en voladizo o en compresión diagonal con deformación controlada. En cada ciclo se alcanzaba una deformación (angular o lateral) prefijada en una dirección, se descargaba y se aplicaba la misma deformación en la otra dirección. En algunos ensayos se mantuvo constante la deformación máxima del ciclo, aplicando hasta más de 60 ciclos nominalmente iguales. En otros ensayes se aplicaban tres ciclos con una deformación máxima especificada y se aumentaba progresivamente la deformación máxima hasta la falla.

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 inte

rior ensayados en voladizo. Se realizó también un número reducido de ensayos en voladizo de muros con castillos. Las principales variables fueron el tipo de pieza, el refuerzo y la carga vertical.

A continuación se describirán las características de las curvas carga deformación en los ciclos de carga.

Mientras no ocurran 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 tanto mayor cuanto más grande es la deformación máxima alcanzada en el ciclo; a tal disminución se le denomina deterioro (o degradación) y su magnitud depende esencialmente del modo de falla, de la estructura, del tipo de pieza y de la carga vertical.

Cualitativamente, el comportamiento histerético cuando hay deterioro importante está caracterizado 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; esto hace 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 después 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 (fig 4.1). Aún 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 hay reducción de resistencia. Solamente para deformaciones angulares grandes (del orden de 0.01 rad) y en muros con refuerzo interior se registró un deterioro de importancia (fig 4.2a). Esto se debe a una destrucción progresiva de la esquina de compresión por falta de confinamiento del material. En muros con castillos o marco exterior este deterioro no debe ocurrir si existen estribos suficientemente cerrados; no se han realizado ensayos para comprobar este último hecho.

La presencia de carga vertical que, como se ha visto, aumenta la resistencia y disminuye la ductilidad, da lugar a una disminución muy importante en el deterioro. La fig 4.2 ilustra como, para una deformación angular máxima de aproximadamente 0.01, el deterioro es importante en un muro sin carga vertical debido al fenómeno descrito, 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 de consideración en el tramo entre la carga de agrietamiento y la máxima (deformaciones en

tre 0.001 y 0.003), pero cuando se excede la carga máxima (deformaciones del or den de 0.005) el deterioro es casi total, fig 4.3. Para las cantidades de refuerzo usuales, el incremento en la cantidad de refuerzo no parece mejorar apreciablemente la situación, mientras que la existencia de carga vertical sobre el muro produce un confinamiento que reduce en forma notable el deterioro, fig 4.4. 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 comportamiento es menos desfavorable que en el caso anterior, debido a que el muro se encuentra confinado; el deterioro es bastante reducido en la zona entre la carga de agrietamiento y la máxima; 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. La situación se ilustra en la fig 4.5.

Cuando el marco exterior es robusto y tiene la suficiente resistencia en cor tante 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, de manera que se forme el mecanismo descrito en la sección 3.3, el deterioro es mucho más reducido que en los casos anteriores. Pueden alcanzarse deformaciones hasta de 3% sin un deterioro excesivo y sin que se afecte la capacidad del muro, de manera que, si se aumenta la deformación, puede alcanzarse nuevamente la resistencia inicial, (fig 4.6). 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 (ver ref 6).

4.2 Interpretación de resultados

El comportamiento ante cargas repetidas queda definido por las curvas cíclicas carga-deformación que son como la mostrada en la fig 4.7. Las principales características de estas curvas desde el punto de vista del comportamiento dinámico pueden representarse a través de diversos parámetros³³ que se describen a continuación y cuyo significado se ilustra gráficamente en la fig 4.7.

La carga correspondiente a la deformación máxima y su relación con la que se obtuvo en el ciclo inicial (V_H/V_0) da una medida del deterioro de resistencia. El área bajo la curva de carga, E_h , mide la capacidad de absorción de energía y su relación con la misma área para el primer ciclo, E_0 , da una medida de la pérdida de tal capacidad. El área contenida en el lazo histerético, EA_h , mide la cantidad de energía disipada en cada ciclo. Esta área, relacionada con el área bajo la curva esqueleto, (ver fig 4.7c), define un coeficiente de amortiguamiento equivalente.

La fig 4.8 muestra la variación de estos parámetros en ciclos sucesivos en los que se alcanzó la misma deformación máxima para diversos muros con refuerzo interior ensayados en voladizo y en compresión diagonal³⁴; se aprecia como la mayor parte de la variación ocurre entre el primero y segundo ciclo, lo cual justifica suponer un ciclo histerético constante para una deformación máxima dada, o sea que la curva cambia del primero al segundo ciclo y después se mantiene constante. Para la obtención de los valores experimentales de los parámetros se emplearán las curvas obtenidas en el tercer ciclo, ya que en muchos casos las repeticiones de carga se limitaron a tres y que, de acuerdo con lo mostrado en la fig 4.8, el deterioro posterior es despreciable.

En la tabla 4.1 se presentan los valores obtenidos para los diversos parámetros

tros en los ensayos de los casos más representativos; siempre que sea posible, se consignan valores correspondientes a los ciclos con una deformación máxima entre el agrietamiento y la carga máxima y otra excediendo la carga máxima; se aprecia como los diversos parámetros varían en forma constante para los distintos casos y que por lo tanto puede bastar uno, o como máximo dos, de estos parámetros para definir la forma del ciclo histerético.

El examen de la tabla 4.1 pone en evidencia el efecto de las distintas variables en la magnitud del deterioro, lo cual ya se ha tratado cualitativamente en la sección anterior.

4.3 Descripción analítica del comportamiento

En el capítulo anterior se ha representado el comportamiento de un muro ante una aplicación de carga lateral por medio de una relación trilineal definida por cinco parámetros. El comportamiento ante ciclos de carga puede representarse por medio de una curva histerética formada también por tramos rectos. El modelo propuesto se presenta en la fig 4.9 y supone que antes de la carga de agrietamiento, el comportamiento es elástico y define curvas histeréticas diferentes para el tramo entre la carga de agrietamiento y la máxima y para deformaciones que exceden la carga máxima.

Las curvas histeréticas propuestas pueden construirse como suma de curvas simples, como las mostradas en la fig 4.10 en las que se presentan modelos de comportamiento elástico-plástico con distinto grado de deterioro. Sumando dos o más de estas curvas a distintas escalas se puede obtener una gran variedad de formas para los modelos histeréticos del tipo mostrado en la fig 4.9.

A partir de los resultados experimentales presentados en las secciones anteriores se pretende dar valores representativos a los parámetros que definen los ciclos histeréticos. Estos parámetros (V_h/V_o , E_h/E_o y ν), para las dos etapas de comportamiento inelástico consideradas se consignan en la tabla 4.2 para diferentes casos de estructuración, tipo de falla y carga vertical; con respecto a esta última se considera únicamente un valor de la precompresión que corresponde aproximadamente a cargas entre 15 y 40% de la resistencia del muro ante carga vertical.

Los valores propuestos son conservadores, ya que se han considerado los resultados más desfavorables obtenidos experimentalmente para cada caso. Algunas de las curvas que se obtienen para esos parámetros se representan en la fig 4.10, para dos rangos de deformación máxima en los ciclos.

5. RECOMENDACIONES PARA EL DISEÑO Y CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERIA EN ZONAS SISMICAS

5.1 Alcance

En este capítulo se proponen y justifican recomendaciones aplicables al diseño sísmico de la mampostería, incluyéndose la definición de las acciones de diseño, los métodos de análisis, la determinación de la resistencia y los factores de seguridad.

Al final del capítulo se dan recomendaciones cualitativas sobre prácticas que favorecen un comportamiento sísmico adecuado para la mampostería.

5.2 Acciones de diseño

El diseño sísmico de estructuras de mampostería se lleva a cabo casi exclusivamente por medio del llamado método estático o de su versión simplificada para estructuras pequeñas³⁵. En ambos casos la acción del sismo queda definida por me

dio de un coeficiente que relaciona la fuerza cortante en la base con el peso total del edificio. Este coeficiente sísmico, para una localidad dada, se hace depender de la importancia de la construcción, de las características locales del subsuelo, del periodo fundamental de la estructura y de su comportamiento inelástico.

Los reglamentos toman como base un espectro elástico de aceleraciones, representativo de los movimientos esperados en la zona, y admiten, para el cálculo de las fuerzas en la estructura, reducciones de las ordenadas del espectro, de acuerdo con las características del comportamiento inelástico de la estructura. Las reducciones se basan en los resultados del análisis de sistemas de un grado de libertad con distintas relaciones carga-deformación ante el efecto de acelerogramas de diversos temblores. El empleo de estos resultados para sistemas de varios grados de libertad no es muy riguroso, ya que puede haber diferencias importantes por la influencia de modos superiores de vibración y esencialmente porque las características inelásticas del conjunto pueden diferir de las que se derivan del ensaye de un elemento aislado. Para estructuras de mampostería estos factores no parecen tener una gran influencia³⁶ y los resultados de los análisis de sistemas de un grado de libertad deben ser extrapolables a estructuras más complejas.

Análisis como los descritos han sido realizados por varios autores^{36, 37, 38} para el efecto de distintos temblores y considerando diferentes tipos de comportamiento inelástico. En particular, Anagnostopoulos³⁶ empleó cinco acelerogramas registrados en terreno firme para analizar sistemas elastoplásticos, bilineales y trilineales sin deterioro, encontrando que, excepto para periodos cortos, las deformaciones máximas son en todos los casos prácticamente iguales a las de un sistema de un grado de libertad con la misma rigidez inicial; por lo tanto la resistencia necesaria

fig 4.10a, se ha encontrado que los resultados no difieren en forma significativa de los casos sin deterioro y son aplicables las conclusiones anteriores.

Para sistemas con deterioro total de rigidez, como el de la fig 4.10b, análisis efectuados por Williams¹⁷ indican que el criterio de igualación de deformaciones no es aplicable en ningún intervalo de periodos fundamentales de la estructura y que son necesarias resistencias notablemente mayores de la que indica tal criterio. Cuando además existe deterioro importante de resistencia (fig 4.10c), algunos análisis realizados por Anagnostopoulos indican que es necesaria una resistencia cercana a la de un sistema elástico.

Se propone que, para sistemas con deterioro de rigidez y resistencia, el factor reductivo por ductilidad se deduzca con la hipótesis de que la capacidad de energía del sistema elástico equivalente y la del sistema en estudio en el ciclo histérico son las mismas. Se considera que este procedimiento es conservador. La fig 5.2 muestra el resultado que se obtiene de este criterio para una relación carga-deformación como la considerada para la mampostería. El criterio anterior se aplicará para periodos mayores que el correspondiente a la terminación de la rama de aceleración constante del espectro. Para periodos menores se sugiere, como en el caso anterior, una interpolación lineal en la forma

$$C_T = C_0 + \left(\frac{C_T}{Q} - C_0 \right) T/T_2 \quad \text{si } T \leq T_2$$

siendo

Q el factor reductivo encontrado por igualación de energías.

Las estructuras de mampostería, por ser rígidas, tienen en general periodos cortos y caen en la zona en que se ha propuesto una variación lineal del factor

reductivo. Excepto cuando la falla es por flexión, ocurre deterioro importante de rigidez y resistencia en el rango inelástico. Por lo tanto generalmente no podrán aplicarse los factores reductivos que resultan de la igualación de deformaciones.

Se están realizando análisis específicos para las curvas obtenidas para mampostería y para diferentes acelerogramas de sismos registrados en terrenos blandos³¹. Mientras no se tengan estos resultados, se propone aplicar el criterio de igualación de energías, cuando rige la falla por cortante, o sea cuando hay deterioro de resistencia considerable; para falla por flexión es más justificado el criterio de igualación de deformaciones. Considerando los valores propuestos en el capítulo anterior (tabla 4.2), para los parámetros de la curva carga deformación se obtienen los siguientes valores de Q .

$Q = 2.5$ para muros con refuerzo exterior y falla por flexión

$Q = 2.0$ para muros con refuerzo interior y falla por flexión

$Q = 2.0$ para muros diafragma de piezas macizas

$Q = 1.5$ para muros con castillos y dadas con falla por cortante (piezas macizas)

$Q = 1.0$ para muros de piezas huecas en general, con cualquier tipo de refuerzo

El efecto de la carga vertical no se ha tomado en cuenta, ya que no se obtienen diferencias significativas con el caso sin carga vertical.

5.3 Análisis por cargas laterales.

En la mayoría de los casos las estructuras de mampostería son de poca altura y admiten simplificaciones radicales de su comportamiento que dan lugar a métodos

de análisis muy simples. Para estructuras importantes sin embargo, se justifica buscar una mejor aproximación y para esto hay que recurrir a métodos que son más elaborados que los usuales para estructuras aperticadas. Se pretende proporcionar aquí simplemente un bosquejo de los métodos de análisis más adecuados y principalmente indicar la forma en que deben valorarse las propiedades elásticas que intervienen en el análisis. Un estudio detallado sobre los métodos de análisis se está llevando a cabo actualmente en el Instituto de Ingeniería³¹.

En estructuras con muros largos en relación con su altura, la rigidez depende esencialmente de las deformaciones de cortante y, para su cálculo, puede emplearse el área bruta del muro y el módulo de rigidez determinado en ensayos de compresión diagonal; valores del módulo de rigidez y de elasticidad para casos típicos se consignan en la tabla 5.1.

El efecto de refuerzo exterior en la rigidez puede despreciarse. En cuanto al refuerzo interior, puede considerarse una área transformada del muro incluyendo el efecto del colado en el interior de los huecos.

Cuando todos los muros tienen iguales características y no hay torsiones importantes, la fuerza cortante que toma cada muro es proporcional a su longitud y por lo tanto el esfuerzo cortante promedio es constante; se llega así al método simplificado de diseño sísmico³⁵, en el que solo se pide revisar que la fuerza cortante sísmica de diseño no exceda la resistencia de diseño igual a la suma de longitudes de muros en la dirección considerada multiplicada por el esfuerzo cortante promedio resistente.

En estructuras con muros más esbeltos, es necesario tomar en cuenta las deformaciones de flexión, para lo cual deberá considerarse el momento de inercia de

la sección transformada y el módulo de elasticidad de la mampostería. Para el momento de inercia convendrá considerar la sección total cuando existen cargas verticales altas sobre el muro que impiden la aparición de tensiones y la sección agrietada cuando esto no ocurra.

En los métodos de análisis el problema principal es el de considerar en forma adecuada la continuidad entre los diferentes elementos, en particular las restricciones que los sistemas de piso imponen a las deformaciones de los muros. El considerar a los muros como voladizos independientes, como es práctica usual, lleva a sobrestimaciones de los momentos flexionantes en los muros y a errores en las distribuciones de fuerzas cortantes entre los distintos muros. Existen métodos aproximados, como el del marco equivalente³⁹, que consiste en idealizar el muro como una columna de momento de inercia y área equivalente, los cuales dan resultados aceptables en la mayoría de los casos. La forma más confiable es la de recurrir a análisis por elementos finitos en que cada muro es representado por un elemento con condiciones de frontera adecuadas. Existen distintos programas estándar⁴⁰ para este fin.

Para los muros diafragma el método más apropiado es el de la diagonal equivalente^{41,2} en que el muro se sustituye por una diagonal de rigidez equivalente y el conjunto se analiza como una armadura.

5.4 Resistencia

Se presentarán en esta sección procedimientos para la evaluación de la resistencia de muros de mampostería ante diferentes acciones; las expresiones están planteadas de manera que puedan emplearse directamente en el diseño.

Los procedimientos se basan en general en dos propiedades mecánicas de la mampostería, su resistencia en compresión y en cortante, para las cuales hay que emplear en el diseño valores conservadores, f_m^* y v^* , determinados de manera que la probabilidad de que no sean alcanzados en la estructura real sea pequeña; de acuerdo con el criterio de la sección siguiente tal probabilidad se fija en 2%. Además las expresiones presentadas para la evaluación de la resistencia son en general ligeramente conservadoras, o sea que la resistencia de muros en condiciones de laboratorio es en promedio mayor que la calculada con las expresiones propuestas; esto se tomará en cuenta en los factores de seguridad especificados en la sección siguiente.

Para la determinación de los valores de diseño de las propiedades mecánicas pueden seguirse distintos procedimientos según el grado de refinamiento que se justifique. Cuando solo se conozca el tipo de materiales que se vaya a emplear, se tomarán los valores típicos dados en la tabla 5.1 los cuales son necesariamente muy conservadores por tener que cubrir materiales de propiedades muy variables. Cuando se especifique, y se exija, la verificación de la calidad de los materiales, se pueden calcular las propiedades del conjunto, por ejemplo la resistencia en compresión, con expresiones obtenidas con correlaciones estadísticas. Sin embargo para la resistencia en cortante no se tiene forma de correlacionar la resistencia del conjunto con alguna propiedad de los componentes. Finalmente, cuando no se tengan valores de las propiedades para los materiales específicos que se emplearán, o cuando se requiera una determinación más precisa, es necesario realizar pruebas en conjuntos pequeños, en número suficiente para obtener una determinación confiable de los valores de diseño, v^* y f_m^* .

A continuación se presentarán los procedimientos de diseño para los casos más comunes.

a) Compresión

No se ha tratado en este trabajo la resistencia de muros ante cargas verticales; los procedimientos de diseño correspondientes se han presentado en la propuesta de nuevo Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. La resistencia en compresión axial determinada en pilas es una propiedad que interviene en el cálculo de la resistencia ante cargas laterales. La tabla 5.1 presenta valores de esta propiedad, calculados de tal manera que la probabilidad de que no sean alcanzados para los materiales en cuestión sea pequeña, de acuerdo con el criterio que se establece en la sección siguiente.

b) Flexocompresión en el plano del muro

Se ha comprobado que las hipótesis usuales para la determinación de la resistencia en flexocompresión son aplicables a los muros de mampostería con refuerzo interior o exterior. Las incertidumbres que existen en el proceso del diseño de estos elementos justifican el empleo de consideraciones aproximadas como las descritas en 3.3, las cuales dan lugar a que el momento resistente pueda determinarse como

$$M_R = M_o + 0.28 Pd' \quad \text{si } P \leq P_o/3$$

$$M_R = (1.5 M_o + 0.14 P_o d) (1 - P/P_o) \quad \text{si } P \geq P_o/3$$

en que las variables se definen en la fig 3.10.

c) Cortante

La fuerza cortante que resiste el muro se valúa en función del esfuerzo cortante promedio resistente determinado a través de un ensaye de compresión diagonal en un murete.

La tabla 5.1 consigna valores de esta variable, determinados a partir de los ensayes realizados, con el criterio de que la probabilidad de que no sean alcanzados sea pequeña.

La resistencia de muros que actúan como diafragma y para los cuales por tanto son representativos los resultados de compresión diagonal puede determinarse como

$$V = 0.8 v^* A$$

en que

A es el área transversal del muro y v^* el esfuerzo cortante de diseño.

Cuando la relación de longitud, L, a altura, H, del muro es mayor que uno, la relación anterior debe corregirse multiplicándola por el factor

$$\frac{0.5}{1 - 0.5 H/L}$$

Para muros de carga o de cortante se propone la expresión

$$V = 0.5 v^* A + 0.3 P \leq 1.5 v^* A$$

basada en los ensayes de muros en voladizo; el factor de proporcionalidad con la carga vertical, P, es conservador con respecto al promedio de los encontrados experimentalmente. De acuerdo con los ensayes realizados no puede asegurarse el in

cremento de la resistencia con la carga axial si esta es muy alta; por lo tanto se limita el esfuerzo cortante resistente a tres veces el que se tiene sin carga vertical.

En cuanto al efecto del refuerzo, hay evidencia de que la contribución de castillos o columnas exteriores a la resistencia es despreciable, para los tamaños comunes.

Para asegurar un comportamiento dúctil del muro y evitar un deterioro considerable, hay que revisar que la resistencia en cortante de las columnas en sus extremos evite la propagación de la grieta diagonal del muro. Una forma conservadora de asegurar lo anterior consiste en hacer que la suma de la resistencia de las dos columnas en sus extremos sea igual a la fuerza cortante actuante de diseño. La contribución del concreto a la fuerza cortante resistente puede calcularse como

$$V_c = \sqrt{f'_c} b d \quad \text{en kg/cm}^2$$

y la contribución del acero con las expresiones usuales para vigas.

El efecto del refuerzo en el interior de las piezas huecas es importante, pero no se ha encontrado un procedimiento aceptable para la valuación de la contribución de esta variable. En las tablas 3.9 y 3.10 se encuentran valores experimentales del esfuerzo cortante resistente para distintos tipos de refuerzo en bloque de concreto.

d) Deformaciones admisibles

El agrietamiento de muros de mampostería con mucha frecuencia rige el diseño de estructuras a base de marcos de concreto o acero, ya que limita las deformaciones angulares que pueden sufrir los antrepisos.

Los resultados de esta investigación indican que las deformaciones angulares admisibles en la mampostería son mucho menores de los que usualmente se consideran. Muros de piezas frágiles y de relativamente alta resistencia se han agrietado

a deformaciones tan bajas como 0.0003 y el promedio de la deformación de agrietamiento ha sido del orden de 0.001.

Por otra parte cabe pensar que en las construcciones existen holguras que hacen que las deformaciones que realmente sufre un muro sean menores que las que se obtienen del análisis, por lo tanto podrán tomarse como admisibles valores ligeramente mayores que los obtenidos experimentalmente.

Se propone que se limiten las deformaciones angulares en muros a 0.0015 si el muro es de piezas huecas y a 0.002 si es de piezas macizas.

Hay que recordar que las deformaciones deben revisarse para las cargas sin reducción por ductilidad, debido a que las deformaciones en el sistema elástico y en el inelástico equivalente son en general del mismo orden.

5.5 Factores de seguridad

El diseño estructural tiene como objetivo lograr que la construcción posea una seguridad adecuada, en el sentido de que sea compatible con las consecuencias que la falla pueda traer y con el costo de incrementar dicha seguridad. Por lo tanto los procedimientos de diseño y los factores de seguridad involucrados deben procurar que la estructura tenga la probabilidad de falla deseada.

En lugar de un tratamiento explícitamente probabilístico, los reglamentos de diseño fijan factores de seguridad parciales que, para casos típicos, dan lugar a las probabilidades de falla deseadas. Estos conceptos se tratan con cierto detalle en la ref 42, en la cual se exponen las bases para los requisitos de seguridad del reglamento propuesto para el Distrito Federal. En este reglamento se especifican para las cargas valores de diseño con probabilidad de 2% de ser excedidos y sus

efectos se multiplican por un factor de carga que toma en cuenta la incertidumbre en las acciones y en el análisis y la importancia de la construcción. Para las variables que intervienen en la resistencia se consideran como valores de diseño aquellos que tienen una probabilidad del 2% de no ser alcanzados. Las expresiones para el cálculo de la resistencia se afectan por un factor de reducción que toma en cuenta el grado de conservadurismo y de aproximación de la fórmula y las incertidumbres en las variables.

Los distintos factores de seguridad están deducidos de razonamientos probabilísticos aproximados. Aquí se pretende encontrar los factores de reducción adecuados para el diseño de la mampostería ante cargas laterales. El criterio que se seguirá no será el de lograr una probabilidad de falla prefijada, sino de hacer que el diseño sea congruente en cuanto a seguridad, con el que se sigue para otros materiales para los cuales existe mayor experiencia de comportamiento adecuado y para los que se han hecho análisis explícitos de confiabilidad.

De acuerdo con el planteamiento de Rosenblueth y Esteva⁴³, basado en la teoría de segundos momentos con aproximaciones de primer orden⁴⁴, el factor de seguridad central de la estructura (n =resistencia media entre acción media) debe fijarse en función de los coeficientes de variación de la resistencia y la carga, C_R y C_S , y de la probabilidad de falla que se considere adecuada, una medida de la cual es el índice de seguridad, β . La relación es

$$n = m_R/m_S = e^{\beta\sqrt{C_R^2 + C_S^2}} \quad (1)$$

En forma aproximada puede hacerse una linealización de la raíz cuadrada en la forma

$$\frac{m_R}{m_S} = e^{\beta' C_R + \beta'' C_S} = e^{\beta' C_R} e^{\beta'' C_S}$$

$$m_R e^{-\beta' C_R} = m_S e^{\beta' C_S} \quad (2)$$

La revisión de la seguridad con el criterio propuesto para el reglamento implica

$$F_R R_d = F_C \sum S_d \quad (3)$$

en que

F_R y F_C son los factores de resistencia y de carga y R_d y $\sum S_d$ son la resistencia y la suma de las acciones de diseño.

Si hacemos coincidir término a término las expresiones (2) y (3), se tiene

$$F_R R_d = m_R e^{-\beta' C_R}$$

por lo tanto

$$F_R = \frac{m_R}{R_d} e^{-\beta' C_R}$$

El valor de β' puede hacerse igual al que está involucrado en el diseño de otros materiales.

Por ejemplo, el diseño de secciones de acero estructural sujetas a flexión implica⁴²

$$\frac{m_R}{R_d} = 1.1 \text{ y } C_R = 0.11$$

y en el reglamento se especifica $F_R = 0.9$, por lo tanto se tiene

$$0.9 = 1.1 e^{-\beta' \times 0.11}$$

$$\beta' = \frac{1}{0.11} \ln \frac{1.1}{0.9} = 1.80$$

Por otra parte los procedimientos de diseño de secciones de concreto reforzado sujetas a flexión implican⁴⁵

$$m_R/R_d = 1.15 \quad C_R = 0.14 \quad F_R = 0.90$$

$$\beta' = \frac{1}{0.14} \ln \frac{1.15}{0.80} = 1.77$$

Por lo tanto puede tomarse $\beta' = 1.80$ y el factor de reducción se determinará como

$$F_R = \frac{m_R}{R_d} e^{-1.8 C_R}$$

Tómese el caso de la determinación de la fuerza cortante resistente de un muro de carga; si no actúa carga vertical, la fuerza cortante resistente de diseño se obtiene como:

$$V_R = F_R (0.5 v^* A^*)$$

en que

A^* es el área transversal del muro y v^* el esfuerzo cortante resistente de diseño de un murete sujeto a compresión diagonal, obtenidos el criterio de que la probabilidad de que no sean alcanzados es del 2%.

La resistencia de un muro cualquiera de una estructura será

$$R = k v A$$

en que k , v y A son variables aleatorias

por lo tanto

$$\frac{R}{R_d} = \frac{k}{0.5} \frac{v}{v^*} \frac{A}{A^*}$$

Considerando que no hay variaciones importantes en el área transversal, esta puede tomarse como determinística y $A/A^* = 1$, por lo tanto

$$\frac{R}{R_d} = \beta_1 \beta_2$$

en que

β_1 representa el error en la ecuación de cálculo de resistencia ($\beta_1 = \frac{k}{0.5}$) y β_2 representa la relación entre la resistencia de la estructura y la resistencia de diseño ($\beta_2 = v/v^*$); esta se puede dividir en dos partes

$$v/v^* = \beta_2' \beta_2''$$

en que

ϕ_2^I representa la variabilidad propia del material, o sea es la relación entre la resistencia de un espécimen cualquiera en laboratorio y la resistencia de diseño.

ϕ_2^{II} representa la diferencia entre la resistencia en obra y en laboratorio, por los distintos procedimientos constructivos y por los distintos tipos de sollicitación.

Por lo tanto aceptando aproximaciones de primer orden,

$$\frac{m_R}{R_d} = m_{\phi_1} m_{\phi_2^I} m_{\phi_2^{II}}$$

y

$$C_R^2 = C_{\phi_1}^2 + C_{\phi_2^I}^2 + C_{\phi_2^{II}}^2$$

Para el caso de la resistencia en cortante de un muro en voladizo los datos de la tabla 3.8 dan lugar a

$$m_{\phi_1} = 0.9 \text{ y } C_{\phi} = 0.27$$

El análisis de resultados de muretes construidos con un mismo material y en sayados en compresión diagonal da lugar a

$$C_{\phi_2^I} = 0.25$$

por otra parte, v^* se obtiene de los ensayos como el segundo percentil de la distribución, o sea en forma aproximada⁴².

$$v^* = \frac{m_v}{1 + 2.5 C_v}$$

por lo tanto

$$m_{\phi_2^I} = 1 + 2.5 \times 0.25 = 1.625$$

Para β_2'' no existen datos. Es de esperarse que la resistencia en el campo sea menor que la de laboratorio por las condiciones más desfavorables de obra. Sin mucha justificación se proponen los siguientes valores

$$m_{\beta_2''} = 0.85 \quad C_{\beta_2''} = 0.15$$

por lo tanto

$$\frac{m_R}{R_d} = 0.9 \times 1.625 \times 0.85 = 1.25$$

$$C_R^2 = 0.27^2 + 0.25^2 + 0.15^2 = 0.1579$$

o sea

$$C_R = 0.40$$

y finalmente

$$F_R = \frac{m_R}{R_d} e^{-1.8 C_R} = 1.24 e^{-1.8 \times 0.4} = 0.61$$

el valor propuesto en el reglamento es 0.6 que se considera aceptable.

Valores semejantes se obtienen para los otros casos excepto para el efecto de flexión, para el cual las incertidumbres son bastante menores y para el que se propone $F_R = 0.8$

5.6 Recomendaciones generales

Las recomendaciones siguientes se refieren a la estructuración de las construcciones, a los materiales y el refuerzo, a los detalles y procedimientos constructivos, y se derivan de la observación de daños causados por algunos temblores recientes y de los estudios experimentales.

Debe proporcionarse un sistema resistente en dos direcciones ortogonales; es

te requisito obvio no siempre se cumple; especialmente en casas habitación, es frecuente que los elementos resistentes estén alineados en una dirección y que en la normal a ella exista un número muy reducido de muros con grandes aberturas para puertas y ventanas. En cada dirección deberá proveerse una densidad adecuada de elementos para resistir las fuerzas sísmicas.

La distribución de elementos resistentes debe ser aproximadamente simétrica para evitar problemas de torsiones en planta que aumenten las fuerzas laterales en los muros; esto debe cuidarse especialmente en las construcciones de varios niveles.

Los sistemas de techo y entrepiso deben ser capaces de transmitir las fuerzas laterales a los elementos que tengan resistencia en la dirección de la acción sísmica. Esta condición no se cumple en techos de vigas o armaduras no contraventeadas en su plano, las cuales empujan directamente sobre los muros transversales y provocan fuerzas importantes perpendiculares a los planos de dichos muros, causando frecuentemente su falla por volteamiento. El contraventeo del techo, la colocación de una dala de remate perimetral, la liga entre muros transversales y el anclaje de los muros en su cimentación son factores que eliminan este problema.

La falla por efecto 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. Es importante por lo tanto proporcionar un anclaje apropiado a la cimentación y elementos verticales resistentes. En muros apoyados en sus cuatro extremos, la falla por empuje normal al plano es poco frecuente, pero puede presentarse si se emplean morteros muy pobres (por ejemplo los morteros a base de lodo para pegar adobes) o si se llenan solo parcialmente las juntas (como es usual en algunos lugares para bloques de concreto).

La presencia de aberturas en los muros provoca concentraciones de esfuerzos que favorecen la formación de las grietas diagonales. Es conveniente que exista un refuerzo continuo en la periferia de los huecos.

Es muy importante que los muros estén confinados con castillos y dadas perimetrales; se favorece así la continuidad entre muros transversales y entre muros y sistemas de piso, pero sobre todo, estos elementos proporcionan un confinamiento que da cierta ductilidad al comportamiento de la mampostería, reduciendo drásticamente el riesgo de colapsos totales.

El refuerzo en el interior de piezas huecas aumenta la resistencia y da cierta ductilidad, aunque no se considera igualmente efectivo que el confinamiento exterior.

Debe evitarse el empleo de piezas muy frágiles, como son las de altos porcentajes de huecos y paredes delgadas, porque esto propicia fallas bruscas y deterioros graves y muy rápidos.

En cuanto a los muros contenidos en marcos, puede aprovecharse su rigidez siempre que se construyan de piezas que no sean frágiles y se revise que las deformaciones de la estructura no excedan las que acepta el muro. De lo contrario es preferible separar los muros de los marcos, aunque esto constructivamente no es simple, ya que hay que evitar en el muro fallas por volteamiento.

Los marcos que contienen muros que trabajan como diafragma deben estar adecuadamente reforzados para evitar fallas por concentraciones de esfuerzos después de que se agrieta el muro. Deberán reforzarse por cortante las esquinas y proporcionar confinamiento al concreto mediante acero longitudinal y estribos.

En muros rodeados por marcos es particularmente grave que el muro no sea

de toda la altura del entrepiso y deje pequeños tramos de columnas libres. Esto provoca grandes concentraciones de fuerzas en esos tramos que, por su relación de esbeltez, fallan por cortante en forma muy grave. Este caso se ha presentado por ejemplo en decenas de escuelas en temblores recientes.

6. CONCLUSIONES

El programa de investigación del que se deriva este trabajo se emprendió con la finalidad de obtener conocimientos que permitiesen mejorar las recomendaciones de diseño para las estructuras de mampostería. La experiencia adquirida como resultado de la investigación sobre el comportamiento mecánico y estructural de la mampostería ha permitido redactar recomendaciones de diseño que se consideran mejor fundamentadas y más detalladas que las que se tenían anteriormente. Sin embargo, existen diversos puntos en los que las recomendaciones propuestas carecen de una base confiable y otros sobre los que se ha evitado dar recomendaciones por falta de conocimientos sobre el tema.

En este capítulo se destacarán los tópicos sobre los que se considera se ha obtenido información relevante y se mencionarán las conclusiones específicas del estudio. Al final se harán notar las más graves lagunas que existen en el conocimiento de la mampostería, apuntando las necesidades más urgentes de investigación.

Los muestreos realizados de la producción de piezas y morteros han permitido obtener distribuciones estadísticas de las principales propiedades de los materiales de empleo más común. Del análisis de los datos es importante destacar las conclusiones siguientes:

Los coeficientes de variación de la resistencia de materiales de un mismo tipo son muy altos. La variación dentro de un mismo lote de material es alta para piezas de producción artesanal y relativamente pequeña para piezas de producción industrializada. Las variaciones entre resistencias de piezas del mismo tipo producidas por diferentes fábricas es muy alta en materiales de producción industrializada. La razón es que para la mayoría de las piezas no existe una norma establecida y cuando esta norma existe, no es respetada por muchos de los productores.

Lo anterior pone al proyectista estructural en la necesidad de suponer en el diseño resistencias muy bajas para la resistencia de las piezas, previendo la posibilidad de que el material empleado pueda proceder de las fábricas con menor resistencia. De no ser así, el proyectista puede especificar la procedencia del material o exigir la verificación de la calidad supuesta en el diseño. Aunque estos últimos procedimientos no sean usuales, hay que 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.

Para la resistencia de los morteros, también es relativamente alta la dispersión que se obtiene para un mismo proporcionamiento, pero hay que recordar que la influencia de esta propiedad en el comportamiento del conjunto no es tan importan-

te como la de la resistencia de la pieza.

Se diseñaron y realizaron ensayos en pequeños conjuntos de piezas y mortero. Los resultados muestran que, 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.

Por lo tanto los valores obtenidos en este trabajo para las propiedades de un número considerable de combinaciones de piezas y morteros usuales pueden servir como base para el diseño, mientras que para materiales no estudiados aquí deberán realizarse las pruebas especificadas. 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.

Las series de ensayos de este tipo que se han realizado han permitido identificar con bastante claridad los mecanismos de falla más importantes y conocer la influencia de las propiedades de los materiales componentes en las del conjunto. El mecanismo de falla en compresión y flexocompresión es bastante claro: en general 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; no se ha encontrado una teoría de falla que represente adecuadamente los resultados.

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.

Los ensayos de muros sujetos a carga lateral han permitido conocer el comportamiento hasta la falla y la influencia en el mismo de las principales variables.

Se observó 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 y puede ser representado por un modelo elastoplástico con factores de ductilidad entre 4 y 6.

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, del orden de 4.

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 y factores de ductilidad para una aplicación de carga del orden de 6.

La rigidez inicial es muy variable para muros nominalmente iguales, por lo tanto no se justifican procedimientos refinados para su determinación. Se han propuesto valores para las propiedades elásticas y geométricas equivalentes de las sec



ciones, los cuales permiten una predicción burda de la rigidez a través de fórmulas basadas en resistencia de materiales.

La carga de fluencia cuando la flexión rige la falla puede predecirse con una aproximación muy aceptable con métodos adaptados de los usuales para concreto reforzado. La carga de agrietamiento diagonal puede predecirse con razonable aproximación a partir de resultados de ensayos de muretes en compresión diagonal.

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.

La forma de muro influye en la resistencia en forma diferente según el tipo de ensaye. Para muros en voladizo la resistencia es mayor cuanto mas alargado es el muro, mientras que para ensayos en compresión diagonal la resistencia es mayor para muros esbeltos; se proponen en el texto métodos sencillos para tomar en cuenta esta variable.

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 muros de piezas huecas cuando las deformaciones son grandes.

Se ha planteado un modelo analítico del comportamiento ante cargas laterales, tanto para carga en una dirección, como para los ciclos de cargas alternadas.

Se han propuesto valores de los parámetros del modelo para los distintos casos de re fuerzo, modo de falla y tipo de pieza, de manera que el comportamiento sísmico puede ser estudiado con métodos analíticos. Con base en un análisis aproximado del modelo se propone, para los distintos tipos de muros, factores correctivos de los coeficientes sísmicos para sistemas elásticos.

Se ha propuesto un procedimiento de diseño para los muros, basado en criterios de resistencia, en el cual los factores de carga y de resistencia se deducen con razonamientos probabilísticos a partir de la información experimental existente.

A continuación se mencionarán los tópicos relativos al comportamiento de la mampostería que, se considera, requieren ser estudiados con más urgencia.

Los mecanismos de falla requieren de un estudio cuidadoso; en particular se necesita desarrollar una teoría de falla para el caso en que la grieta diagonal se forma en la junta por efecto simultáneo de esfuerzos tangenciales y de tensión.

Definidos los criterios de falla, es importante analizar la distribución de es fuerzos en el interior de un tablero, la interacción entre muro y marco y entre va rios tableros. El empleo de herramientas teóricas sofisticadas, como programa de elementos finitos que tomen en cuenta la ortotropía del material, el refuerzo, el a grietamiento progresivo, la fluencia y los otros tipos de falla locales, permite re producir el comportamiento de una estructura en todo el rango de deformaciones. Previamente calibrados con los resultados experimentales existentes, estos procedi-
mientos analíticos permitirán estudiar un gran número de casos, investigando el efec to de las variables importantes y extrapolando los resultados experimentales. Final mente, de estos análisis pueden deducirse procedimientos simplificados que represen-
ten adecuadamente el comportamiento de muros y que sean aplicables en la prácti

ca de diseño estructural.

Los métodos actualmente empleados para el análisis de estructuras a base de sistemas de tableros son en general excesivamente burdos, no solo para el análisis por cargas laterales, sino también para cargas verticales. Al respecto de este último caso, es importante estudiar la transmisión de las cargas de losa a muros y el efecto de los castillos, con el fin de poder determinar en forma razonable las excentricidades para las cuales hay que diseñar un muro.

Un problema de mucho interés es la interacción entre marco y muro después del agrietamiento diagonal de este último, se necesita un estudio enfocado a encontrar un procedimiento mejor fundamentado que el aquí propuesto para el diseño de las columnas para evitar su falla por cortante inmediatamente después del agrietamiento del muro.

El estudio de las propiedades en obra y su relación con los valores determinados en laboratorio es fundamental. La determinación de las distribuciones estadísticas de los errores de plomo y nivel de los muros, de las excentricidades con que se transmiten las cargas de las losas y de la distribución de esfuerzos en las secciones llevará a mejorar la confiabilidad de los procedimientos de diseño.

Entre los problemas particulares sobre el comportamiento ante cargas laterales, se encuentra el estudio del efecto de la cantidad y distribución del refuerzo interior en la resistencia de los muros, ya que no se ha podido desarrollar un método confiable para la predicción de dicha contribución. En el mismo tema, no se ha investigado el efecto de cantidades muy altas de refuerzo interior en el deterioro ante cargas repetidas. También es interesante estudiar el efecto de cargas verticales altas (como las que pueden ser introducidas por momentos de volteo) en

la resistencia; hay que averiguar para qué valores de las cargas verticales el incremento con la resistencia deja de ser lineal y cómo es la interacción contra los dos efectos en esa zona.

Finalmente para los modelos propuestos para el comportamiento ante cargas alternadas, tendrían que encontrarse los parámetros para los casos no cubiertos hasta la fecha y su comportamiento tendría que ser analizado por métodos paso a paso ante el efecto de temblores reales o simulados representativos de distintas localidades, con el fin de deducir las modificaciones apropiadas a los espectros de diseño para comportamiento elástico.

7. RECONOCIMIENTOS

Las diversas etapas del estudio han sido realizadas bajo la guía del Dr. Luis Esteva, al cual se deben muchos de los conceptos más importantes contenidos en este trabajo.

La parte experimental del estudio estuvo a cargo sucesivamente de Adolfo Zeevaert Wolff, Gustavo Salgado, Alejandro Reyes y Oscar Hernández. El entusiasmo y la dedicación de todos ellos han hecho posible reunir el cuantioso volumen de información sobre el que se basa el trabajo.

8. REFERENCIAS

1. R. Meli, A. Zeevaert W. y L. Esteva, "Comportamiento de muros de mampostería hueca entre carga lateral alternada", Ingeniería, Vol. XXXVIII No. 3, México, D.F. (jul 1968)
2. R. Meli y G. Salgado, "Comportamiento de muros de mampostería sujetos a carga lateral", Informe No. 237, Instituto de Ingeniería, UNAM, México, D.F. (sep 1969)
3. R. Meli y A. Reyes G., "Propiedades mecánicas de la mampostería", Ingeniería, Vol. XLI, No. 3, México, D.F. (jul 1971)
4. R. Meli y O. Hernández, "Propiedades de piezas para mampostería producidas en el Distrito Federal", Informe No. 297, Instituto de Ingeniería, UNAM, México, D. F., (dic 1971)

5. A.Reyes y R. Meli, "Ensayes de muros a cargas laterales" Informes parciales al Fondo de Operación y Descuento a la Vivienda (1970). No publicado
6. L.Esteva, "Behavior under Alternating Loads of Masonry Diaphragms Framed by Reinforced Concrete Members", Symposium on the Effects of Repeated Loading in Materials and Structural Elements, R.I.L.E.M., México, D. F. (1966)
7. O.Hernández B. y R.Meli, "Relación entre hundimientos y agrietamiento en muros de mampostería", se publicará en 1974, Instituto de Ingeniería
8. C.B.Monk, "SCR Brick Wall Tests" Research Report No. 1, Structural Clay Products Research Foundation, Chicago, (1953)
9. C.Fishburn, "Effect of Mortar Properties on Strength of Masonry", National Bureau of Standards, Monograph 36, (1961)
10. Zukauskas y otros, "Compressive, Transverse and Racking Strength Test of Four inch Brick" Research Report No. 9, Structural Clay Products Research Foundation, Geneva, Illinois, (1965)
11. F.J.Converse, "Tests on Reinforced Concrete Masonry", Building Standards Monthly, (feb 1946)
12. R.R.Schneider, "Lateral Load Tests on Reinforced Grouted Masonry Shear Walls", University of Southern California Engineering Center, Report No. 70-101, (1959)

13. R.O.Hedstrom, "Load Tests of Patterned Concrete Masonry Walls", ACI Journal, Proceedings, Vol. 57, (abr 1961)
14. L.G.Simms, "The Shear Strength of Some Storey-height Brickwork and Blockwork Walls". CPTB Technical Notes, Vol. 1, No. 5, Londres (1965)
15. J.C.Scrivener, "Concrete Masonry Walls Panel Tests", International Conference on Masonry Structural Systems, Austin, Texas (1967)
16. J.C.Scrivener, "Concrete Masonry Wall Panel Tests. Static Racking Tests with Predominant Flexural Effect", New Zealand Concrete Construction, Vol. 10, (1966).
17. D.Williams, "Seismic Behaviour of Reinforced Masonry Shear Walls", University of Canterbury, Christchurch, New Zealand, (1971)
18. A.J.Ockleston, "Load Tests on a Three Story Reinforced Concrete Building in Johannesburg", The Structural Engineer, Vol. 33, No. 10, (oct 1955)
19. J.B.Read, "Testing to Destruction of Full-size Portal Frames," Technical Report TRA/390, Cement and Concrete Association, London, (ago 1965)
20. A.Coull y B.S.Smith, ed., "Tall Buildings", Pergamon Press, Oxford, (1967)
21. J.R.Benjamin y H.A. Williams, "The Behavior of One-Story Brick Shear Walls", Journal of the Structural Division, ASCE Proc., Paper 1723, Vol. 24, No. ST4, (jul 1958)

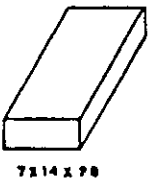
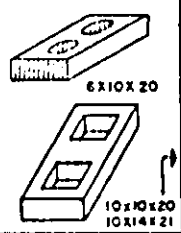

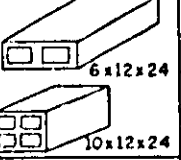
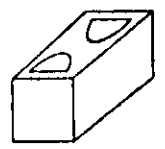
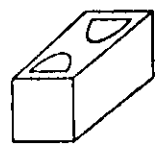
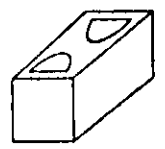
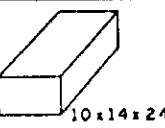
22. S.V. Polyakov, "On the Interaction Between Masonry Filler Walls an Enclosing Frame when Loaded in the Plane of the Wall", Translations in Earthquake Engineering, Earthquake Engineering Research Institute, San Francisco, (1960)
23. H.M. Liao, "Studies on Reinforced Concrete Shear Walls ad Framed Masonry shear walls" Engineering Research Institute, Univ. of Tokyo (1964)
24. L.A. Jorquera, "Estudio Experimental sobre la Resistencia de Muros de Albañilería", Proc. Primeras Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica, Santiago (1963)
25. M. Yorulmaz y M.A. Sozen, "Behavior of Single-Story Reinforced Concrete Frames with Filler Walls", University of Illinois, Civil Engineering Studies, Structural Research Series No. 337, Urbana (may 1968)
26. A.E. Fiorato, M.A. Sozen y W.L. Gamble, "An Investigation of the Interaction of Reinforced Concrete Frames with Masonry Filler Walls", University of Illinois, Civil Engineering Studies, Structural Research Series No. 370, Urbana, (nov 1970).
27. Glanville y Barnett, "Mechanical Properties of Bricks and Brickwork", Special Report No. 22, Building Research Station, Londres (1934)
28. F.E. Richart, P.M. Moorman y R.B.B. Woodworth, "Tesis of the Stability of Concrete Masonry Walls", Bol. 251, Eng. Exp. Station, University of Illinois (1958).

29. S.Sahlin, "Structural Masonry" Prentice Hall, Englewood Cliff, (1971)
30. O.Yuzugullu y W.C. Schnobrick, "Finite Element Approach for the Prediction of Inelastic Behavior of Shear Frames Systems" Civil Eng. Studies Structural Res Series No. 386, Univ. of Illinois, Urbana (1972)
31. E.Bazán, "Estudio Teórico del Comportamiento de Sistemas de Tableros de Mampostería ante Cargas Laterales" Tesis doctoral, Facultad de Ingeniería, UNAM, se publicará en 1974.
32. M.B.Stetson, "Finite Element Study of the Elastic Behavior of Plane Frames with Filler Walls" Ph. D. Thesis, University of Illinois, (1971)
33. L.S.Jacobsen, "Damping in Composite Structures" Proc. Second World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo (1960)
34. A.Zeevaert Wolff, "Comportamiento de Muros de Mampostería Reforzada ante Cargas Laterales" Tesis profesional, Facultad de Ingeniería, UNAM, México, (1969)
35. E.Rosenblueth y L. Esteva, "Proyecto de Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. Folleto complementario, Diseño sísmico de edificios", Ediciones Ingeniería, México, D. F. (1962)
36. S.A.Anagnostopoulos "Non-linear Dynamic Response and Ductility Requirements of Building Structures Subjected to Earthquakes" Report No. 72-54, Dept.of Civil Eng. Massachussets Institute of Technology, Cambridge, (1972)

37. R.W.Clough, "Effect of Stiffness Degradation on Earthquake Ductility Requirements" Report No. 66-16, Dept. of Civil Engineering, University of California, Berkeley (oct 1966)
38. A.S.Veletsos, "Maximum Deformations of Certain Non-Linear Systems" Proc. 4th World Conference on Earthquake Engineering, Vol. II, Santiago, (1969)
39. W.W.Frischaman, S.S.Prabhu y J.F.Toppler, "Multi-Storey Frames and Interconnected Shear Walls Subjected to Lateral Loads", Concrete and Construction Engineering, pp 227-234 y 283-292, Londres (1963)
40. K.J. Bathe , E.L.Wilson y F.E.Peterson, "SAP IV. A Structural Analysis Program for Static and Dynamic Response of Linear Systems" Report No.EERC 73-11. Univ. of California, Berkeley (jun 1973)
41. B.S.Smith y C.Carter, "A Method of Analysis for Infilled Frames" Proc. The Institution of Civil Engineers Vol. 44 (sept 1969)
42. R.Meli "Bases para los Criterios de Diseño Estructural del Reglamento propuesto para el Distrito Federal" se publicará en Ingeniería, México
43. E.Rosenblueth y L. Esteva, "Reliability Basis for Some Mexican Codes" in "Probabilistic Design of Reinforced Concrete Buildings" Pub. SP-31, American Concrete Institute, Detroit, 1972
44. C.A.Cornell, "A Probability-Based Structural Code" ACI Journal, Vol. 66 No. 12 (dic 1969)

45. J.F. Téllez G., "Aplicación de criterios probabilísticos al diseño de concreto reforzado", Conferencia Regional sobre Planeación y Diseño de Edificios Altos. CICM-ASCE, México, D. F. (marzo 1973)

TARLA 2.I RESULTADOS DE ENSAYES EN PIEZAS

Material	Geometría (dimensiones nominales)	Procedencia	Clasificación *	An/Ab	f _p en kg/cm ²				C _v en porcentaje				Abs. en porcentaje	γ _s , 3 ^{er} Lon/m ³	
					Etapas I	Etapas II	Etapas III	Etapas IV	Etapas I	Etapas II	Etapas III	Etapas IV			
Tabique rojo recocido		T 1	B	1.00	52	64	56	58	26	23	24	19	20	1.45	
		T 2	C	1.00	52				29					24	1.37
		T 3	C	1.00	51					34				25	1.37
		T 4	B	1.00	114	112	109		34	25	23			21	1.55
		T 5	C	1.00	80	64			21	17				25	1.38
		T 6	C	1.00	85	109			23	52				21	1.50
		T 7	C	1.00	93	76	66	88	58	19	24	11		25	1.45
		T 8	C	1.00	33				32					26	1.34
		T 9	C	1.00	53				45					26	1.40
		T 10	C	1.00	45	43	47	55	28	22		10	21	25	1.40
		T 11	C	1.00	35	45	51	45	32	28	20	20		27	1.31
Tabique extruido perforado verticalmente		TE1	A	0.57	218	225			11				10	1.70	
		TE2	A	0.63	428	351	394	295	14	25	20	15	10	1.95	
		TE3	B	0.69	225				17					19	1.65
		TE4	B	0.59	181	156			15	15				17	1.75
		TE2	A	0.67	376	308	365	329	11	15	16	15	12	1.85	
		TE3	B	0.59	169				24					20	1.61
		TE5	A	0.65	486	473	575	540	21	19	15	20	4	2.05	
		TE1	A	0.57	129	143			15	15				17	1.66
		TE5	A	0.59	426	400			26	11				6	2.20
		TE4	B	0.66		417				12				7	2.02
Tabique extruido macizo		TE1	A	1.00	454	375			13	15			16	1.73	
		TE5	A	1.00	890	905			14	8			5	2.05	
Tabique extruido huecos horizontales		TE 1	A	1.00	77				13				17	1.32	
		TE 4	B	1.00	75				10				15	1.25	
		TE 1	A	1.00		79				30			16	1.78	
		TE 4	B	1.00	56	49			21	16			16	1.69	
Bloque ligero		B 1	A	0.55	37	35			10	12			29	1.21	
		B 2	A	0.59	42	49			16	12			35	1.09	
		B 3	A	0.63	43	41			24	22			24	1.23	
		B 4	B	0.54	17				23				33	1.01	
		B 1**	A	1.00	44	42			17	26			40	0.95	
Bloque intermedio		B 1	A	0.56	62	77			24	7			15	1.61	
		B 2	A	0.59	41	74			14	14			21	1.50	
		B 3	A	0.61	82	80			28	21			15	1.70	
		B 4	B	0.54	21				20				27	1.32	
		B 5	C	0.50	10				18				17	1.10	
Bloque pesado		B 1	A	0.56	135	101			31	15			9	2.12	
		B 2	A	0.59	146	143	132	108	23	10	28	7	11	2.15	
		B 3	A	0.63	100	128	104	81	20	21	20	15	10	2.09	
		B 4	B	0.54	71				13				14	1.75	
Tablón		TC 1	B	1.00	31	55	68	42	24	14	11	15	25	1.45	
		TC 2	A	1.00	76	123	66	101	35	34	19	17	27	1.42	
		TC 3	B	1.00	59	63			23	27			19	1.42	
		TC 4	B	1.00	36				23				20	1.05	
		TC 5	C	1.00	48	56			36	22			16	1.60	
Sílico calcúreo	7x12x24	S	A	1.00	201	177			15	11			15	1.79	

- * A Fábrica grande con buen control de calidad
- B Fábrica de tamaño intermedio con escaso control de calidad
- C Fábrica rudimentaria
- ** Bloque macizo

f_p resistencia promedio de las piezas, sobre área bruta medida
 An/Ab relación de área neta a área bruta
 C_v coeficiente de variación de la resistencia
 γ_s peso volumétrico seco, sobre volumen neto

TABLA 2.2 RESUMEN ESTADISTICO DE RESULTADOS DE ENSAYES DE PIEZAS

TIPO DE PIEZA	RESISTENCIA MEDIA EN kg/cm ²	σ_i en kg/cm ²	σ_l en kg/cm ²	σ_f en kg/cm ²	σ en kg/cm ²
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	--	--

σ_i = desviación estándar de la resistencia de piezas de un mismo lote

σ_l = desviación estándar de la resistencia media de las piezas de lotes diferentes de una misma procedencia

σ_f = desviación estándar de la resistencia media de piezas de distinta procedencia

σ = desviación estándar total

TABLA 2.3 RESULTADOS DE ENSAYES DE MORTEROS ELABORADOS POR UN MISMO ALBAÑIL

PROPORCIONAMIENTO cemento:cal:arena	Número de muestras	Resistencia media, en kg/cm ²	Coefficiente de variación, en %	Percentil 2%, en kg/cm ²
1:0:3	211	205	24	95
1:1/2:5	70	108	19	57
1:0:6	55	106	31	45
1:1:6	26	75	38	23

Los valores individuales son promedio de tres ensayos

TABLA 2.4 PROPIEDADES MECANICAS DE ELEMENTOS DE MAMPOSTERIA OBTENIDAS EN ENSAYES EN PILAS Y MURETES

Pieza	Mortero	Resistencia de la pieza f_p en kg/cm^2	Compresión axial		Compresión diagonal	
			Resistencia f_m en kg/cm^2	Mod. Elast. E en kg/cm^2	Res.al corte v en kg/cm^2	Mod.rigidez G en kg/cm^2
Tabique Recocido	1:0:3	46	23	8 000	4.9	3 400
Tabique recocido	1:0:3	69	46	43 000	6.7	5 700
	1:2:9		26	12 000	4.1	4 100
Bloque de concreto	1:0:3	100	77	30 000	5.8	
	1:1:6		69	28 000		
Tabique Rejilla	1:0:3	175	142	56 000	4.7	4 600
	1:2:9		86	31 000	3.2	2 700
Tabique Perforado	1:0:3	144	74	51 000	3.7	4 900
	1:2:9		63	49 000	2.7	4 500
Sílico Calcareo	1:0:3	128	110	70 000	6.5	15 000
	1:2:9		98	53 000	3.9	15 000

TABLA 2.5 ENSAYES DE COMPRESION DIAGONAL. EFECTO DE LA RELACION ALTURA A ESPESOR DE LOS ESPECIMENES

PIEZA	MORTERO	ESFUERZO CORTANTE PROMEDIO RESISTENTE					
		$h/l = 1/2$		$h/l = 1$		$h/l = 2$	
Tabique de barro recocido	1:0:3	3.0	C	5.5	TD	5.5	TD
	1:0:6	4.6	C	4.3	TD	4.1	TD
	1:1/2:5	3.6	C	4.5	TD	5.0	TD
Tabique de barro prensado	1:0:3	4.7	C	7.0	TD	9.1	TD
	1:0:6	5.1	C	6.2	TD	7.8	TD
	1:1/2:5	8.4	C	5.5	TD	7.1	TD
Tabique de barro hueco	1:0:3	1.3	C	3.4	C	5.4	C
	1:0:6	1.5	C	2.1	C	3.5	C
	1:1/2:5	1.8	C	2.5	C	4.1	C
Bloque de concreto	1:0:3	4.0	TD	5.8	TD	5.7	TD
	1:0:6	2.6	C	4.7	C	4.7	C
	1:1/2:5	3.7	C	5.8	C	7.0	TD

Esfuerzos sobre área bruta. Cada valor es promedio de tres ensayos. Proporcionamientos del mortero en volumen cemento:cal:arena.

C Indica falla por las juntas TD Indica falla por las piezas

Tabla 2.6 Ensayes de compresión diagonal. Falla por tensión, interpretación de resultados.

Pieza	Mortero	Espé- cimen	h/l	v_i kg/cm ²	f_m kg/cm ²	$v / \sqrt{f_m}$	
						Indiv.	Promedios
Tabique de barro recocido	1 0 3	1	1.0	5.5	33	0.96	1.03
		3	1.6	5.5		0.96	
		4	1.6	6.4		1.11	
		5	1.0	6.4		1.11	
		6	1.0	5.7		0.99	
	1 0 6	1	1.0	4.3	35*	0.73	0.88
		3	1.6	4.1		0.69	
		4	1.6	6.3		1.06	
		5	1.0	6.1		1.03	
	1 ½ 5	1	1.0	4.5	35*	0.76	.80
		3	1.6	5.0		0.84	
		4	1.6	5.6		0.95	
		5	1.0	4.2		0.71	
	0 1M 3	1	1.0	5.2	29*	0.97	0.97
		3	1.6	5.5		1.02	
		4	1.6	5.0		0.93	
Bloque hueco de Concreto	1 0 3	1	1.0	10.9	145	0.91	0.92
		2	0.7	7.6		0.64	
		3	1.6	10.8		0.90	
		4	1.6	14.6		1.22	
	1 ½ 5	3	1.6	13.3	130*	1.16	1.17
4		1.6	13.6	1.19			
Tabique de barro prensado	1 0 3	1	1.0	7.0	65	0.87	1.14
		3	1.6	9.1		1.13	
		4	1.6	9.8		1.22	
		5	1.0	8.8		1.09	
		6	1.0	11.4		1.41	
	1 0 6	1	1.0	6.2	57	0.82	1.07
		3	1.6	7.8		1.03	
		4	1.6	10.5		1.39	
		5	1.0	7.0		0.93	
		6	1.0	9.0		1.19	
	1 ½ 5	1	1.0	5.5	57	0.73	0.97
		3	1.6	7.1		0.94	
		4	1.6	10.6		1.40	
		5	1.9	6.1		0.81	
		6	1.0	9.0		1.19	
	0 1M 3	3	1.6	5.4	50	0.77	0.96
4		1.6	8.9	1.26			
5		1.0	6.1	0.83			
Tabique Perforado vertical	1 0 3	1	1.1	7.7	114	0.72	0.93
		8	0.8	12.2		1.14	
	1 0 6	1	1.1	6.2	85	0.68	0.94
		8	0.8	11.2		1.21	
	1 ½ 5	1	1.1	6.6	92	0.69	0.85
		8	0.8	9.6		1.00	
Tabique Asfáltico	1 0 3	1	1.1	5.9	25	1.16	1.22
		8	0.8	6.6		1.29	
	1 0 6	1	1.1	5.6	25	1.12	1.14
		8	0.8	5.8		1.16	

Esfuerzos sobre áreas netas del espécimen

* Esfuerzos estimados a partir de las propiedades de los materiales

TABLA 3.1 RESISTENCIA EN FLEXOCOMPRESION DE MUROS. COMPARACION DE VALORES EXPERIMENTALES Y CALCULADOS

a) Ensayes de ref 2 - Refuerzo interior

Identificación	Refuerzo en cada extremo del muro	Carga vertical, en ton	Carga lateral de fluencia, en ton	
			Experimental	Calculada
502	2 # 3	-	5.2	4.8
503	2 # 3	-	7.5	8.7
517	2 # 3	-	5.8	4.8
512	2 # 3	10	9.0	9.0
513	2 # 3	20	13.5	13.2
514	2 # 3	30	18.0	17.5
707	2 # 3	15	15.9	11.6
405	2 # 3	0	6.5	5.3
406	2 # 5	15	14.0	12.3

b) Ensayes de Scrivener - Refuerzo interior

Identificación	Refuerzo	Carga máxima, en ton	
		Experimental	Calculada
A 2	1 # 5 en huecos extremos	6.8	6.6
A 3	1 # 5 en huecos extremos más 3#3 interm.	11.8	11.5
A 4	1 # 5 en huecos extremos más 3#3 interm.	10.9	11.6
A 5	1 # 4 en huecos extremos más 3#3 interm.	6.8	7.1
A 6	1 # 4 en huecos extremos más 3#3 interm.	8.1	7.2

c) Ensayes de Fiorato - Muros con marco

Identificación	Refuerzo	Carga máxima, en kg	
		Experimental	Calculada
FF 1B	$A_S = 0.64 \text{ cm}^2$	232	231
FF 1C	$A_S = 0.64 \text{ cm}^2$	244	282
FF 2B	$A_S = 1.28 \text{ cm}^2$	473	532
FF 2C	$A_S = 1.28 \text{ cm}^2$	502	515

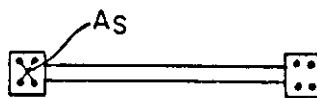


TABLA 3.2 EFECTO DE LA CARGA VERTICAL EN LA RESISTENCIA DE MUROS ANTE CARGAS LATERALES

Identificación	Material	V_o en ton		W en ton	V_W en ton.		$(V_W - V_o)/W$	
		Agriet.	Máx		Agriet.	Máx.	Agriet.	Máx.
504	Bloque de concreto	7.9	16.2	5	10.9	15.1	0.61	-0.02
505		7.9	16.2	10	13.2	24.2	0.53	0.79
506		7.9	16.2	20	17.1	29.1	0.46	0.65
511		7.9	16.2	30	18.4	34.3	0.35	0.61
704	Tabique hueco	5.4	6.8	15	10.9	12.8	0.37	0.40
705		5.4	6.8	30	11.9	19.6	0.22	0.43
802	Tab. macizo	4.4	5.8	7	11.4	13.4	0.86	1.08
806	Tab. hueco	6.3	7.6	25	14.5	20.6	0.33	0.52
812	Tab. perforado	6.9	9.4	15	11.9	13.4	0.33	0.26
814	Sílico-calcáreo	4.6	5.8	15	11.8	13.2	0.48	0.49
818	Tab. hueco	6.6	7.3	15	12.3	12.3	0.35	0.33
820	Asfáltico	9.7	10.5	15	13.2	16.0	0.23	0.36
822	Tab. hueco	5.1	7.4	15	9.5	10.5	0.29	0.21

Promedio 0.40 0.47

V_o = carga lateral resistida por un muro sin cargas verticales

V_W = carga lateral resistida por un muro idéntico pero con una carga vertical igual a W

TABLA 3.3 COMPARACION DE ESFUERZOS DE AGRIETAMIENTO EN MUROS Y MURETES ENSAYADOS EN COMPRESION DIAGONAL

Fuente	Estructuración	Pieza	Mortero	f _p	Esfuerzo cortante de agrietamiento			
					Muro	Murete	Muro/Murete	
Instituto de Ingenierfa ⁷	Muros de 1.80 x 1.80 m con castillos de 7 o 15 cm	Tabique recocido	1:0:3	46	3.8	3.8	1.0	
			1:0:3	69	3.6	6.1	0.59	
			1:2:9	69	3.3	4.0	0.83	
		Rejilla	1:2:9	160	2.7	3.0	0.90	
			Rejilla	1:0:3	410	7.9	9.8	0.81
			Rejilla	1:2:9	410	4.4	4.6	0.96
		Panal hueco	1:0:3	130	5.4	7.0	0.77	
			1:0:3	140	3.5	3.7	0.95	
			1:2:9	140	2.2	2.8	0.79	
			1:0:3	250	3.0	4.1	0.74	
		1:0:3	110	2.7	4.3	0.63		

Media 0.82

Esfuerzos en kg/cm²

TABLA 3.4 RESULTADOS DE ENSAYES EN VOLADIZO

Fuente	Identificación	Tipo de espécimen	Tipo de pieza	Proporción mortero	f _m kg/cm ²	Tipo de falla	Esfuerzo resistente, en kg/cm ²		
							Agriet.	Máximo	
Instituto de Ingeniería 2,5	401	Muro 3x3m con re fuerzo interior	Bloque hueco de concreto	1:0:3	60	TD	2.7	3.9	
	404			1:0:3	83	TD	2.3	3.0	
	501			Muro 2x2 m con re fuerzo interior	1:0:3	60	TD	2.6	5.4
	507				1:0:3	83	TD	2.9	4.5
	509				1:0:3	83	TD	3.4	4.4
	519				1:0:3	83	TD	2.9	6.2
	815	Muro de 2x2 m con castillos exteriores	1:0:3		26	TD	3.0	4.5	
	816		1:0:3	15	TD	1.8	2.8		
	819		1:0:3	29	TD	3.6	3.9		
	801	Muro de 2x2 m con castillos exteriores	Tabique prensado macizo	1:0:3	99	C	1.8	2.4	
	803		1:0:3	99	C	2.7	4.6		
	809		1:0:3	60*	C	2.2	3.7		
	702	2 x 2 Castillos exteriores	Tabique hueco	1:0:3	—	C	1.6	2.3	
	703	2 x 2 Castillos int.		1:0:3	—	C	2.2	2.8	
	810	2 x 2 Castillos int.		1:0:3		C	3.0	4.1	
	811	2 x 2 Castillos Interiores	Tab. Perf.	1:0:3	86	C	3.0	4.1	
	813		S _i C _a	1:0:3	95	C	2.0	2.5	
	817		Tab. hueco	1:0:3	126	C	2.9	3.0	
821	Tab. hueco		1:0:3	—	C	2.3	3.3		
Jorquera	Chór	240 x 240 con castillos exteriores	Tab. recocido	1:0:6	15	TD	-	3.2	
	R 6r		Tab. rejilla	1:0:6	33	TD	-	4.4	
	R 3r		Tab. rejilla	1:0:3	98	TD	-	5.0	
	M 3r		Barro prensado	1:0:3	103	TD	-	4.8	

* Estimado

TABLA 3.5 COMPARACION DE RESISTENCIAS OBTENIDAS EN ENSAYES DE COMPRESION DIAGONAL Y EN VOLADIZO

Fuente	Estructuración	Pieza	v_{agr} en kg/cm^2		$v_{máx}$ en kg/cm^2	
			compresión diagonal	voladizo	compresión diagonal	voladizo
Instituto de Ingeniería ⁵	Muros con refuerzo interior	Bloque de concreto	5.1	2.7	6.7	3.9
			5.2	2.3	6.9	3.0
			5.4	2.6	6.7	5.4
			4.7	2.9	5.2	4.5
			5.9	6.5	3.4	4.4
			4.2	2.9	4.6	6.2
	Muros con castillos	Tabique hueco Tabique prensado	2.2	1.6	2.5	2.3
			2.6	2.2	2.7	2.8
			3.4	1.8		2.4
	Jorquera ²⁴	Muros con castillos	Recocido	-	-	4.2
Rejilla			-	-	6.2	4.4
Rejilla			-	-	7.4	5.0
Prensado			-	-	7.5	4.8

TABLA 3.6 RELACION ENTRE EL ESFUERZO CORTANTE RESISTENTE Y LA RESISTENCIA EN COMPRESION ENSAYES EN VOLADIZO

Fuente	Identificación	Pieza	f_m en kg/cm^2	$\frac{v_{agr}}{\sqrt{f_m}}$	$\frac{v_{máx}}{\sqrt{f_m}}$
2,5 Instituto de Ingeniería	401	Bloque de concreto	60	0.35	0.51
	404		83	0.25	0.33
	501		60	0.34	0.70
	507		83	0.32	0.49
	509		83	0.37	0.48
	519		83	0.32	0.68
	815	Tabique asfáltico	26	0.59	0.88
	816		15	0.46	0.72
	819		29	0.67	0.72
24 Jorquera	Ch3r	Tab.recocido	15	-	0.82
	R 6r	Tab.rejilla	33	-	0.76
	R 3r	Tab.rejilla	98	-	0.50
	M 3r	Prensado	103	-	0.48

TABLA 3.7 COMPARACION DE RESISTENCIA DE MUROS EN VOLADIZO Y MURETES EN COMPRESION DIAGONAL

Identificación	Material	v_{CD} kg/cm ²	$\frac{v_{agr}}{v_{CD}}$	$\frac{v_{máx}}{v_{CD}}$	Tipo de Falla
401	Bloque de concreto	5.8	0.47	0.67	T
404		5.8	0.40	0.52	T
501		5.8	0.45	0.93	T
507		5.8	0.50	0.78	T
509		5.8	0.58	0.76	T
519		5.8	0.50	1.06	T
815	Tabique asfáltico	6.0	0.50	0.76	T
816		5.9	0.31	0.47	T
819		5.9	0.61	0.66	T
801	Tabique prensado macizo	7.0	0.26	0.34	C
803		7.0	0.39	0.65	C
809		7.0	0.31	0.53	C
702	Tabique hueco	3.4	0.47	0.68	C
703		3.4	0.65	0.81	C
810		3.4	0.68	0.71	C
811		5.8	0.52	0.71	C
813		6.4	0.31	0.39	C
817		5.5	0.53	0.55	C
821		7.3	0.31	0.45	C

TABLA 3.8 EFECTO DE LA FORMA DEL MURO EN LA RESISTENCIA ANTE CARGAS LATERALES

Fuente	Estructuración	Tipo de ensaye	Pieza	Mortero	Precompresión kg/cm ²	H/L	V _{exp} kg/cm ²
Simms ¹⁴	No reforzado	Voladizo	Tabique macizo	1:1:6	10.5	0.5 1	10 7
Williams ¹⁷	Refuerzo interior	Voladizo	Bloque co ncreto	1:1/2:5	17.7	0.5 1 2	16.6 11.7 9.7
Simms ¹⁴	No reforzado	Compresión diagonal	Tabique macizo	1:1:6	--	0.5 1 2	3.2 5.3 8.5
Polyakov ²²	Con marco	Compresión diagonal	Tabique hueco	1:03:5	--	0.67 1	3.2 4.0
			Tab .macizo doble	1:03:5	--	0.67 1	4.3 6.3

TABLA 3.9 EFECTO DE LA RESISTENCIA EN CORTANTE DE LAS COLUMNAS EN LA CAPACIDAD MAXIMA DEL MURO

Fuente	Identificación	Caracterfsticas del muro	Tipo de columna	V _{agr} ton	V _{máx} ton	V calculado* de columnas
Salgado ²	801	Tabique macizo 2 x 2 m	7 x 14 E # 2@20	4.3	5	3.5
	803		12 x 14 E # 2@20	6.4	11	7.2
Fórató ²⁶	S2H		7.5 x 7.5 cm	1.1	2.3	1.8
	S2I		7.5 x 7.5 cm	1.1	2.9	1.8
Esteva ⁶	101	Tabique macizo	25 x 40 E# 2 @15	40	40	29
	102	3 x 3 m	25 x 40 E# 1 @10	25	44	34
	104	3 x 3 m	15 x 20 E# 2 @15	31	33	8
	105	3 x 3 m	15 x 20 E# 2 @10	24	24	11
	106	Bloque hueco	15 x 20 E# 2 @10	19	30	11
	107	ligero	15 x 20 E# 2 @10	15	17	13
	108	ligero	25 x 40 E# 2 @10	12	28	35
Hernández ⁷	1	Tabique macizo	15 x 13 E# 2 @12	8.6	11.3	9.1
	2	Tabique macizo	7 x 13	8.5	8.5	2.2
	3	Tabique hueco	15 x 13 E# 2 @12	5.2	7.9	8.7
	4	Tabique hueco	7 x 13	7.4	7.5	2.3
	7	Tabique hueco	15 x 13 E# 2 @12	13.6	14.1	9.6
	11	Tabique hueco	15 x 13 E# 2 @12	8.5	11.3	8.2
	16	Tabique hueco	15 x 12 E# 2 @12	8.6	11.1	8.7

TABLA 3.10 EFECTO DEL REFUERZO INTERIOR EN LA RESISTENCIA. ENSAYES DE COMPRESION DIAGONAL

Autor	Identificación	Dimensiones del muro, en cm	Proporción mortero cemento-cal-arena	Resistencia de la pieza, en kg/cm ²	Resistencia interior, en kg/cm ²	Refuerzo interior, número de huecos llenados* y varillas de refuerzo			Modo de falla	Esfuerzo de agrietamiento, en kg/cm ²	Esfuerzo máximo, en kg/cm ²
						En cada extremo	vertical interior	horizontal			
S	C1					---	---	---	C	2.2	3.9
C	C10					---	---	1 con 2 No 5 y 4		3.4	4.0
R	C7	240 x 260 x 15	1:1/10:4	145	320	1 con 1 No 5	---	1 con 2 No 4		5.7	6.8
I	C8					1 con 1 No 5	1 con 1 No 4	1 con 1 No 4		6.2	6.8
V	C9					1 con 1 No 5	2 con 1 No 4	---		7.4	7.9
E	C3					1 con 1 No 5	3 con 1 No 4	---		6.8	7.9
N	D2					1 con 1 No 5	---	---	C	4.5	9.6
E	D11			190	365	1 con 1 No 5 y 4	---	---		5.1	9.2
R	D12					1 con 1 No 5	3 con 1 No 4	1 con 2 No 4		8.5	14.7
15	D4					1 con 1 No 5	3 con 1 No 4	2 con 2 No 4		9.1	>15.9
	D13					1 con 1 No 5	3 con 1 No 5	1 con 1 No 5 y 1 con 2 No 5		6.2	13.6
	D14					1 con 1 No 5	3 con 1 No 5	2 con 2 No 5		6.8	15.9
Jerque- 24 23	B35 1a3	240 x 240 x 15		41	---	---	---	---	TD	---	5.8
	B35 4a6	240 x 240 x 20	1:0:3	49	---	---	---	---	TD	---	5.3
	B3A	240 x 240 x 20		64	106	1 con 1 No 3	6 con 1 No 3	5 No 3**	TD	8.7	8.9
Meli 1	301	320 x 285			230	2 con 2 No 4	3 con 1 No 3	---	TD	5.1	6.7
Zeevaert	302	320 x 285	1:0:3	125	120	2 con 2 No 4	3 con 2 No 3	---	TD	5.2	6.9
	303	320 x 285			300	2 con 2 No 4	3 con 1 No 3	2 No 3**	TD	5.4	6.7
	307	320 x 285			125	2 con 2 No 4	3 con 1 No 3	---	TD	5.9	6.5

* La notación del refuerzo interior 1 con 2 No 5 indica un hueco relleno de mortero con 1 varilla No 5

** Este refuerzo se colocó en las juntas horizontales

*** Cada valor es promedio de 3 ensayos

Esfuerzos sobre áreas brutas

TABLA 3.11 EFECTO DEL REFUERZO INTERIOR EN LA RESISTENCIA. ENSAYES EN VOLADIZO.

Autor	Identificación	Dimensiones l x h x t, en cm	Proporción mortero cemento:cal:arena	Resistencia piezas, f _p , en kg/cm ²	Resistencia colado, en kg/cm ²	Refuerzo Interior			Modo de falla	Esfuerzo de agrietamiento, en kg/cm ²	Esfuerzo máximo, en kg/cm ²
						Extremo	Vertical intermedio	Horizontal intermedio			
Meli Zeevaert ¹	309				220	2 con 2 No 4	3 con 1 No 3	-- --	TD	4,1	4,2
	317	320 x 285 x 15	1:0:3	70	230	2 con 4 con 4*	3 con 1 No 3	-- --	TD	3,7	5,3
	318				310	2 con 2 No 4*	3 con 1 No 3	-- --	TD	2,8	4,6
Meli Salgado ²	401				300	2 con 2 No 5	-- --	-- --	TD	2,7	3,8
	403	280 x 280 x 15	1:0:3	70	180	2 con 2 No 5	3 con 1 No 3	-- --	TD	3,6	3,9
	404				200	2 con 2 No 5	-- --	-- --	TD	2,3	3,0
	411			80	125	2 con 2 No 4	6 con 1 No 3	3 con 2 No 4	TD	5,8	10,4
Reyes ⁵	501				300	2 con 2 No 5	-- --	-- --	TD	2,6	5,4
	507	200 x 200 x 15	1:0:3	80	200	2 con 2 No 5	-- --	-- --	TD	2,9	4,5
	508				100	2 con 2 No 5	2 con 1 No 4	-- --	TD	3,8	6,7
	509				85	2 con 2 No 4	-- --	-- --	TD	4,0	4,3
Reyes ⁵	515				120	2 con 2 No 5	** 2 No 4	-- --	TD	5,0	11,9
	516	200 x 200 x 15	1:0:3	80	115	2 con 2 No 5	2 con 1 No 3	-- --	TD	3,9	6,4
	521				160	2 con 2 No 5	3 con 1 No 4	2 con 2 No 4	TD	4,3	7,7
	522				100	2 con 2 No 5	3 con 1 No 3	3 con 2 No 4	TD	4,7	12,0
	523				120	2 con 2 No 5	2 con 2 No 3	4 con 2 No 4	TD	7,6	>12,4
	524				95	2 con 2 No 5	3 con 1 No 3	4 con 2 No 4	TD	--	>12,4

* Este refuerzo llevaba estribos No 4 @ 8 cm

** El colado llenaba todos los huecos verticales y solo en dos de los huecos había refuerzo

T-6
M
DES

TABLA 3.12 ENSAYES A CARGA LATERAL DE MUROS DE TABIQUE HUECO DE BARRO. EFECTO DEL REFUERZO INTERIOR

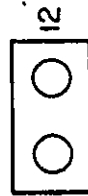
Fuente	Identificación	Dimensiones l x h x t, en cm	Proporción mortero	Resistencia pieza, en kg/cm ²	Resistencia colado interior, en kg/cm ²	Refuerzo interior vertical		Modo de falla	Esfuerzo de agrietamiento, en kg/cm ²	Esfuerzo máximo, en kg/cm ²
						Extremo	Intermedio			
Ref 1	305*	320 x 265 x 12			205	2 con 2 No 4***	3 con 2 No 3		2.3	2.7
Ref 2	709*	200 x 200 x 12			170	2 con 2 No 5	---		2.6	2.7
	702	200 x 200 x 12	1:0:3	205	330	2 con 2 No 5	---		1.6	2.4
	703	200 x 200 x 12			180	2 con 2 No 5	---		2.2	2.8
	706	200 x 200 x 12			150	2 con 1 No 5	---		1.8	2.1
	708	200 x 200 x 12			170	2 con 2 No 5	3 con 1 No 5		3.7	5.2
Ref 5	808**	200 x 200 x 12			40	2 con 2 No 4	3 con 1 No 5	Fuerza tangencial en las juntas	3.8	4.3

* Ensayes en compresión diagonal, todos los demás en voladizo

** Todos los huecos rellenos con lechada de cemento arena en proporción 1:6

*** 2 con 2 Nr 4, indica que se rellenaron 2 huecos, con 2 varillas No 4 en cada hueco

Tabique empleado:



24

TABLA 3.13 EFECTO DE LA CARGA VERTICAL EN LA RESISTENCIA DE MUROS ANTE CARGAS LATERALES

Identificación	Material	V_0 en ton		W en ton	V_W en ton.		$(V_W - V_0)/W$	
		Agriet.	Máx		Agriet.	Máx.	Agriet.	Máx.
504	Bloque de concreto	7.9	16.2	5	10.9	15.1	0.61	-0.02
505		7.9	16.2	10	13.2	24.2	0.53	0.79
506		7.9	16.2	20	17.1	29.1	0.46	0.65
511		7.9	16.2	30	18.4	34.3	0.35	0.61
704	Tabique hueco	5.4	6.8	15	10.9	12.8	0.37	0.40
705	Tab. hueco	5.4	6.8	30	11.9	19.6	0.22	0.43
802	Tab. macizo	4.4	5.8	7	11.4	13.4	0.86	1.08
806	Tab. hueco	6.3	7.6	25	14.5	20.6	0.33	0.52
812	Tab. perforado	6.9	9.4	15	11.9	13.4	0.33	0.26
814	Sílico-calcáreo	4.6	5.8	15	11.8	13.2	0.48	0.49
818	Tab. hueco	6.6	7.3	15	12.3	12.3	0.35	0.33
820	Asfáltico	9.7	10.5	15	13.2	16.0	0.23	0.36
822	Tab. hueco	5.1	7.4	15	9.5	10.5	0.29	0.21

Promedio 0.40 0.47

V_0 = carga lateral resistida por un muro sin cargas verticales

V_W = carga lateral resistida por un muro idéntico pero con una carga vertical igual a W

TABLA 3.14 RIGIDEZ DE MUROS ENSAYADOS EN COMPRESION DIAGONAL

Fuente	Identificación	Pieza	Estructuración	f_m kg/cm ²	E kg/cm ²	$G = \frac{V}{\gamma}$ kg/cm ²
Instituto de Ingeniería ¹	301	Bloque concreto	Rfzo. Int.	60	50,000	6,000
	302	Bloque concreto	Rfzo. Int.	60	50,000	4,400
	303	Bloque concreto	Rfzo. Int.	60	50,000	4,600
	307	Bloque concreto	Rfzo. Int.	60	50,000	6,000
	305	Tab. hueco	Rfzo. Int.	50	20,000	1,900
Inst. de Ingeniería ²	709	Tab. hueco	Rfzo. Int.	50	20,000	3,100
	804	Tab. macizo	castillos	30	10,000	1,300
Instituto de Ingeniería ⁷	I 103	Tab. Recocado	castillos	23	8,000	2,500
	II 103	Tab. Recocado	castillos	46	50,000	12,000
	II 129	Tab. Recocado	castillos	26	12,000	6,700
	III 129	Rejilla	castillos	86	48,000	6,700
	VI 103	Rejilla	castillos	212	130,000	13,000
	VI 129	Rejilla	castillos	150	50,000	4,000
	IV 103	Panal	castillos	108	44,000	4,100
	V 103	Hueco	castillos	74	33,000	11,000
	V 129	Hueco	castillos	63	48,000	7,300
VIII 103	Hueco	castillos	121	81,000	5,600	
IX 103	Hueco	castillos	84	43,000	5,200	
Jorquera ²⁴	Ch6S	Tab. Recocado	castillos	15	---	3,500
	R35	Rejilla	castillos	98	---	6,500
	R6S	Rejilla	castillos	33	---	6,500
	M3S	Pres. macizo	castillos	103	---	2,200
	B3S	Bloque concreto	Rfzo. Int.	54	---	8,000
Scrivener ¹⁵	C1	Bloque concreto	No reforzado	90	---	10,000

TABLA 3.15 RIGIDEZ DE MUROS ENSAYADOS EN VOLADIZO

Estructuración	Material	Tipo de falla	Carga vertical kg/cm ²	Rígidez V/γ ² kg/cm ²	Otras características
Refuerzo interior	Bloque de concreto	Flexión	0	2000	Refuerzo solo en hueco extremos
			3.5	4000	
			10	8000	
		Cortante	0	1800	
			3.5	3200	
			10	6000	
	Tabique hueco	Cortante	0	2900	Rfzo. solo en huecos extremos
			6	5800	
			12.5	4200	
			0	3100	Rfzo. intermedio
Castillos exteriores	Tabique hueco	Cortante	0	3500	Rfzo. extremo
			0	2600	Rfzo. intermedio
	Tabique macizo	Cortante	0	2400	
			3	4300	
	Tabique perforado	Cortante	0	2300	
			3	2800	
	Tabique hueco	Cortante	0	2900	
			3	5900	
	Sílico calcáreo	Cortante	0	1700	
			3	4000	

TABLA 3.16 PARAMETROS DE LA CURVA CARGA-DEFORMACION DE MUROS DE MAMPOSTERIA

Estructuración	Tipo de pieza	Otras Características	Precom presión kg/cm ²	Resistencia, ton		Rígidez inicial ton/rad	β	α_1	α_2
				Agrieta miento	Máximo				
Refuerzo Interior	Bloque de concreto	Falla por flexión	0	-	8.5	2,000	0.65	1.3	6
			3.5	-	14.4	4,000	0.45	2.2	7
			10	-	32.3	8,000	0.50	3.5	4
		Falla por cortante	0	8.7	13.5	1,800	0.65	1.5	2
			3.5	13.1	23	3,200	0.55	1.75	2
			10	18.4	32	6,000	0.45	2.5	3
	Rfzo. Int.	0	11.3	20	3,300	0.6	1.75	3.2	
	Todos los huecos colados	0	15.1	35	4,200	0.5	2	2.7	
	Tabique hueco	Falla por cortante Extremo reforzados	0	5.3	7.3	2,900	0.5	2	4.5
			6	10.9	13.3	5,800	0.6	2	4
			12.5	11.9	19.6	4,200	0.6	1.75	1.75
	Rfzo. Int.	0	8.9	12.5	4,500	0.6	2	3	
Castillos y Dalas	Tabique hueco		0	6.3	7.5	3,500	0.6	4	6
		Rfzo. Int.	0	9.2	12.7	2,600	0.65	3	4
	Tabique macizo	Falla por cortante	0	5.2	8.8	2,400	0.7	2	-
			3	11.6	13.4	4,300	0.5	2	6
	Tabique rejilla	Falla por cortante	0	6.9	9.3	2,308	0.4	3	6
			3	11.9	13.7	2,800	0.5	1.5	4
	Tabique hueco	Falla por cortante	0	6.6	7.3	2,900	0.6	2.5	7
			3	12.3	12.3	5,900	0.6	2	5
Tabique colado	Falla por cortante	0	4.6	5.8	1,700	0.5	2.5	4	
		3	11.8	13.1	4,000	0.4	2	7	

TABLA 4.1 · PARAMETROS EXPERIMENTALES PARA LOS CICLOS HISTERETICOS

Estructuración	Pieza	Tipo de falla	Carga vertical	Identif. ensaye	Deformación máxima del ciclo	$\frac{V_h}{V_o}$	$\frac{E_h}{E_o}$	$\frac{E A_n}{E A_o}$	ν_{eq}	
Refuerzo Interior	Bloque concreto	Flexión	No	405	0.0015 0.0030 0.0100	100 90 50	95 75 30	80 70 20	50 40 40	
			Sí	406	0.0020 0.0050	100 90	90 70	80 60	50 50	
		Cortante	No	318 309	0.0015 0.0040	60 25	50 15	30 5	10 30	
			Sí	311 314	0.0020 0.0035	70 50	50 40	30 25	10 30	
		Tabique hueco	Cortante	No	303	0.0020	30	30	20	40
				Sí	304	0.0020	50	50	40	40
	Castillos	Tabique macizo	Cortante	No	901	0.0010 0.0030	90 70	90 60	80 40	10 30
				Sí	902	0.0010 0.0025	100 100	90 80	80 60	10 30
Marco	Tab. macizo	Cortante	Sí	251.12	0.0150	70	50	40	40	

Los parámetros se definen en la fig 4.7

TABLA 4.1 PARAMETROS EXPERIMENTALES PARA LOS CICLOS HISTERETICOS

estructuración	Pieza	Tipo de falla	Carga vertical	Identif. ensaye	Deformación máxima del ciclo	$\frac{V_h}{V_o}$	$\frac{E_h}{E_o}$	$\frac{E A_n}{E A_o}$	ν_{eq}
Refuerzo Interior	Bloque concreto	Flexión	No	405	0.0015	100	95	80	50
					0.0030	90	75	70	40
		Cortante	No	318 309	0.0015	60	50	30	10
					0.0040	25	15	5	30
	Tabique hueco	Cortante	No	303	0.0020	30	30	20	40
					0.0020	50	50	40	40
		Cortante	Sí	311 314	0.0020	70	50	30	10
					0.0035	50	40	25	30
Castillos	Tabique macizo	Cortante	No	901	0.0010	90	90	80	10
					0.0030	70	60	40	30
		Cortante	Sí	902	0.0010	100	90	80	10
					0.0025	100	80	60	30
Marco	Tab. macizo	Cortante	Sí	251.12	0.0150	70	50	40	40

parámetros se definen en la fig 4.7

TABLA 4.2 VALORES PROPUESTOS PARA LOS PARAMETROS QUE DEFINEN EL MODELO ANALITICO

Estructuración	Falla	Carga vertical	β	α_1	α_2	ETAPA I		ETAPA II	
						V_H/V_0	EA_H/EA_0	V/V_0	EA_H/EA_0
REFUERZO INTERIOR	Flexión	No	0.6	1.5	4	1.0	0.8	0.8	0.5
		Si	0.5	2	3	1.0	0.9	0.9	0.7
	Cortante	No	0.6	1.5	3	0.8	0.4	0.4	0.15
		Si	0.5	2	2	0.8	0.5	0.5	0.3
CASTILLOS	Flexión	No-Si	0.6	1.5	6	1.0	0.9	0.9	0.7
	Cortante	No	0.6	2	4	0.9	0.9	0.7	0.4
		Si	0.5	2	3	1.0	0.7	0.8	0.5
MURO DIAFRAGMA	Pza.macizas	No	0.6	2	4	1.0	0.8	0.8	0.5
	Pza.huecas	Si	0.6	2	3	0.9	0.7	0.7	0.4

Los parámetros β , α_1 y α_2 se definen en la fig 3.12

Los parámetros V/V_0 y EA_H/EA_0 se definen en la fig 4.8

La etapa I es la correspondiente al tramo entre la carga de agrietamiento y la máxima, la etapa II corresponde al tramo entre la carga máxima y la falla.

TABLA 5.1 VALORES DE DISEÑO DE LAS PROPIEDADES DE LA MAMPOSTERIA

Tipo de pieza	Mortero tipo *	f_m^* en kg/cm ²	v^* en kg/cm ²	E^* en kg/cm ²	G^* en kg/cm ²
Tabique recocido $f_p^* \geq 40$ kg/cm ²	I	15	4.5	6,000	3,000
	II	15	4.0	6,000	3,000
	III	15	3.5	6,000	2,000
Bloque de concreto tipo pesado $f_p^* \geq 50$ kg/cm ²	I	30	5.0	20,000	5,000
	II	25	4.0	15,000	4,000
	III	25	4.0	15,000	4,000
Tabicón de concreto $f_p^* \geq 35$ kg/cm ²	I	20		10,000	4,000
	II	15		8,000	3,000
	III	15	2.0	8,000	3,000
Tabique extruido huecos verticales $f_p^* \geq 120$ kg/cm ²	I	40	3.0	20,000	6,000
	II	35	2.5	15,000	5,000
	III	30	2.0	15,000	4,000
Tabique extruido panal o rejilla $f_p^* \geq 120$ kg/cm ²	I	40	4.5	20,000	6,000
	II	35	4.0	15,000	5,000
	III	30	3.5	15,000	4,000
Tabique Silico Calcareo $f_p^* \geq 150$ kg/cm ²	I	50	5.0	30,000	9,000
	II	40	4.5	25,000	8,000
	III	35	4.0	20,000	7,000

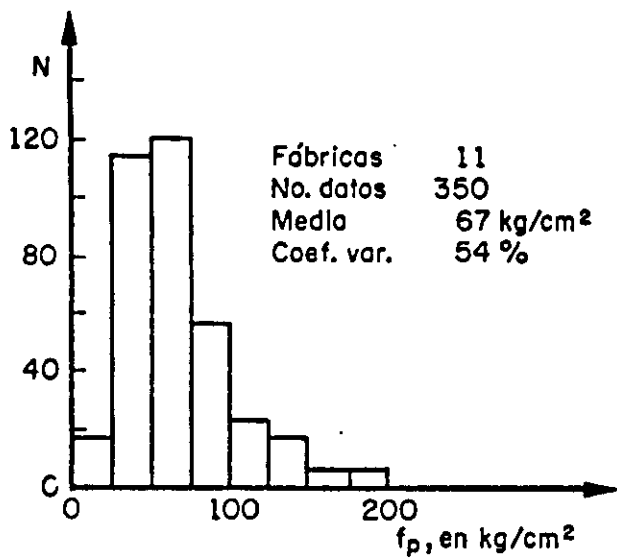
f_p^* resistencia en compresión de la pieza

f_m^* resistencia en compresión de la mampostería

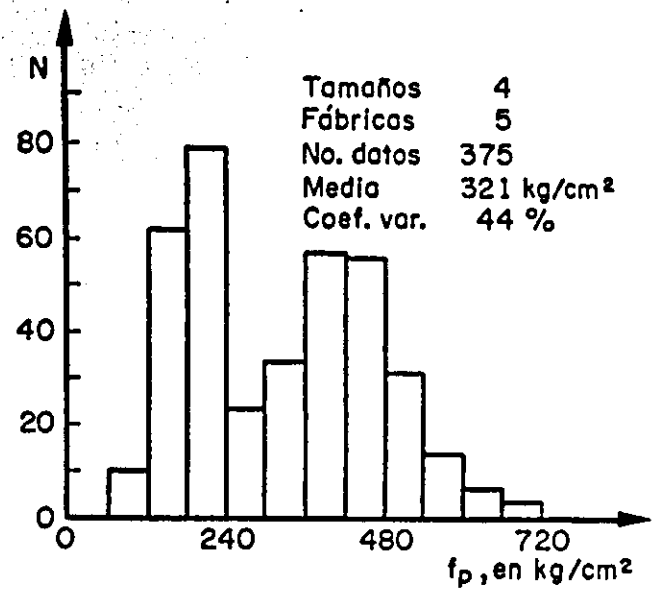
v esfuerzo cortante medio resistente de la mampostería

Todos los esfuerzos sobre área bruta

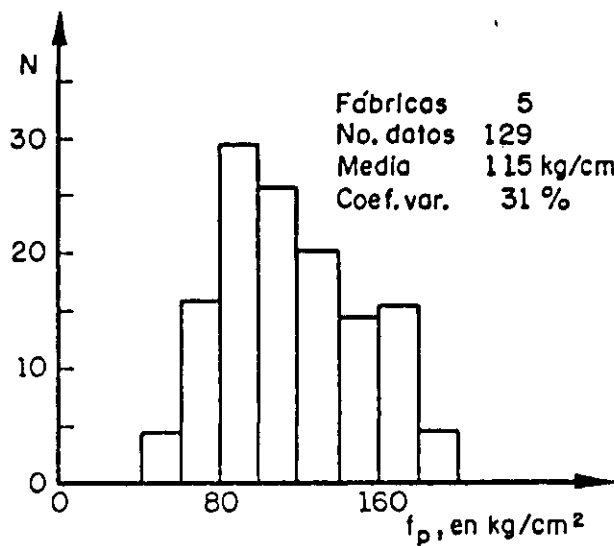
Morteros Tipo I 1:0:3 Cemento-cal-arena $f_b^* \geq 150$ kg/cm²
 Tipo II 1:1/2:4 1/2 Cemento-cal-arena $f_b^* \geq 70$ kg/cm²
 Tipo III 1:1:6 Cemento-cal-arena $f_b^* \geq 40$ kg/cm²



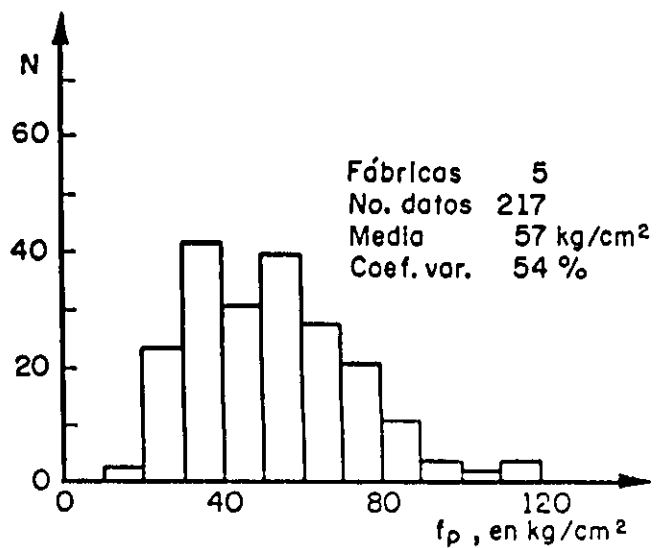
a) Tabique rojo



b) Tabique extruido, huecos verticales

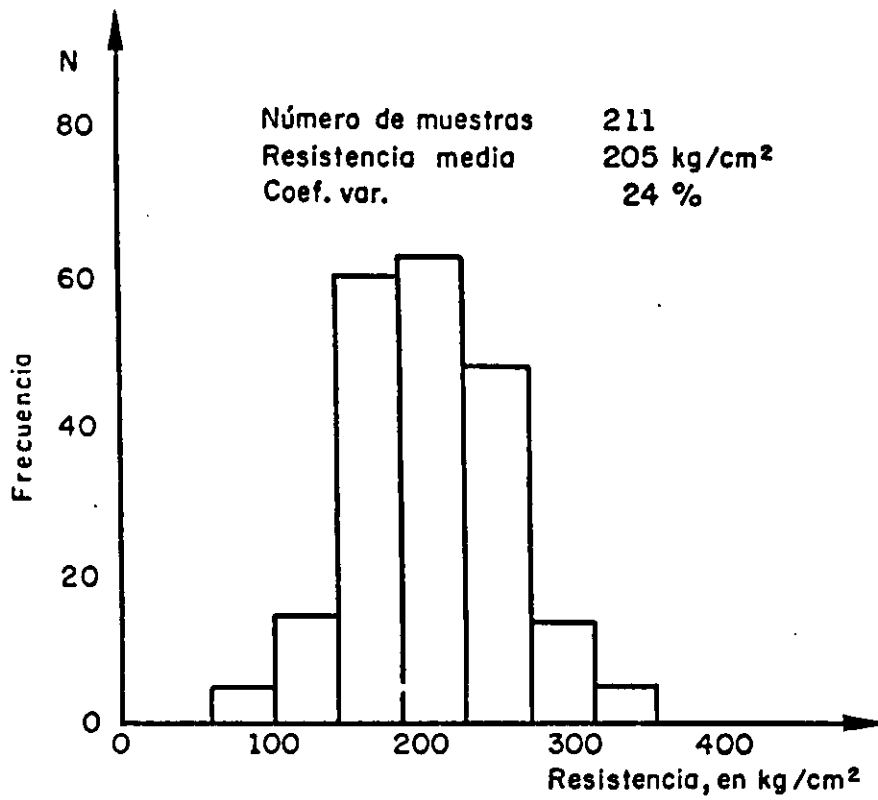


c) Bloque concreto pesado

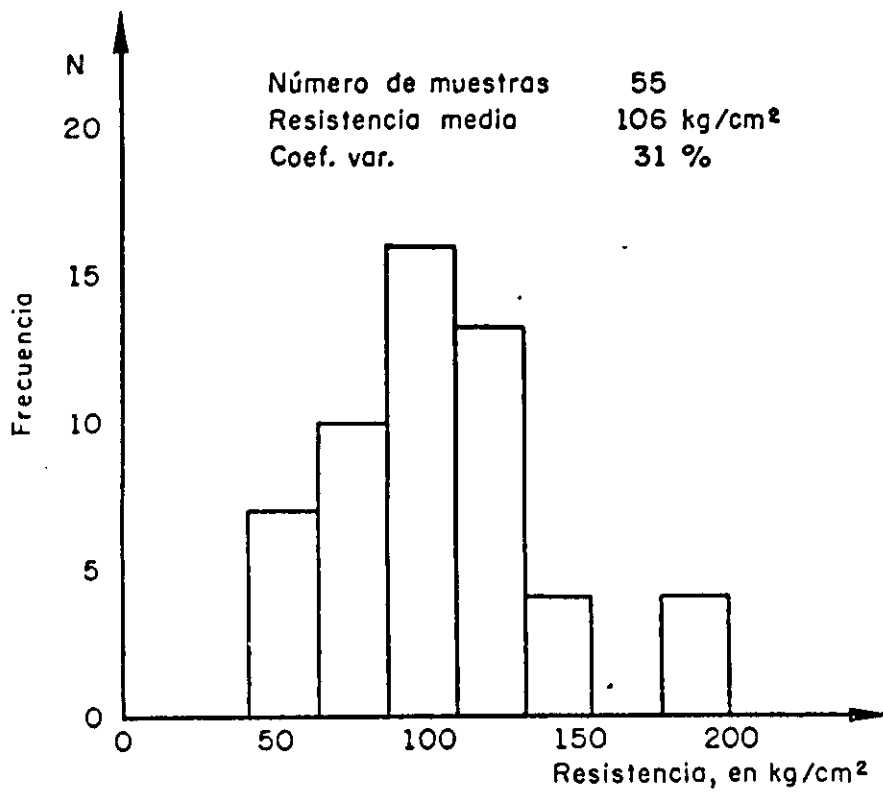


d) Tabicón

Fig 2.1 Histogramas de las resistencias de las piezas

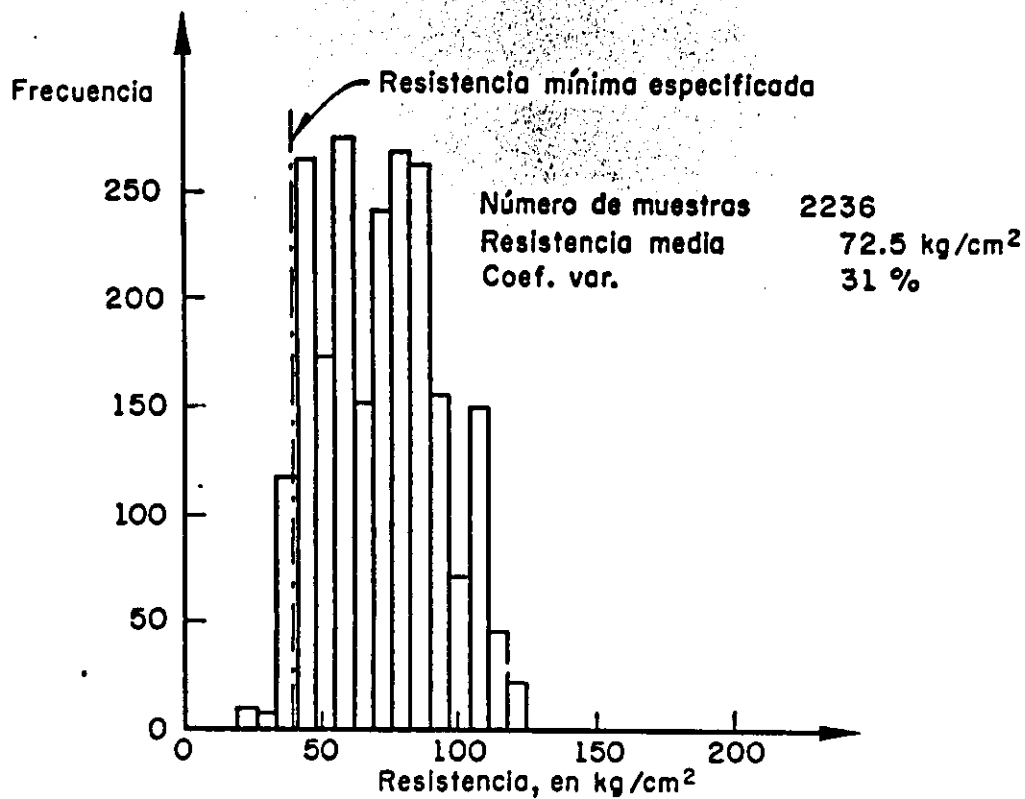


a) Mortero cemento - arena 1:3

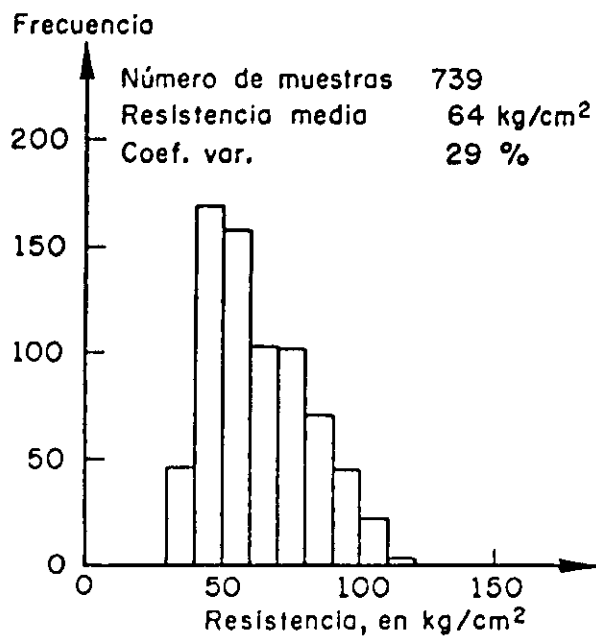


b) Mortero cemento - arena 1:6

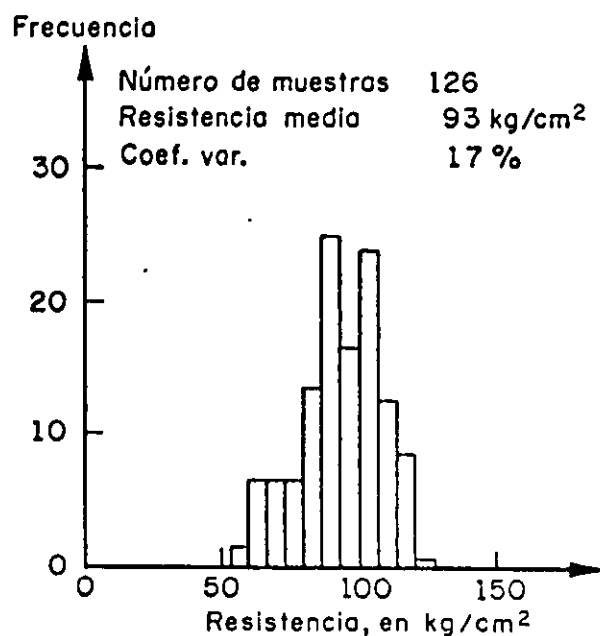
Fig 2.2 Histogramas de resistencias de morteros fabricados en laboratorio



a) Todas las constructoras

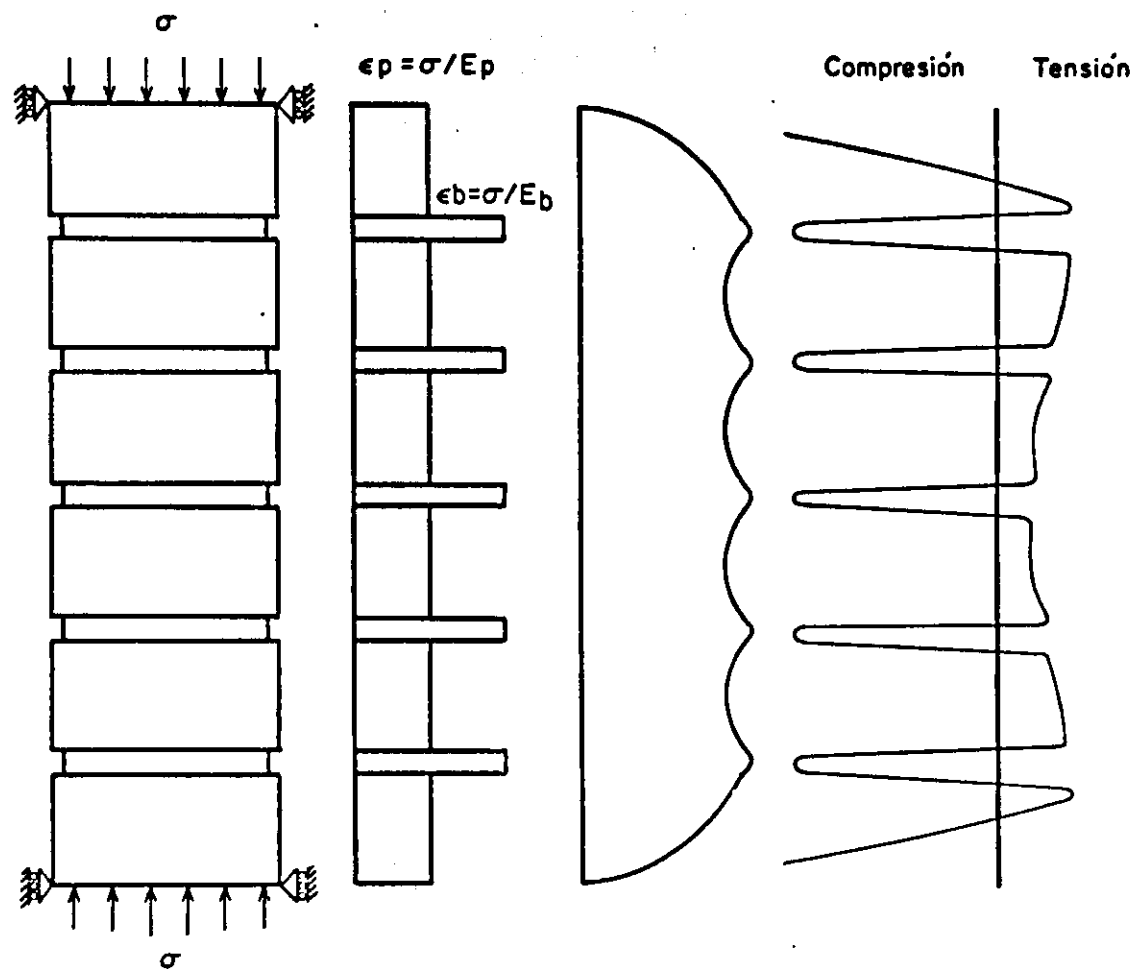


b) Constructora G



c) Constructora E

Fig 2.3 Histogramas de resistencia de morteros muestreados en obra



a) Espécimen analizado

b) Deformaciones transversales sin considerar restricciones

c) Deformaciones transversales obtenidas del análisis, considerando continuidad en las juntas

d) Esfuerzos transversales en la sección central de la pila

Fig 2.4 Analisis de esfuerzos en una pila sujeta a compresión

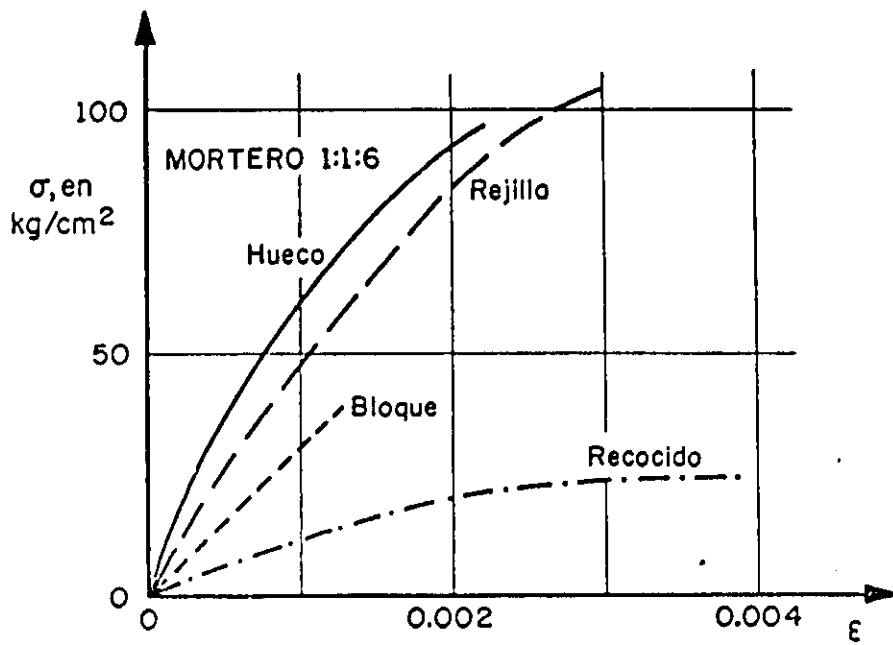
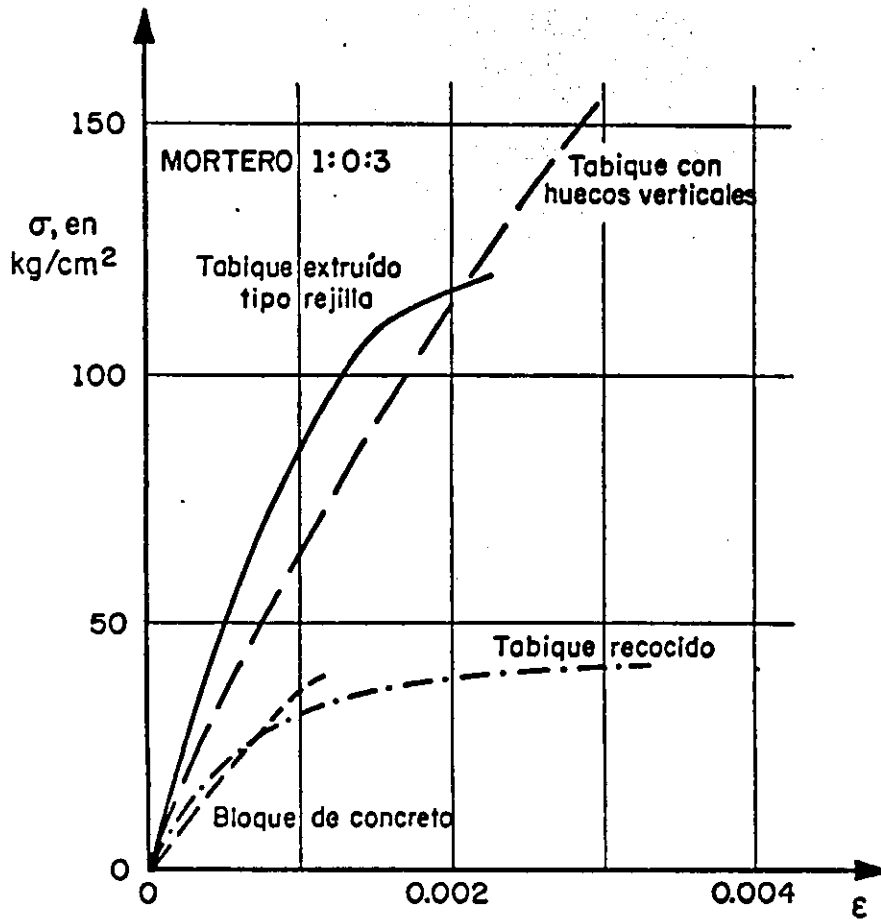
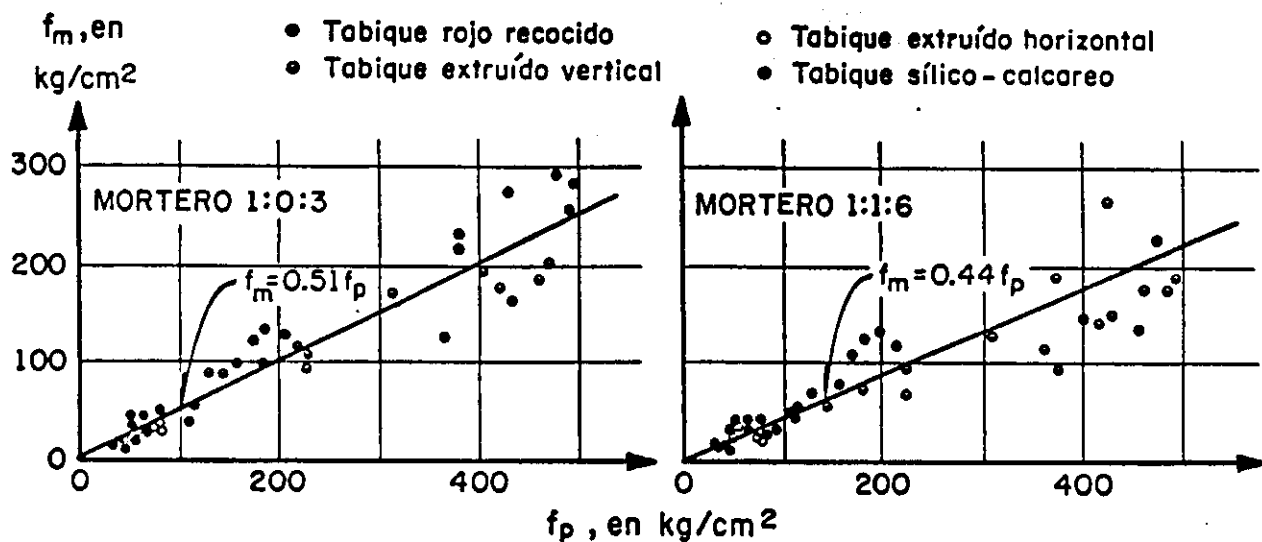
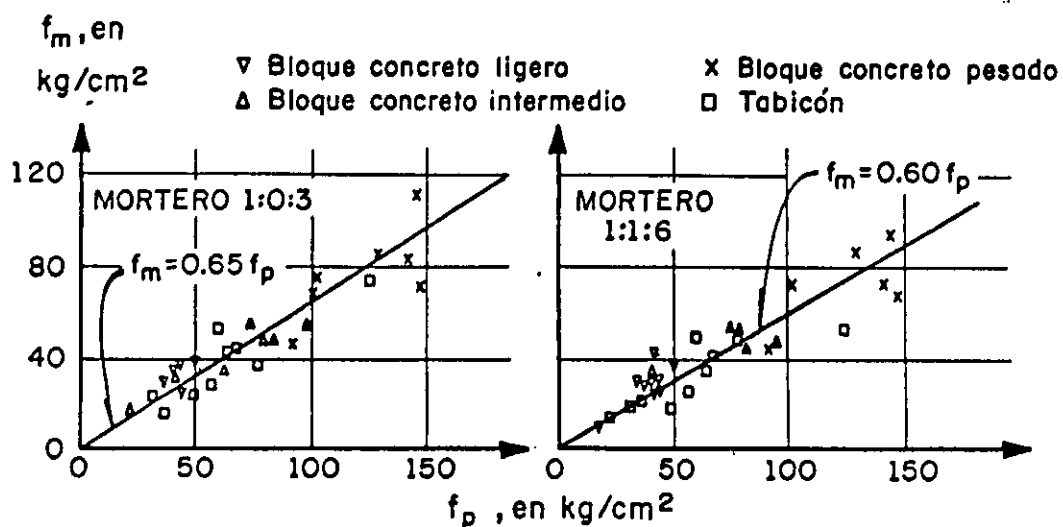


Fig 2.5 Curvas esfuerzo - deformación de pilas en compresión

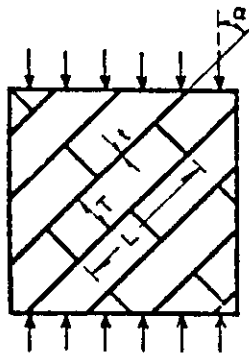


a) Piezas de barro y silico-calcareas



b) Piezas de concreto

Fig 2.6 Relación entre resistencia de pilas y de piezas

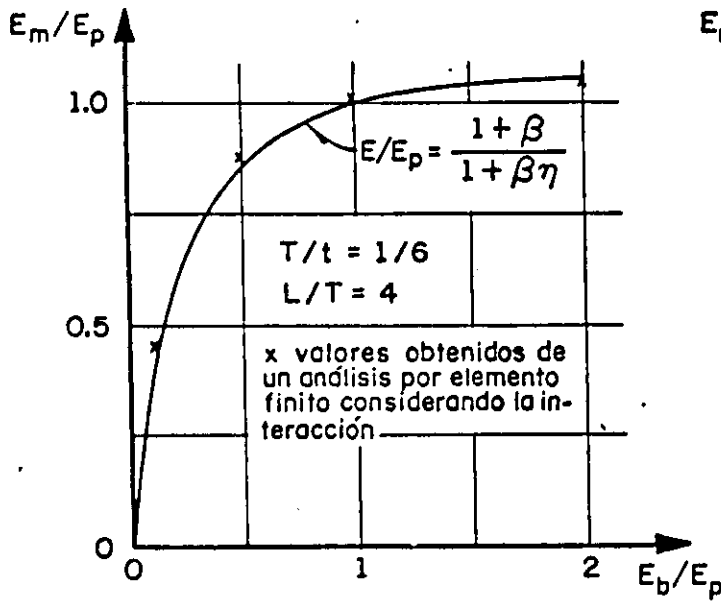


$$\frac{E_m}{E_p} = \frac{[\gamma \cos \alpha + \sin \alpha + \beta (\sin \alpha + \cos \alpha)]}{\eta \cos \alpha + \sin \alpha + \beta / \eta (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

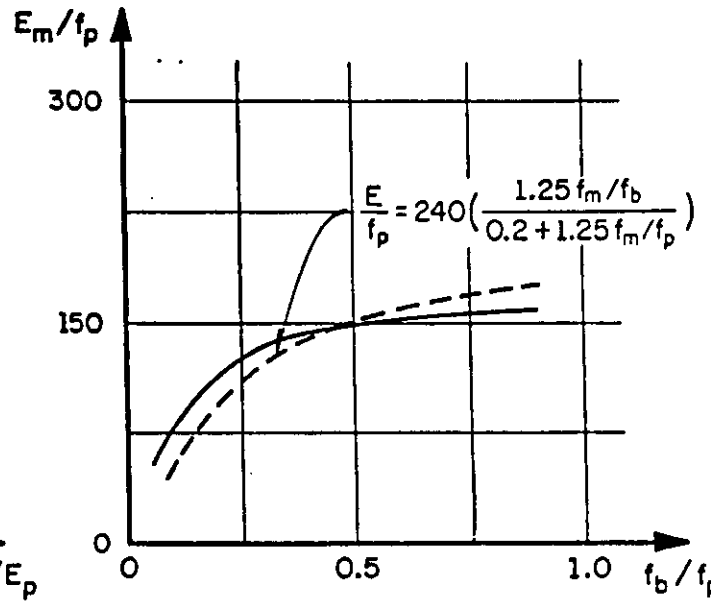
si $\alpha = 0^\circ$, $E/E_p = \frac{\gamma + \beta}{\gamma + \beta/\eta}$, $\beta = t/T$
 $\gamma = L/T$

si $\alpha = 90^\circ$, $E/E_p = \frac{1 + \beta}{1 + \beta/\eta}$, $\eta = E_b/E_p$

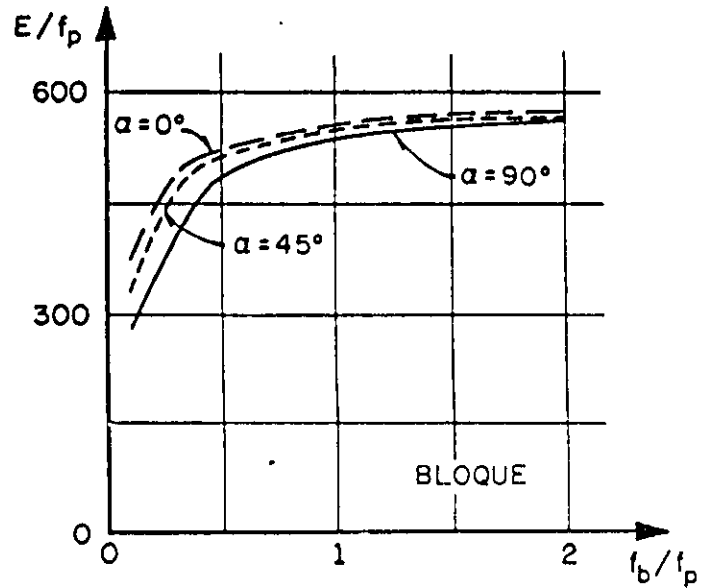
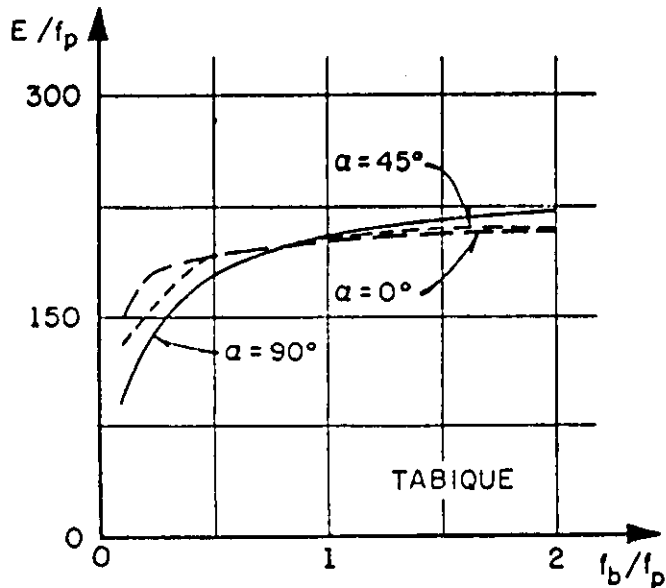
a) Módulo de elasticidad de la mampostería en distintas direcciones (sin considerar interacción entre pieza y mortero)



b) Comparación de soluciones

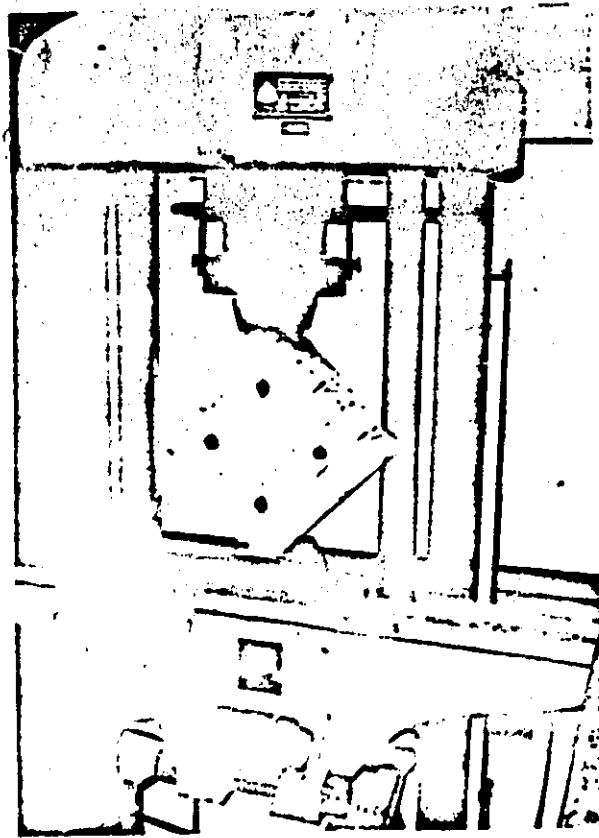


c) Relación entre el módulo de elasticidad del conjunto y la resistencia de los materiales

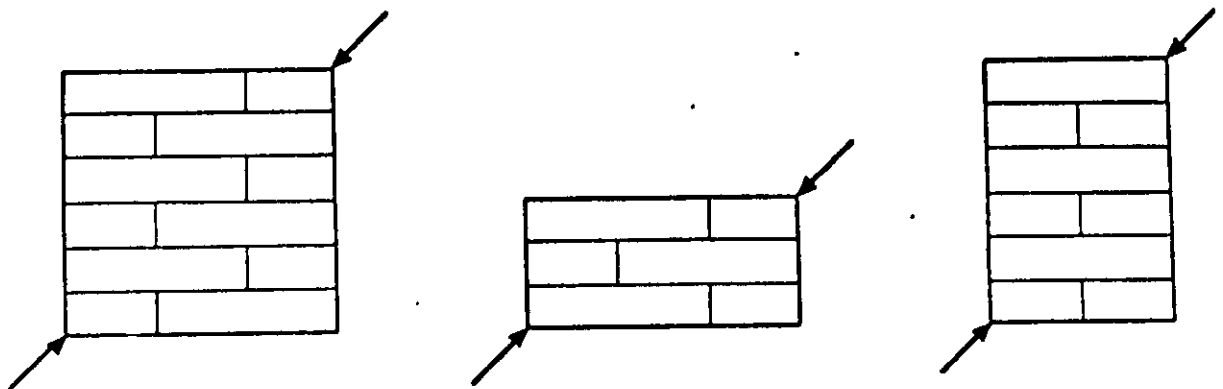


d) Efecto de la dirección de los esfuerzos en el módulo de elasticidad

Fig 2.7 Módulo de elasticidad de la mampostería en distintas direcciones

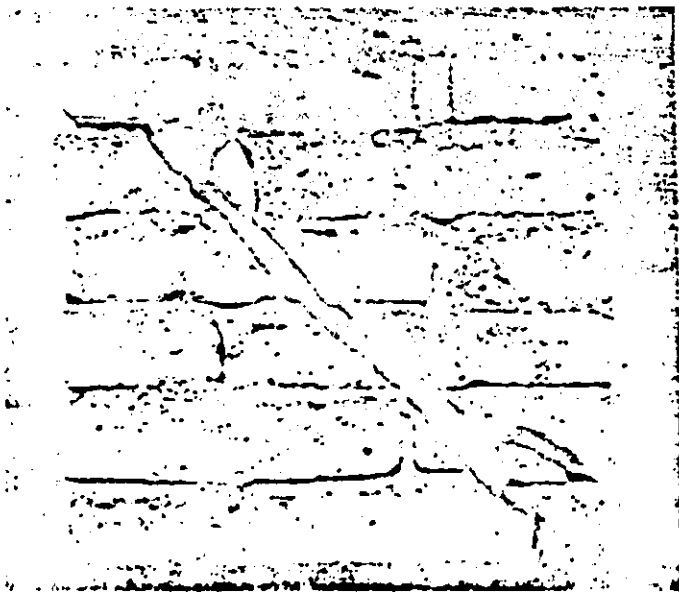


a) Disposición del ensaye

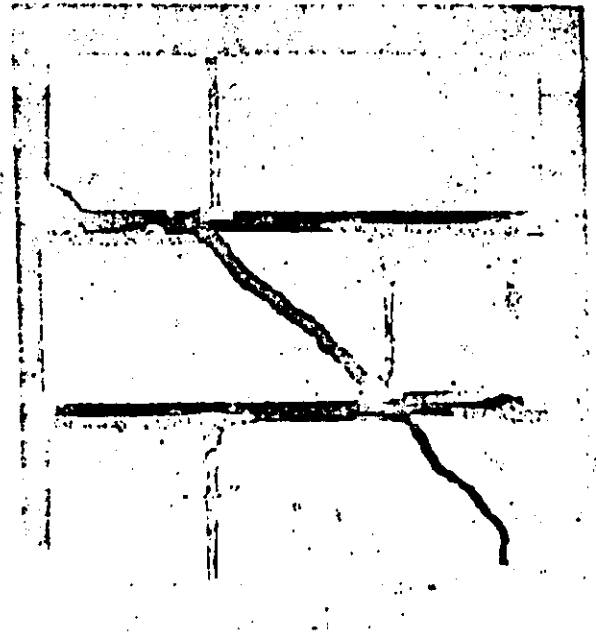


b) Especímenes con distintas relaciones de lados

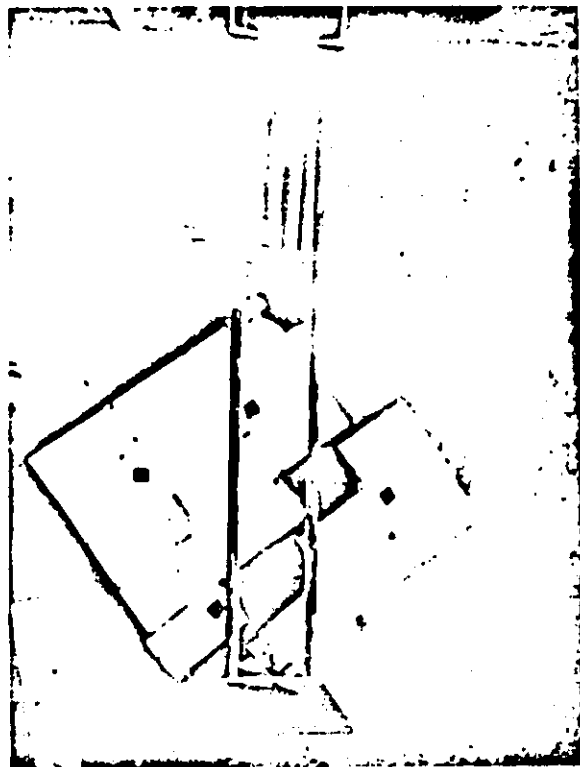
Fig 2.8 Ensaye de compresión diagonal



a) Fallo por las piezas



b) Fallo mixta



c) Fallo por las juntas

Fig 2.9 Modos de falla de ensayos de compresión diagonal

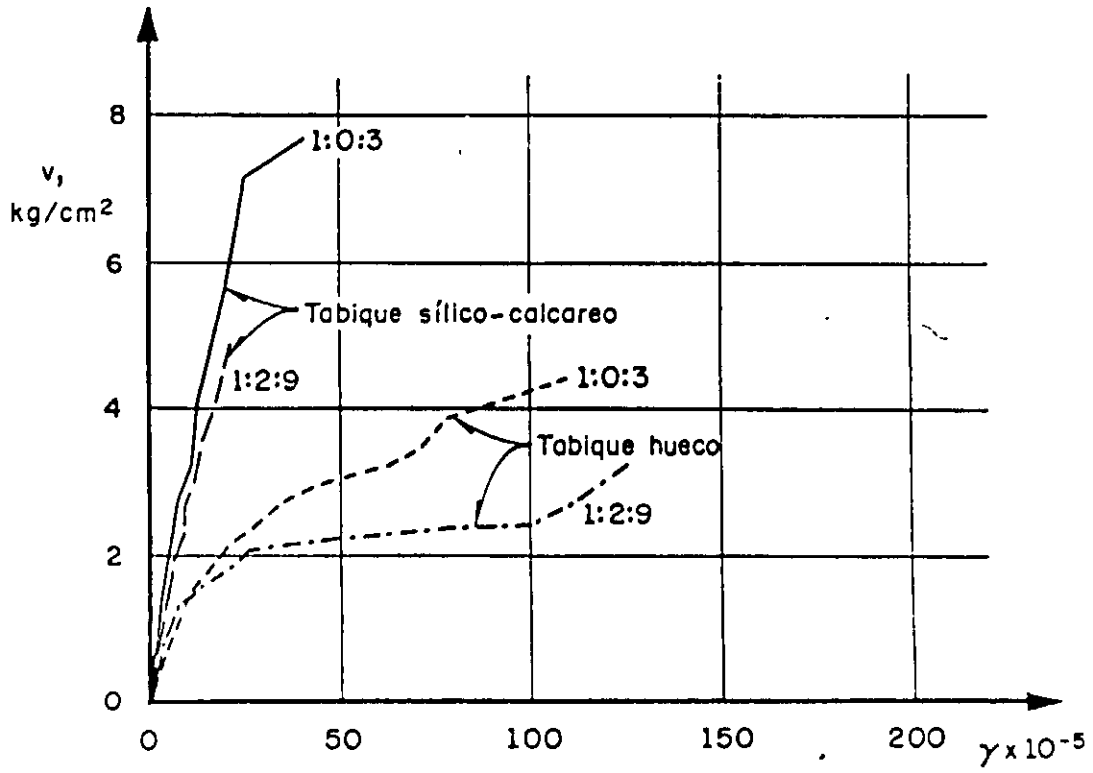
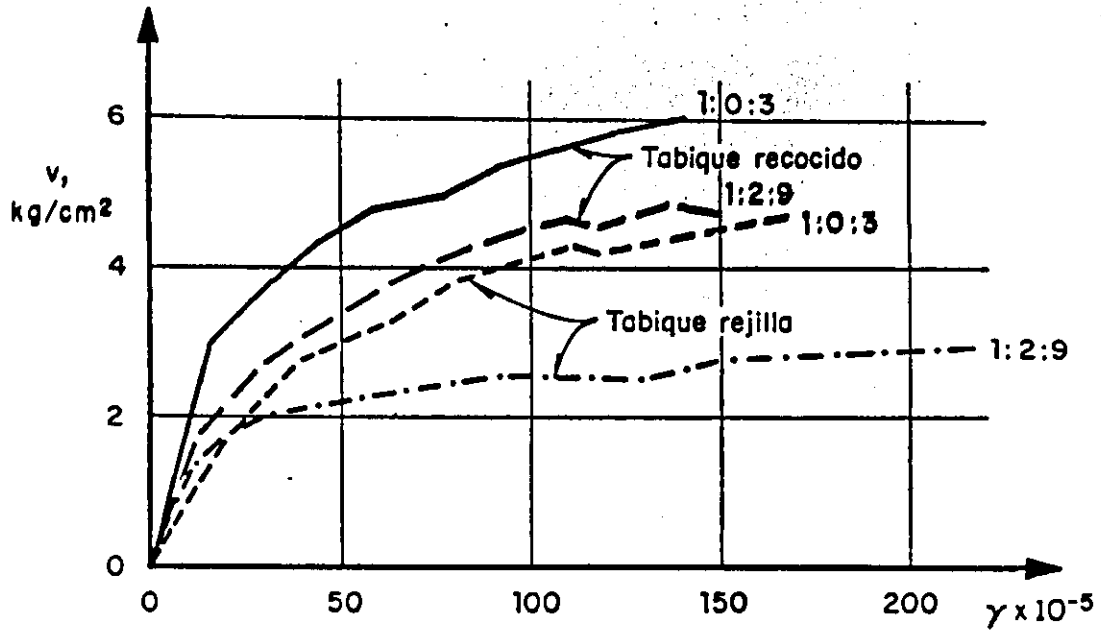


Fig. 2.10 Curvas esfuerzo deformación obtenidas en ensayos de compresión diagonal

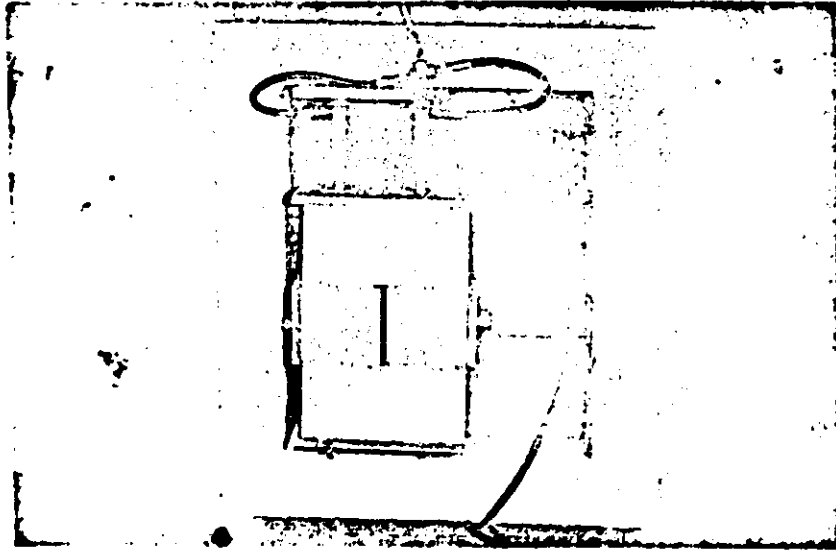
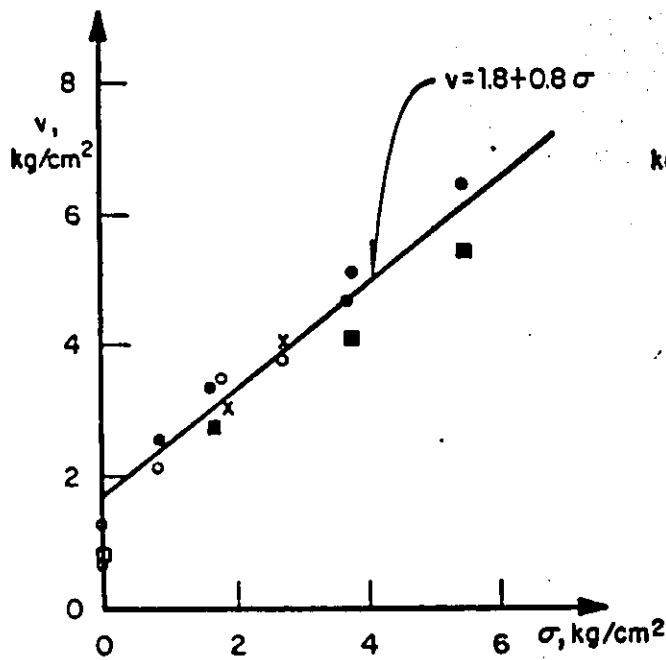
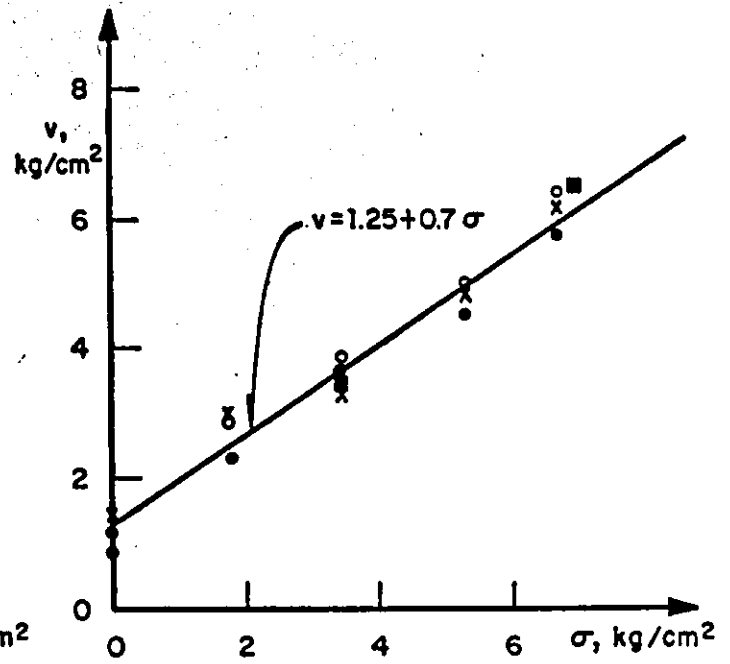


Fig 2.11 Disposición del ensaye de cortante



a) Bloque de concreto



b) Tabique de barro prensado

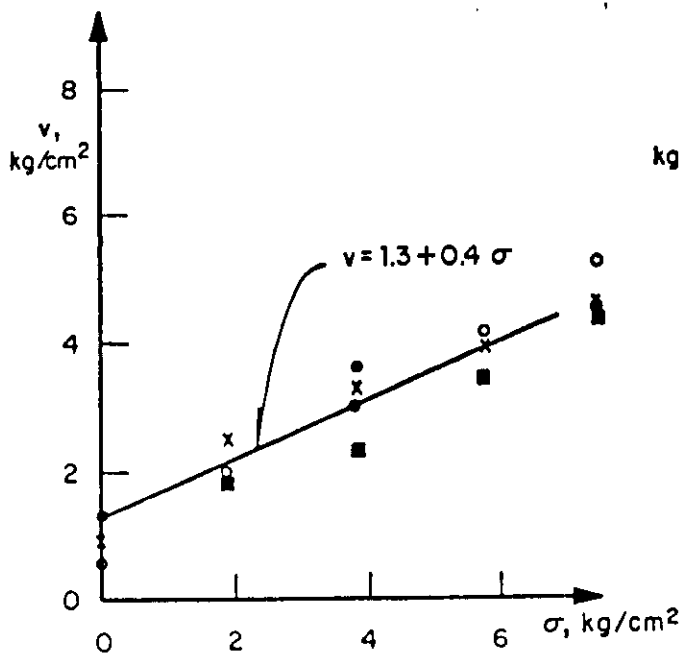
M o r t e r o s

1:0:3

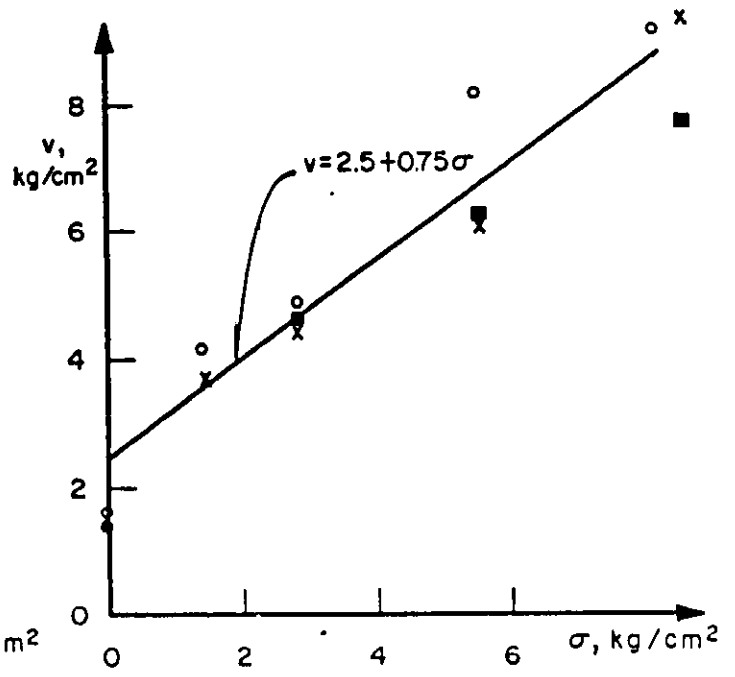
1:0.5:5

1:0:6

0:1:3 (Cemento de albañilería)

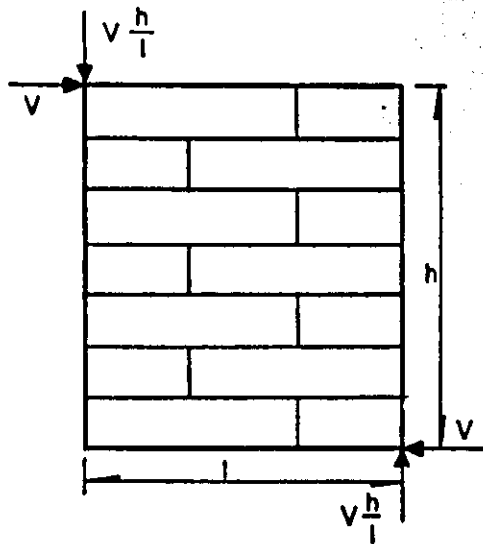


c) Tabique hueco

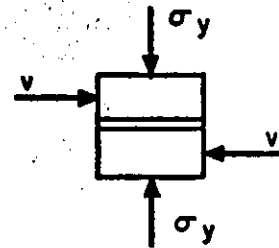


d) Tabique de barro común

Fig 2.12 Resultados de ensayos de cortante



a) Fuerzas exteriores



b) Esfuerzos en una junta

Hipótesis de fallo

$$v_R = u + f \sigma_y$$

v_R = esfuerzo tangencial resistente

u = esfuerzo cortante de adherencia

f = coeficiente de fricción

En la sección crítica

$$v = k_1 \frac{V}{A} \quad \sigma_y = k_2 \frac{V}{A} \frac{h}{l}$$

Igualando el esfuerzo tangencial actuante con el resistente se tiene la condición de fallo

$$k_1 \frac{V}{A} = u + f k_2 \frac{V}{A} \frac{h}{l}$$

$$\frac{V}{A} (k_1 - f k_2 \frac{h}{l}) = u$$

$$\frac{V}{A} = \frac{u}{k (1 - \frac{k_2}{k_1} f \frac{h}{l})}$$

Si $\alpha = 1/k_1$ $\beta = k_2/k_1$

$$\frac{V}{A} = \frac{\alpha u}{1 - \beta f h/l}$$

Fig 2.13 Derivación de una expresión aproximada para la resistencia en cortante de las juntas

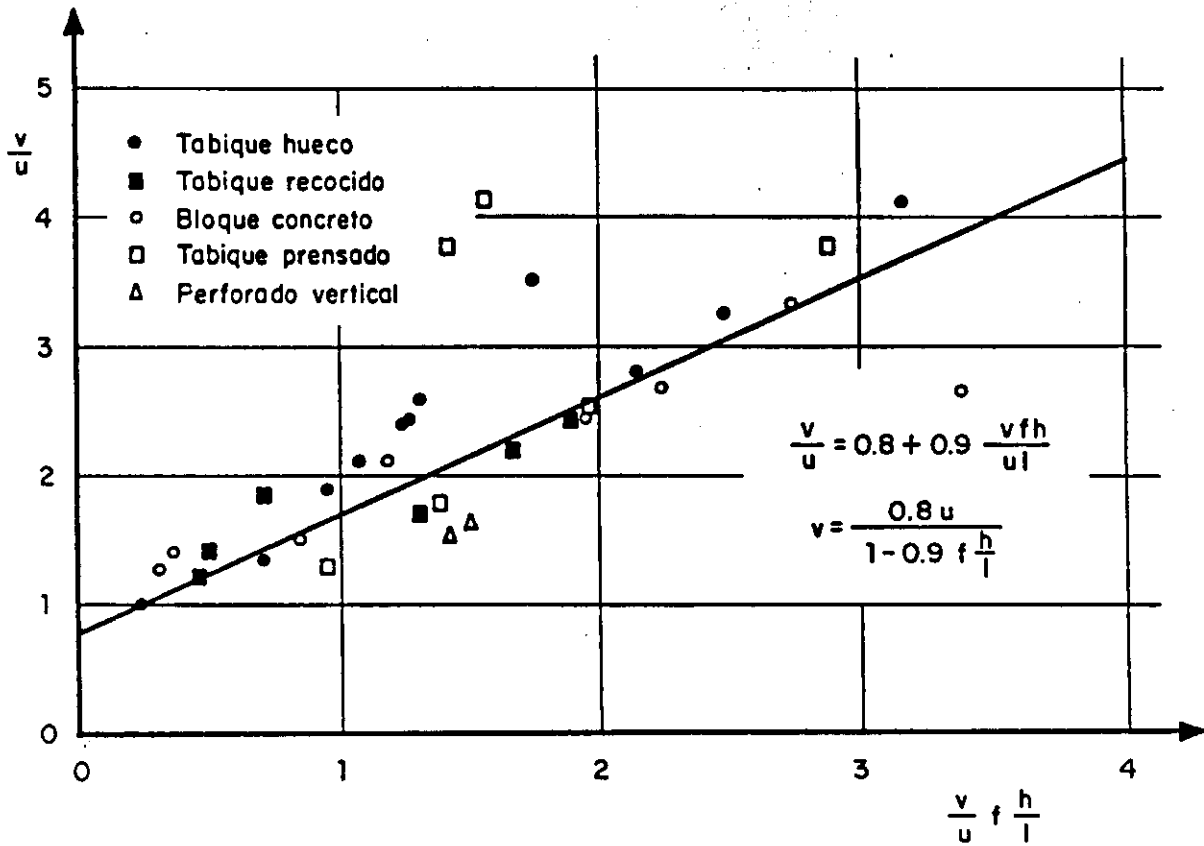
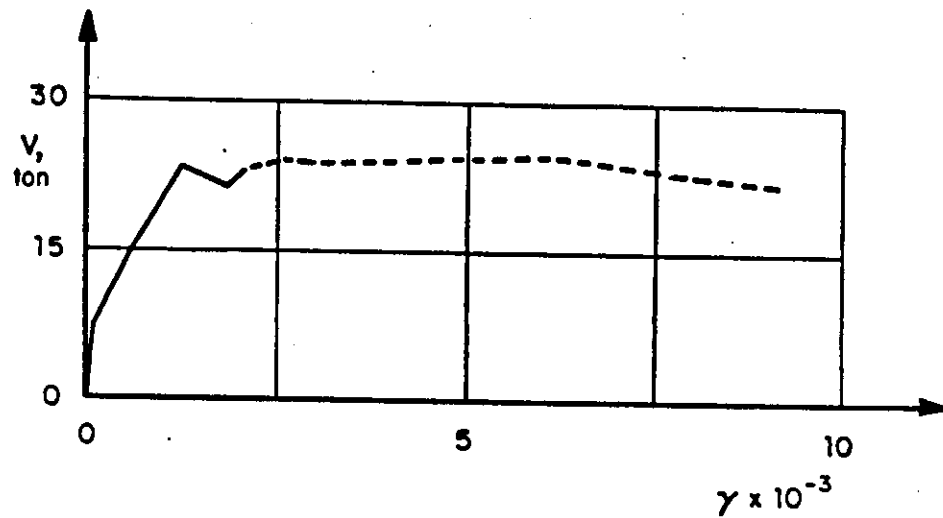
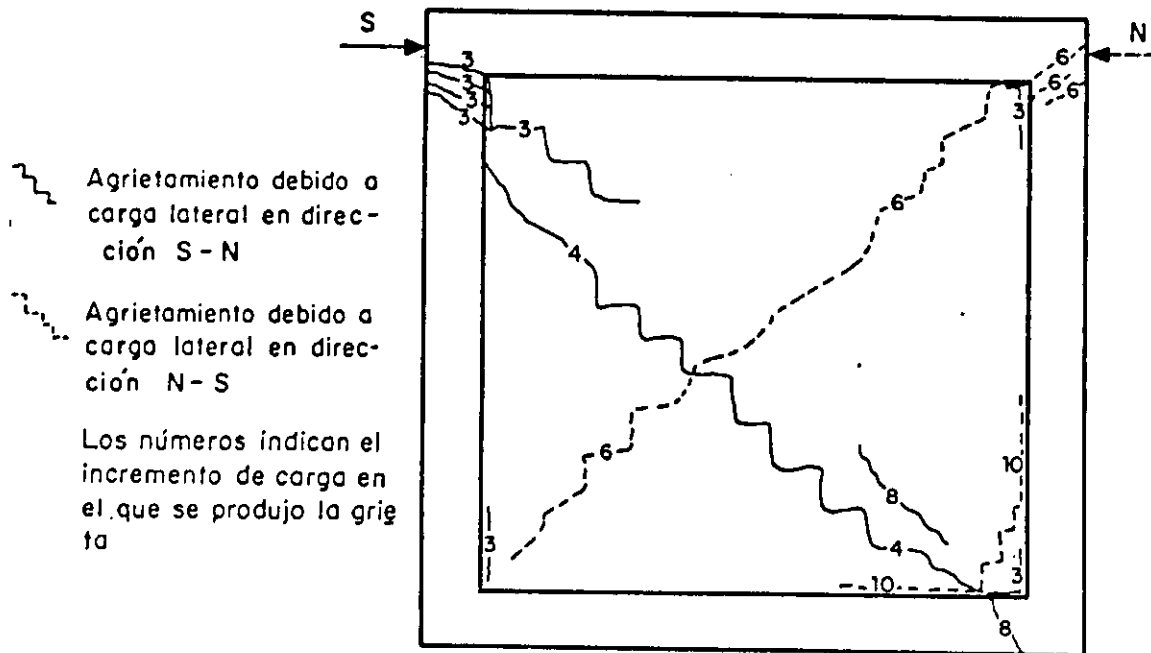


Fig 2.14 Determinación experimental de los coeficientes de la fórmula para el cálculo del esfuerzo tangencial de falla



a) Curva carga deformación



Agrietamiento debido a carga lateral en dirección S - N

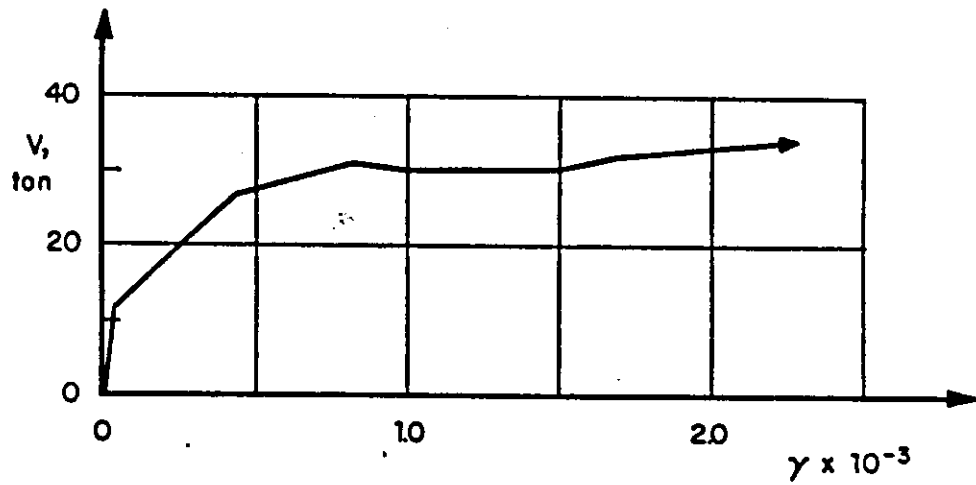
Agrietamiento debido a carga lateral en dirección N - S

Los números indican el incremento de carga en el que se produjo la grieta

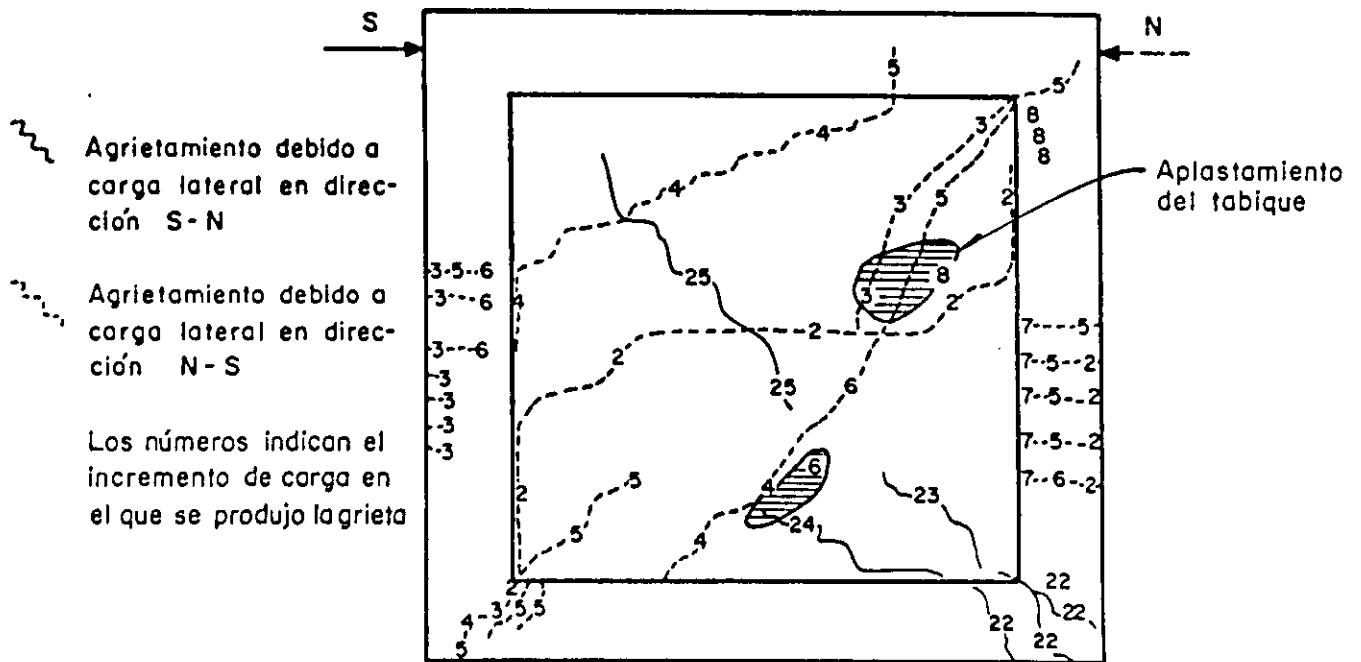
Muro 3x3 m, tabique macizo de concreto ligero, marco de 15x20 cm, 4 #5 E#2 @ 10

b) Configuración de agrietamiento

Fig 3.1 Comportamiento de muro diafragma con marco débil. Ensaye de compresión diagonal (de Esteva⁶)



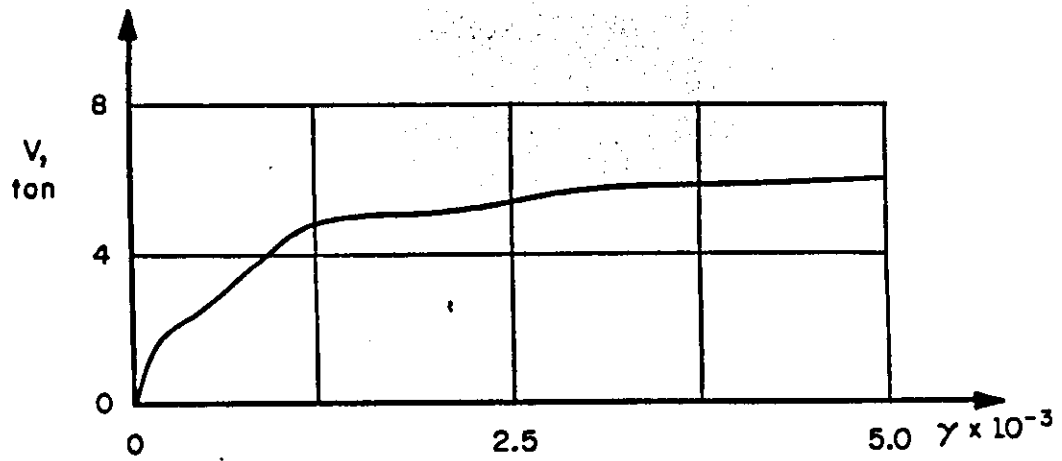
a) Curva carga deformación



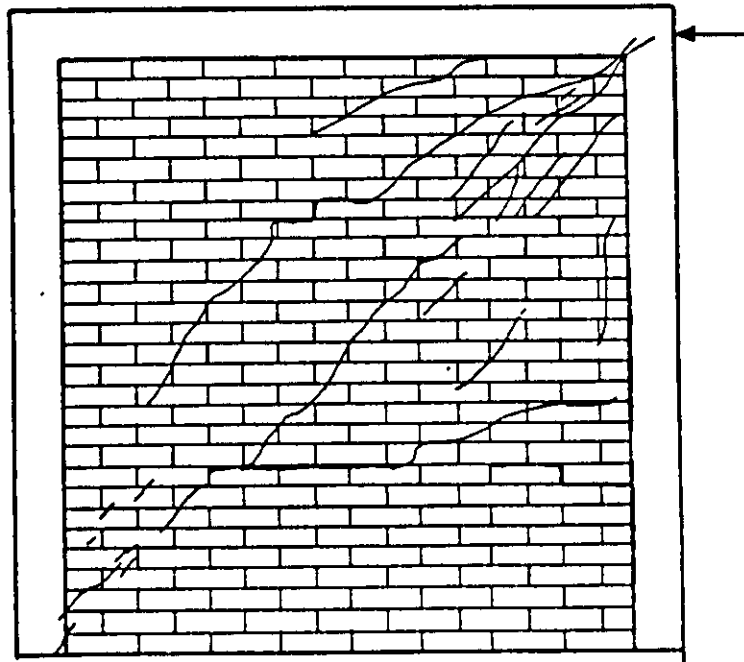
Muro 3 x 3 m, tabique macizo de barro, marco 30x30 cm, 4 #5 y E #3 @ 5

b) Configuración de agrietamiento

Fig 3.2 Comportamiento de muro diafragma con marco resistente. Ensayo de compresión diagonal (de Esteva⁶)



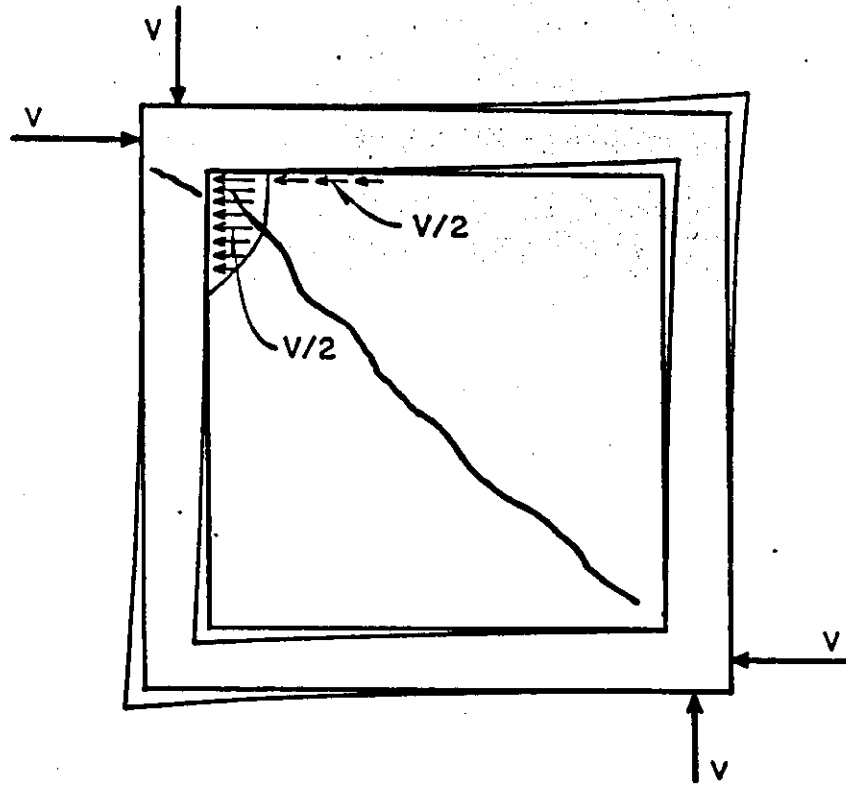
a) Curva carga deformación



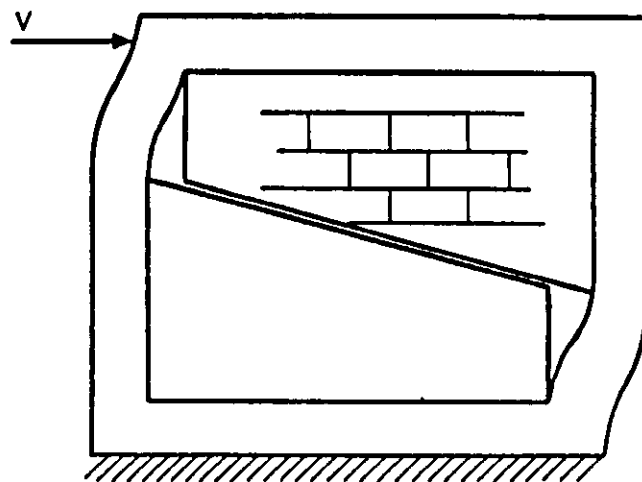
Muro de tabique macizo de barro, Dimensiones exteriores
 2x2 m aprox, Columna de 15x15 cm., 4 #5 con
 E #2 @ 15

b) Configuración de agrietamiento

Fig 3.3 Comportamiento de un muro ensayado en voladizo
 Falla por cortante

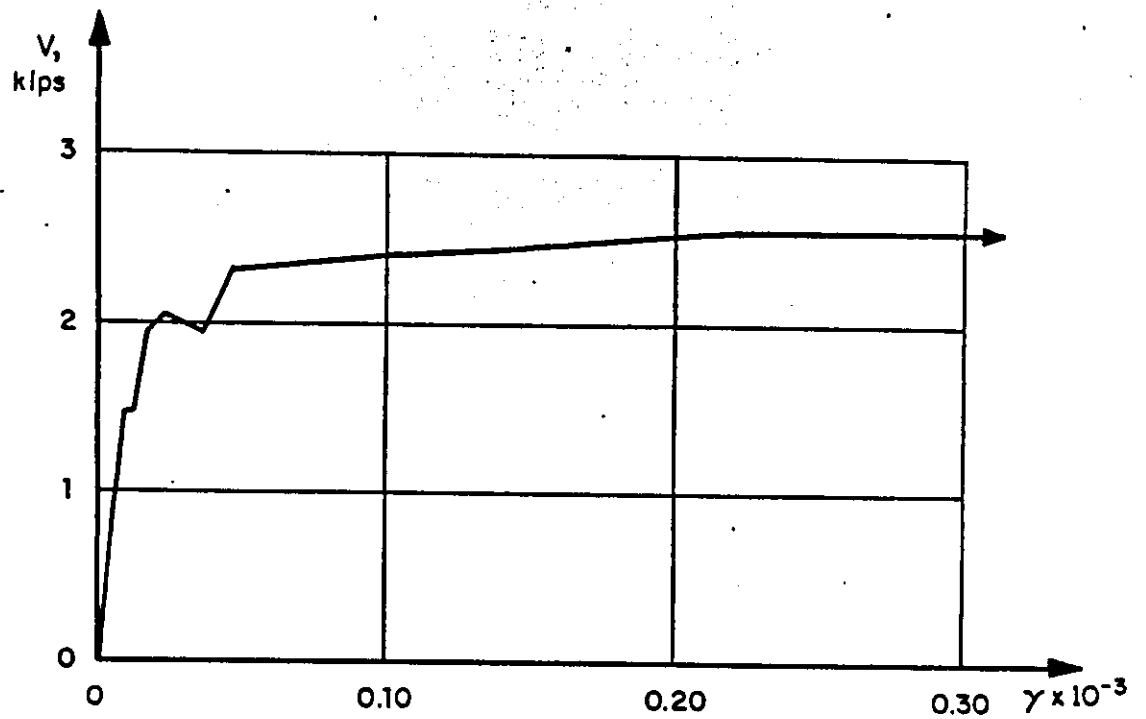


a) En compresión diagonal

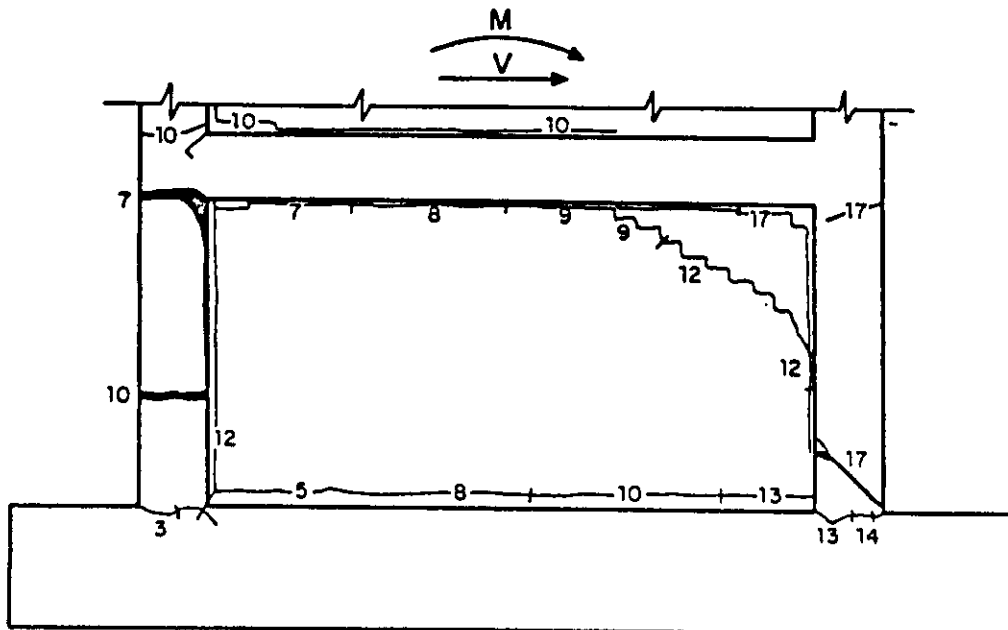


b) En voladizo

Fig 3.4 Mecanismos de falla idealizados para muros con marco

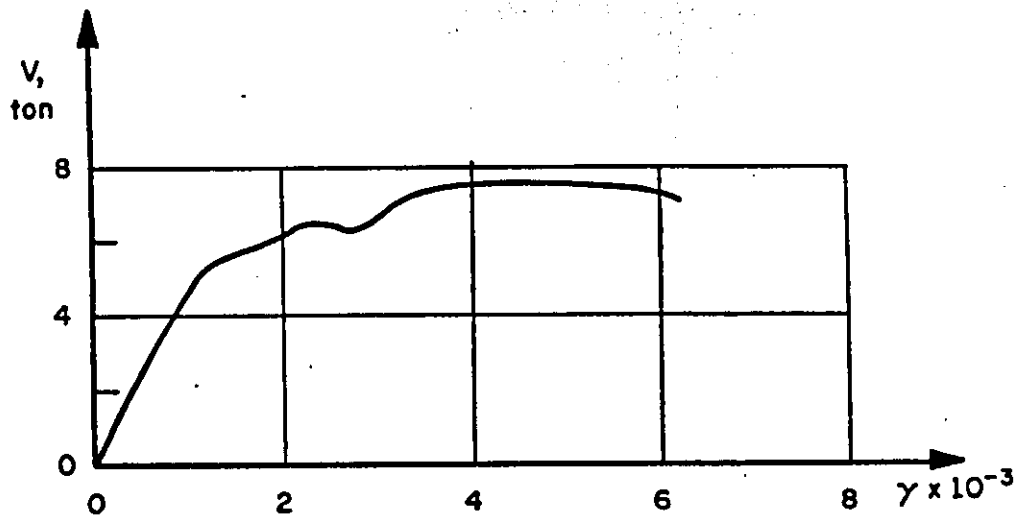


a) Relación carga deformación

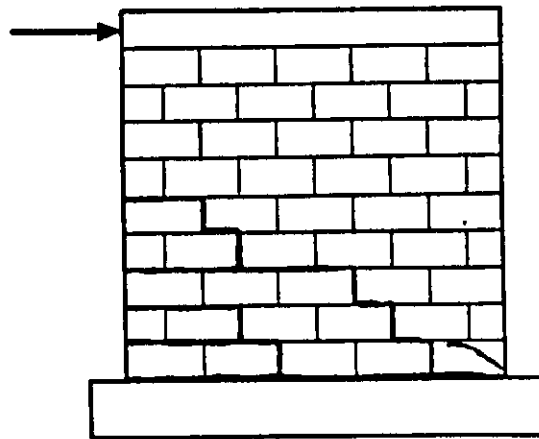


b) Agrietamiento del primer nivel

Fig 3.5 Camportamiento de un marco de 5 pisos con muros diafragma con falla por flexión De Fiorato et al²⁶

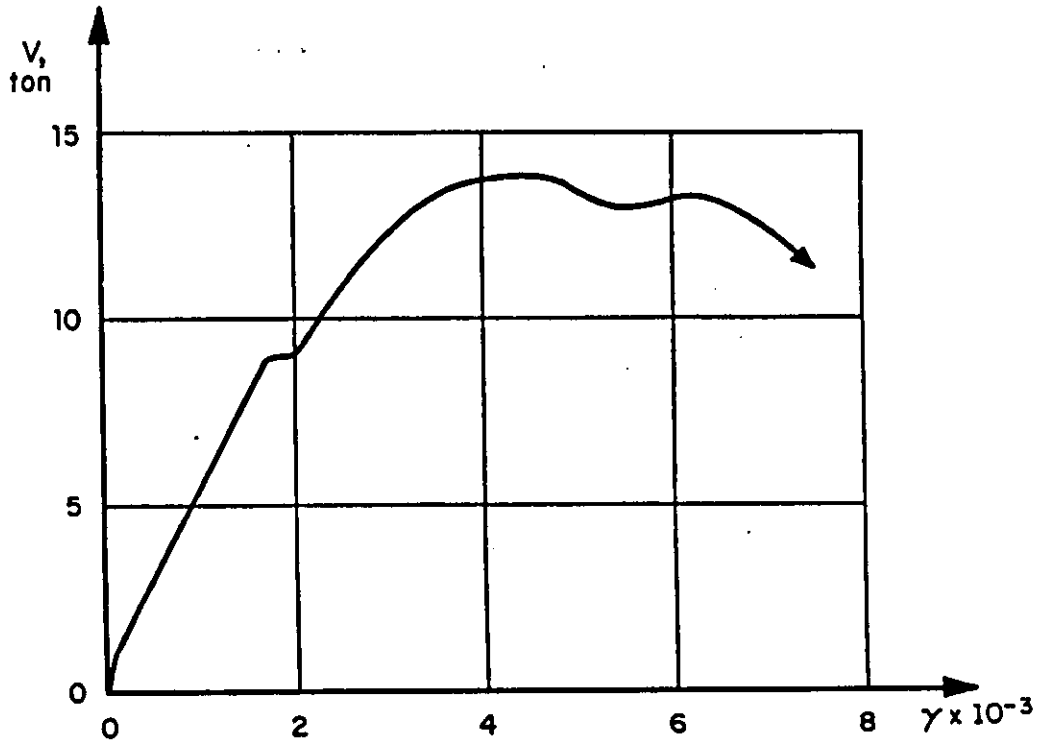


a) Curva carga deformación

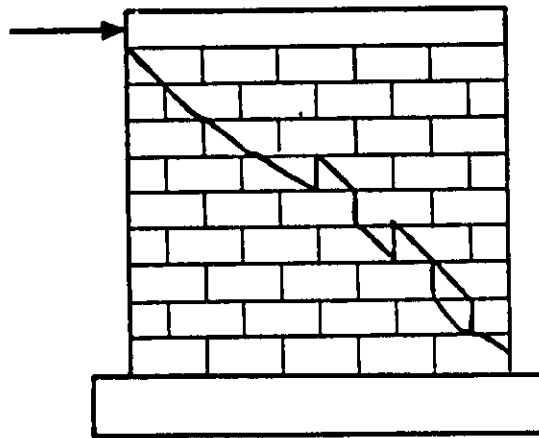


b) Agrietamiento

Fig 3.6 Comportamiento de un muro con refuerzo interior y falla por flexión



a) Curva carga deformación



b) Agrietamiento

Fig 3.7 Comportamiento de un muro con refuerzo interior y falla por cortante

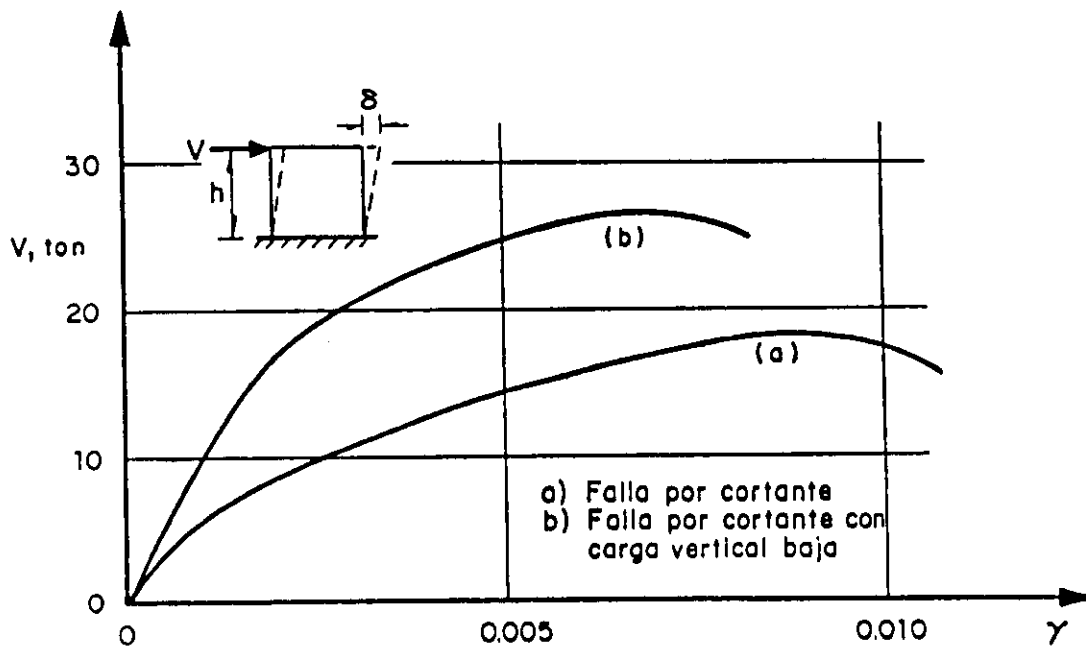
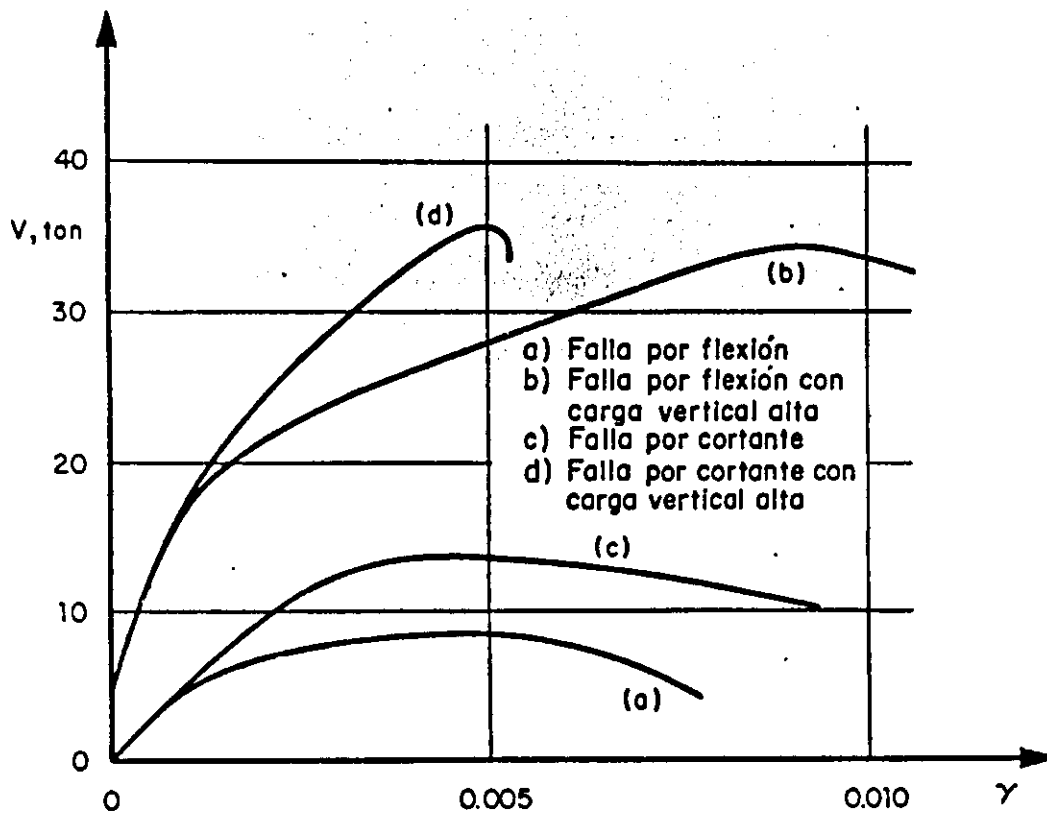


Fig 3.8 Curvas típicas carga deformación, Efecto de la carga vertical

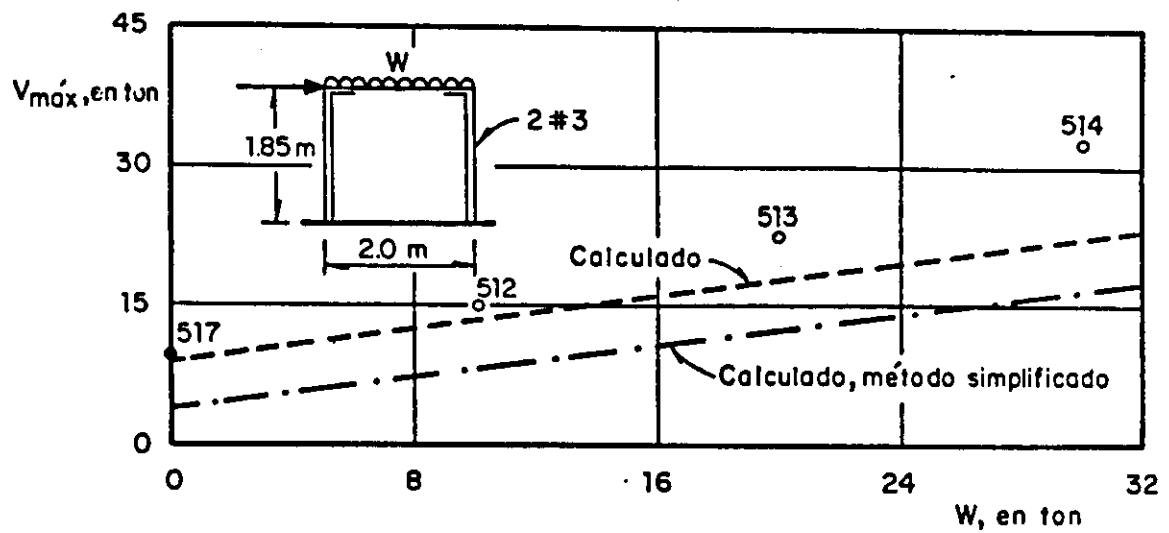


Fig 3.9 Resistencia en flexión de muros con refuerzo interior

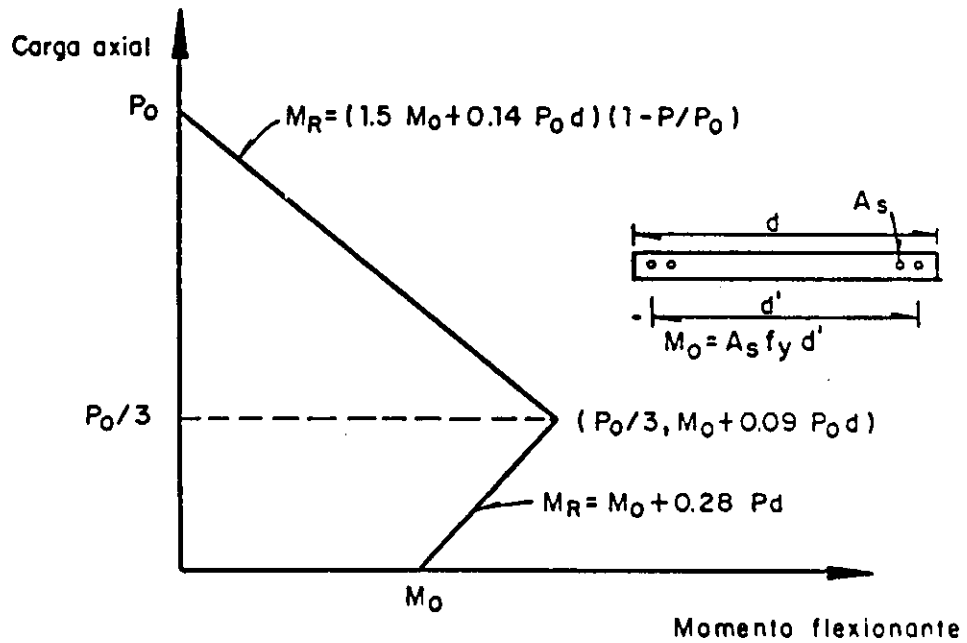


Fig 3.10 Diagrama de Interacción para el calculo simplificado de la resistencia en flexocompresión de muros de mampostería

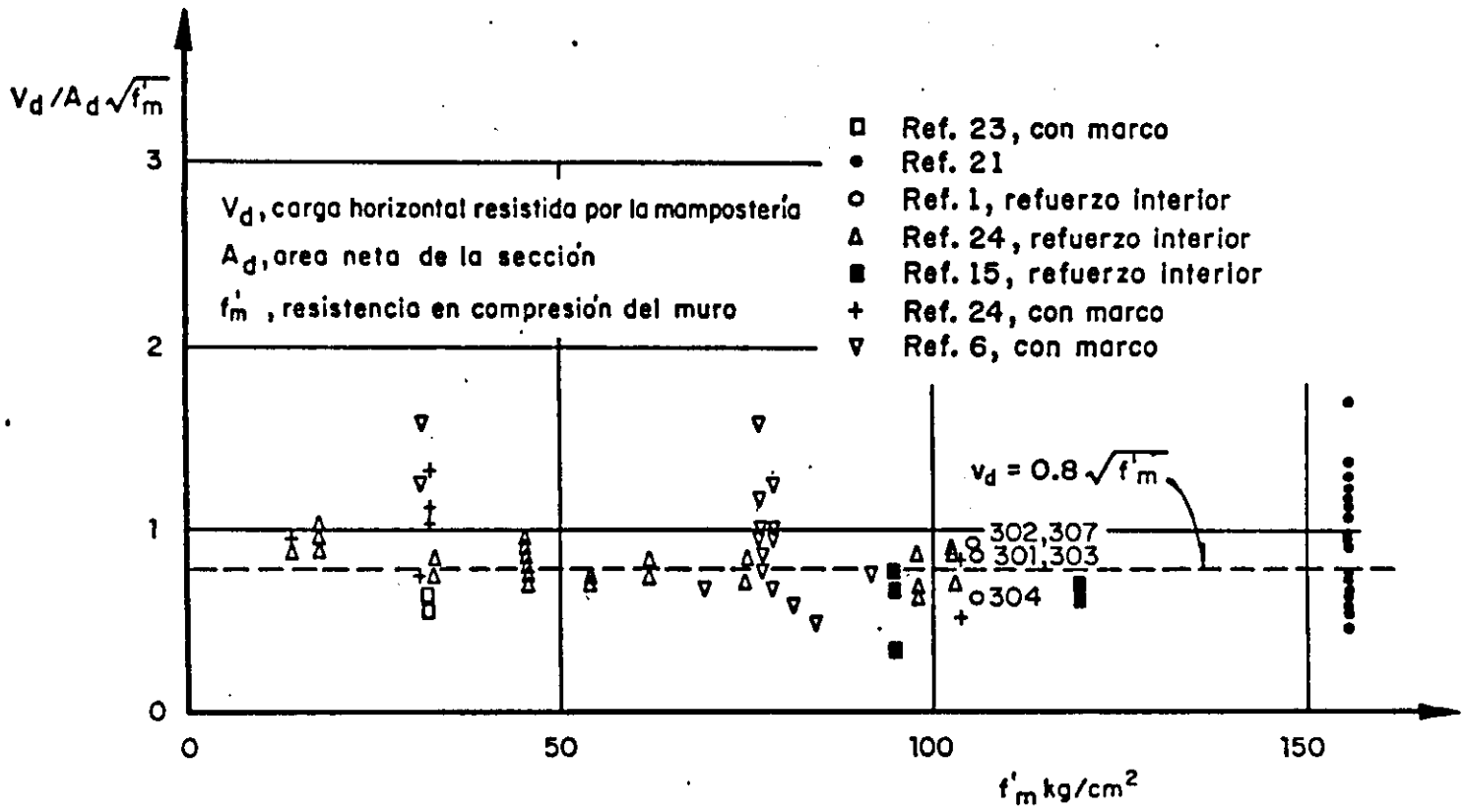


Fig 3.11 Capacidad en cortante de muros en compresión diagonal

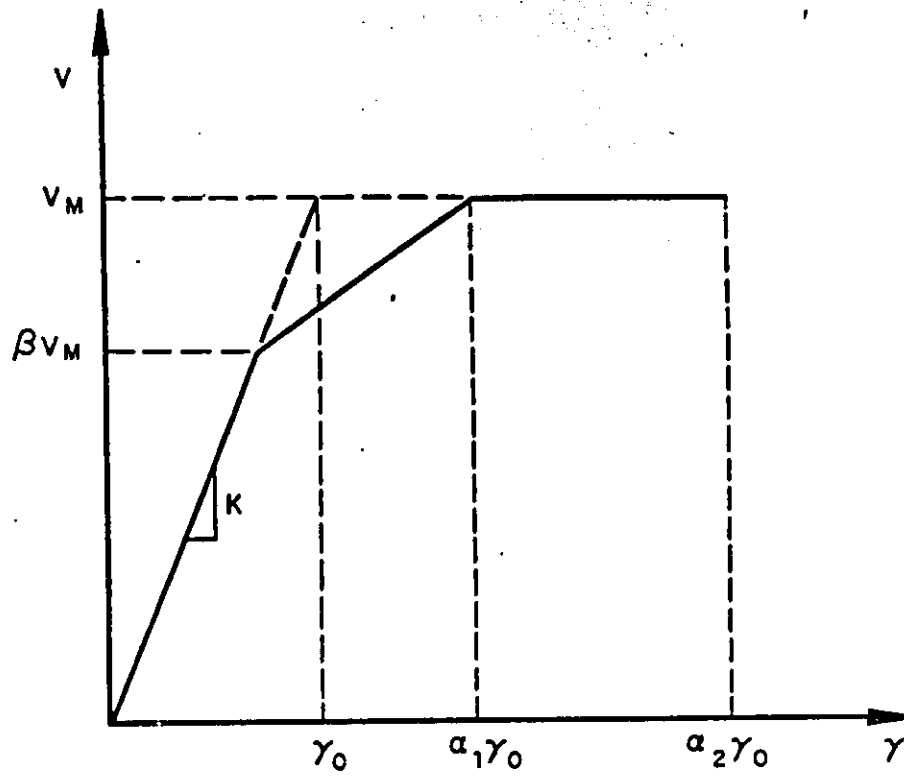


Fig 3.12 Relación carga deformación idealizada

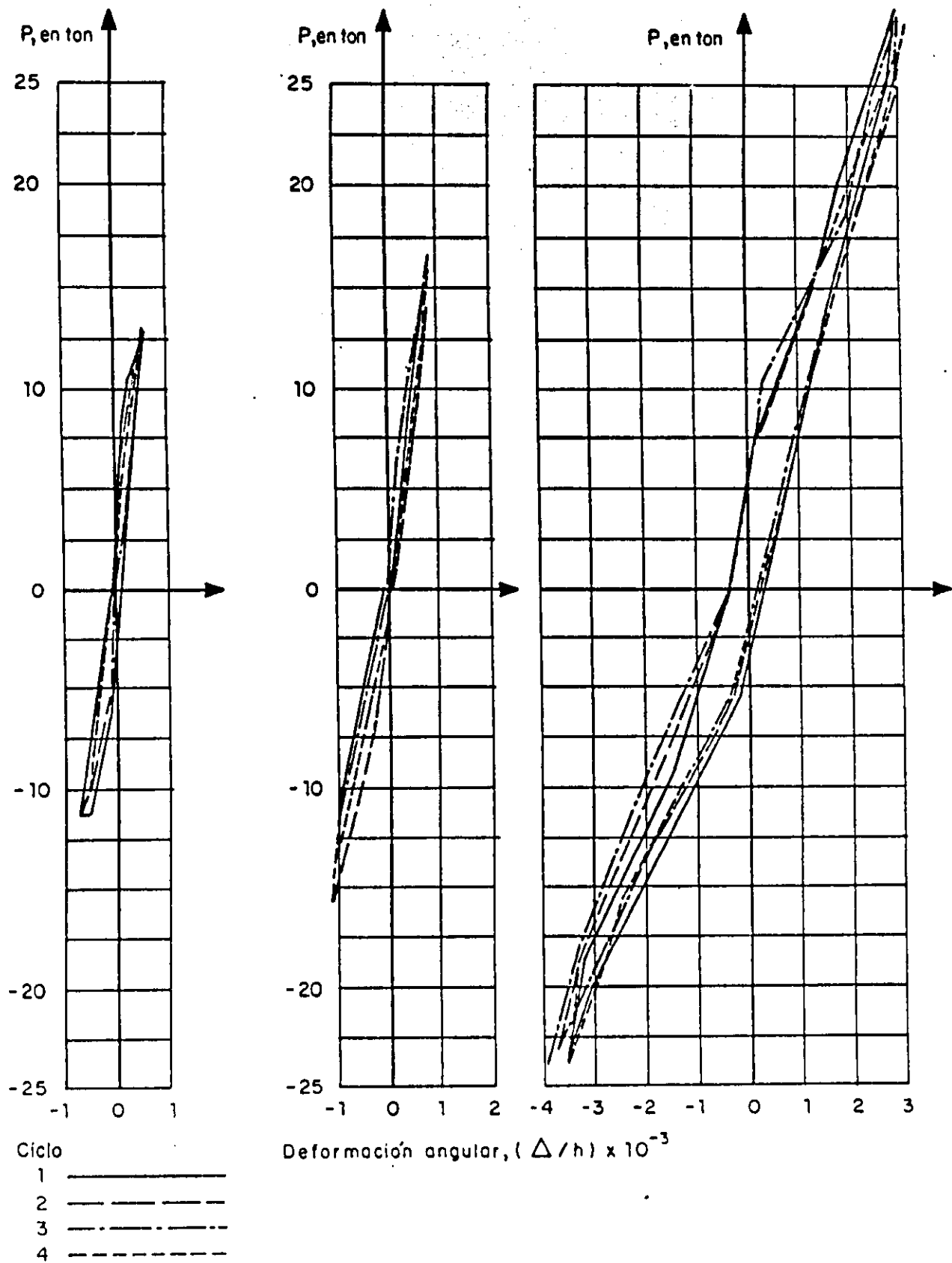
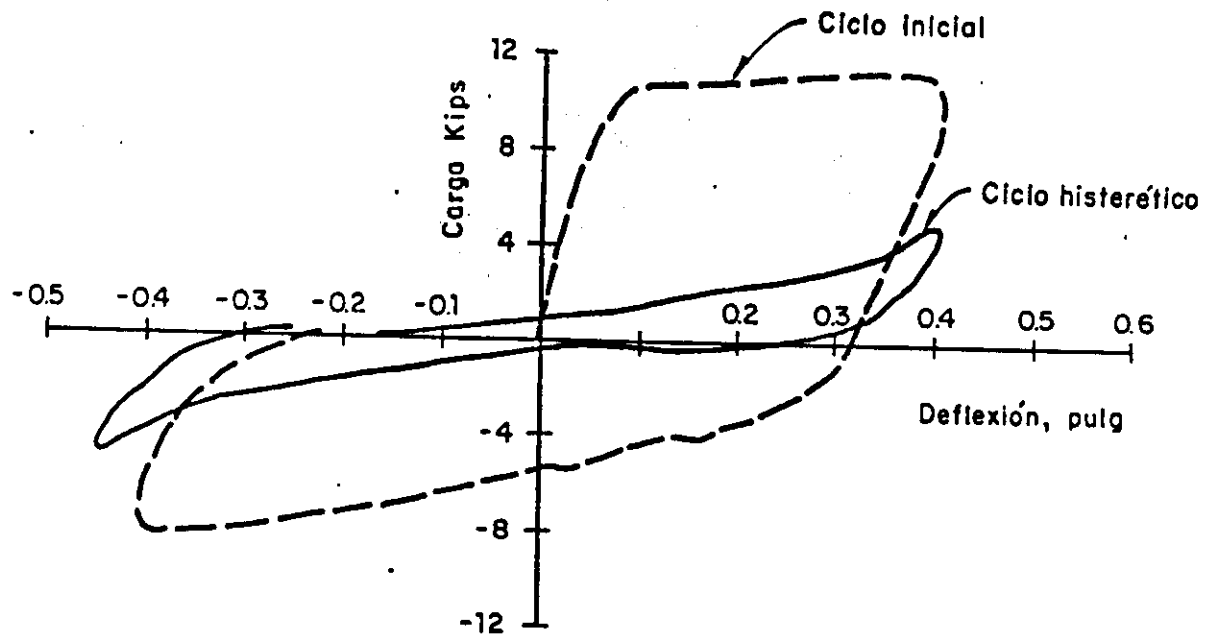
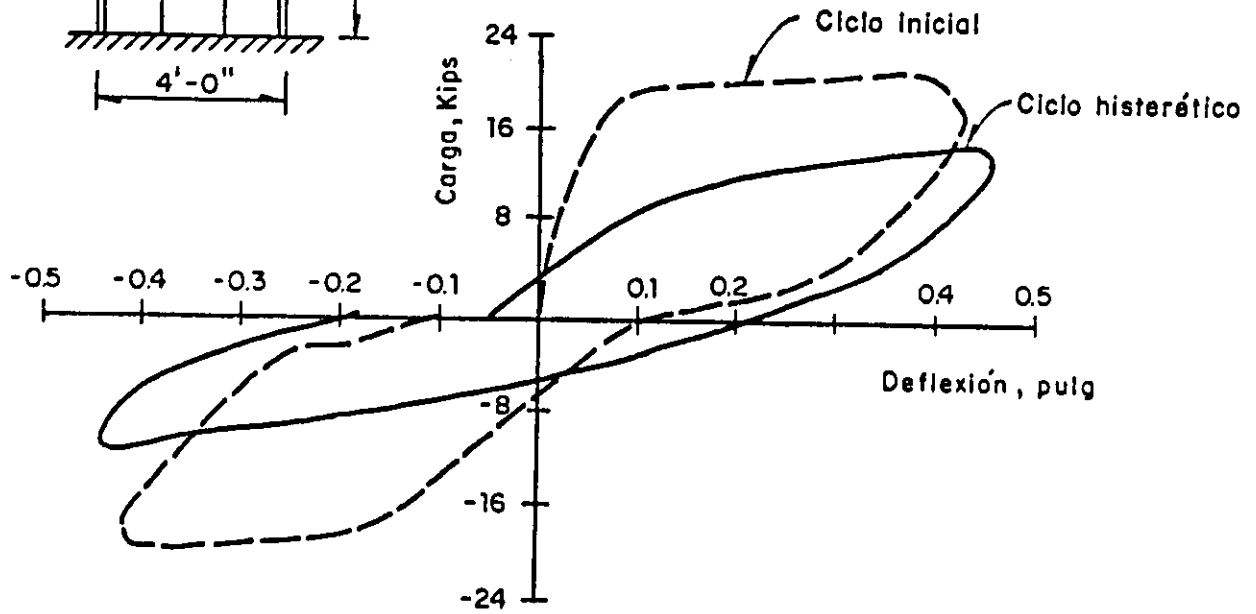
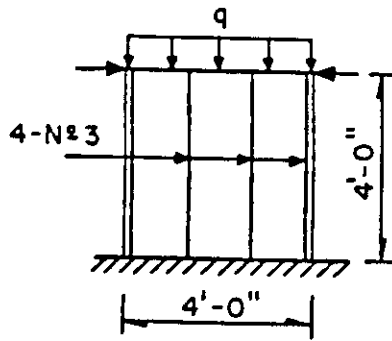


Fig 4.1 Curvas carga - deformación angular. Falla por flexión (Muro 408 ref. 2)

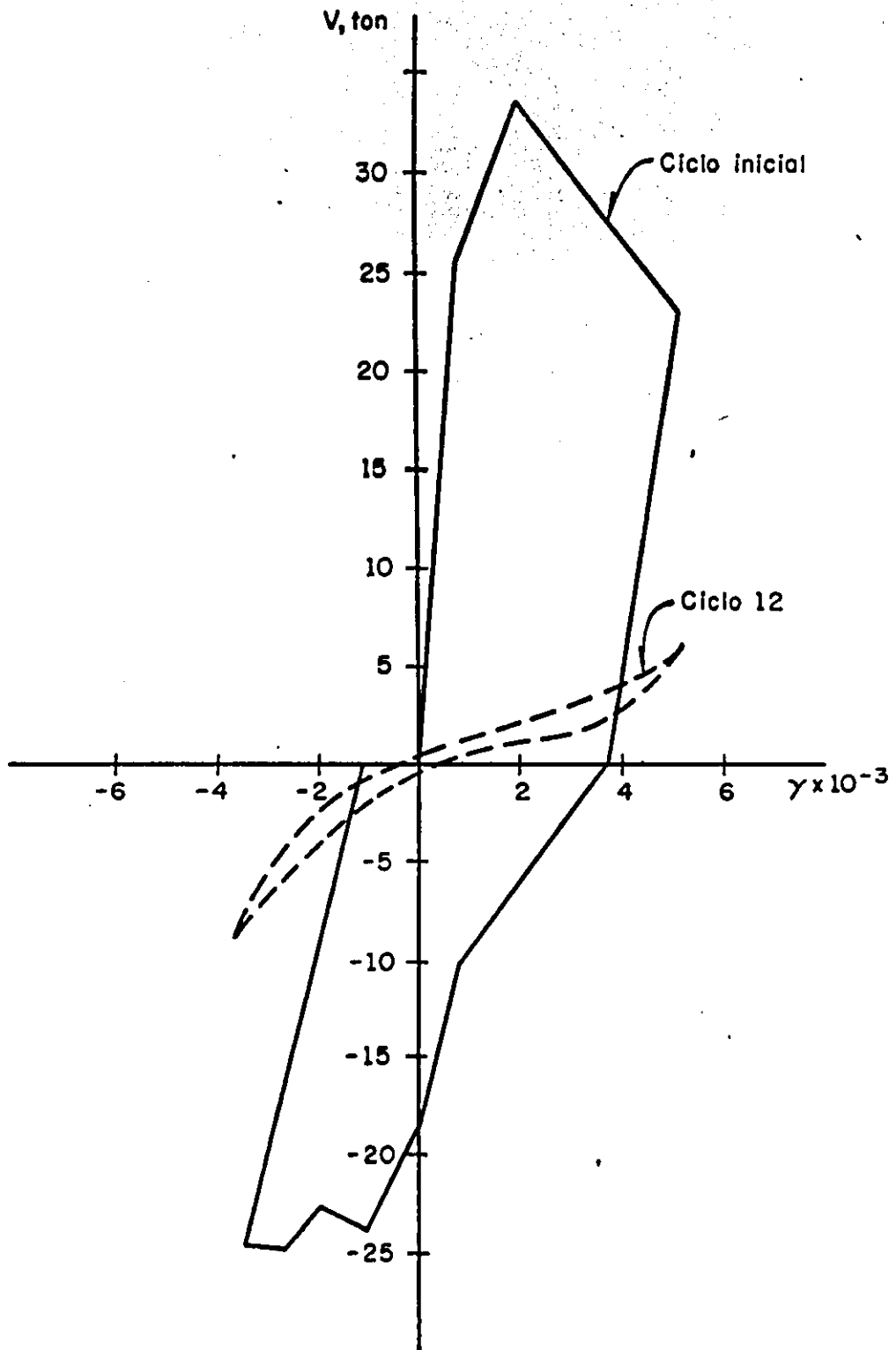


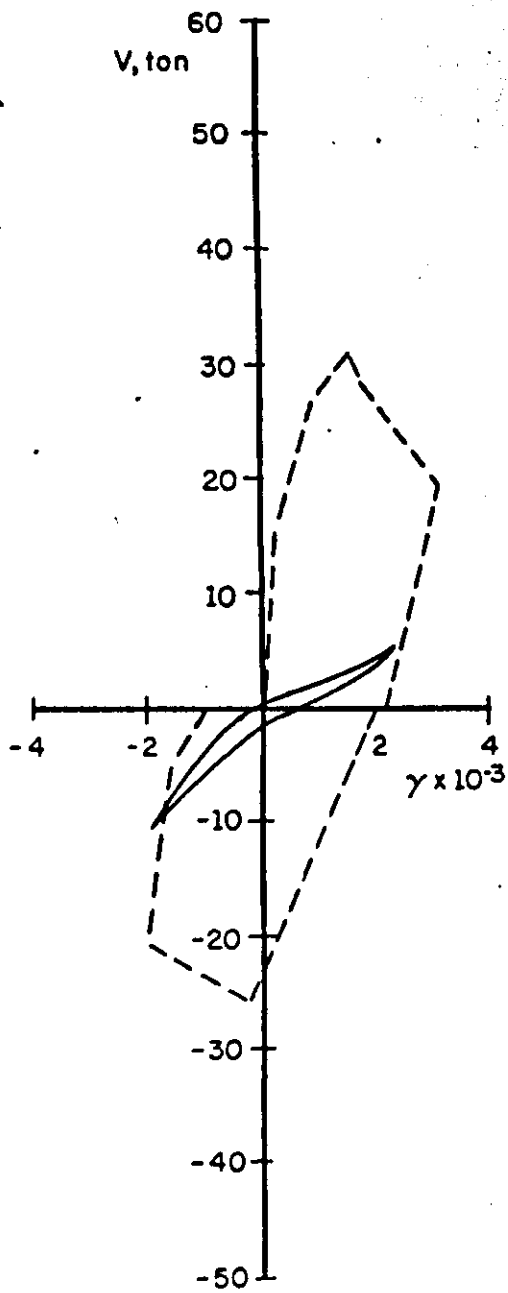
a) Muro sin carga vertical



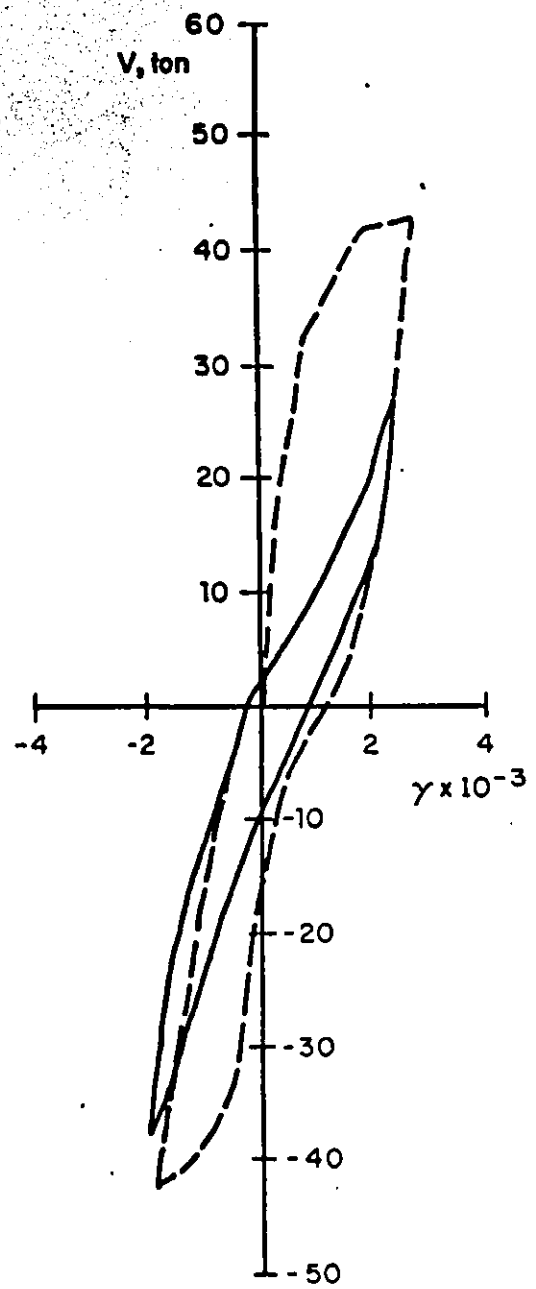
b) Muro con carga vertical, $q = 125 \text{ psi}$

Fig 4.2 Efecto de la carga vertical en el deterioro.
Falla por flexión; de la ref. 19





a) Sin carga vertical



b) Carga vertical (Esfuerzo de compresión 4.5 kg/cm^2)

Fig 4.4 Efecto de la carga vertical en el deterioro Ensayes en voladizo. Muros con refuerzo interior. Falla de cortante¹

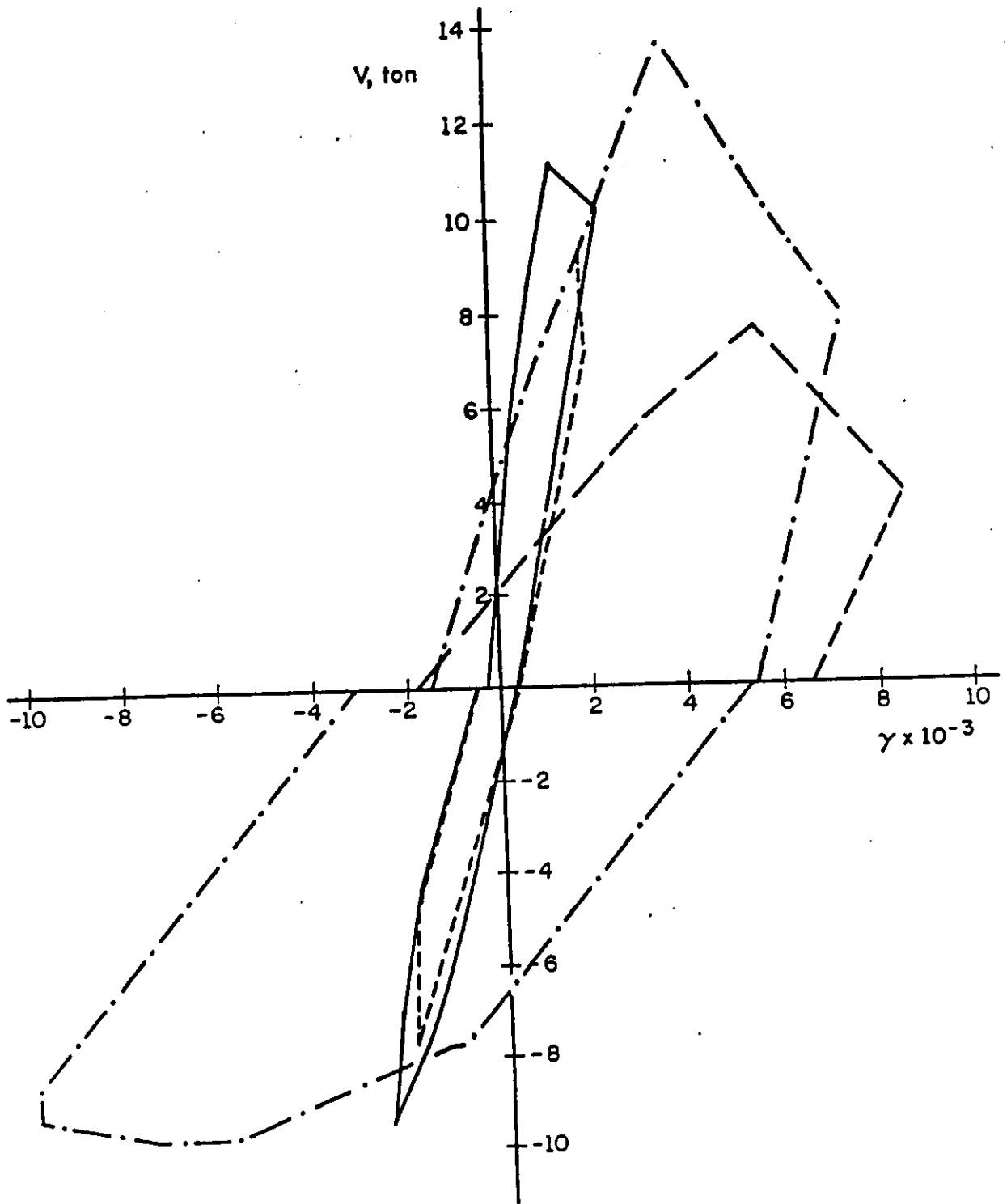


Fig 4.5 Comportamiento de muros con castillos

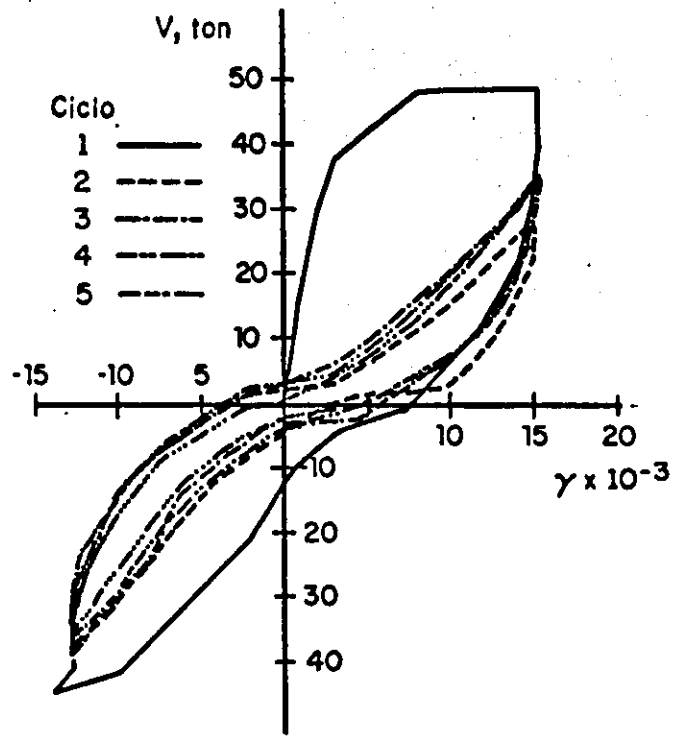
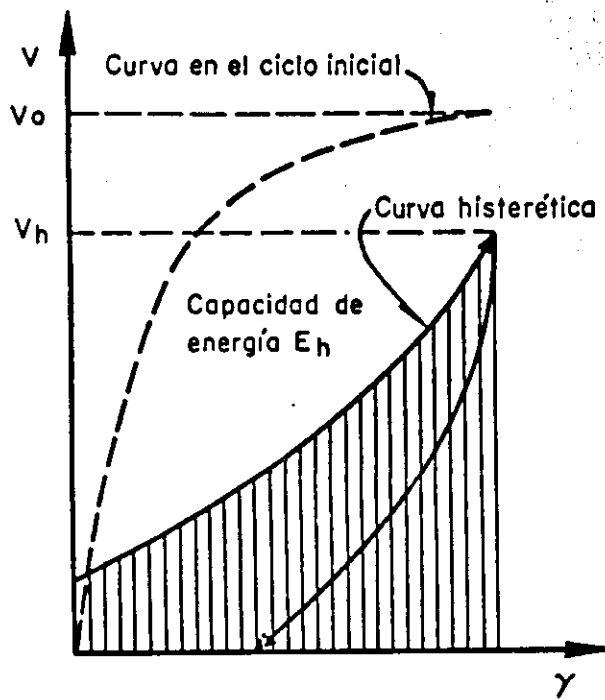
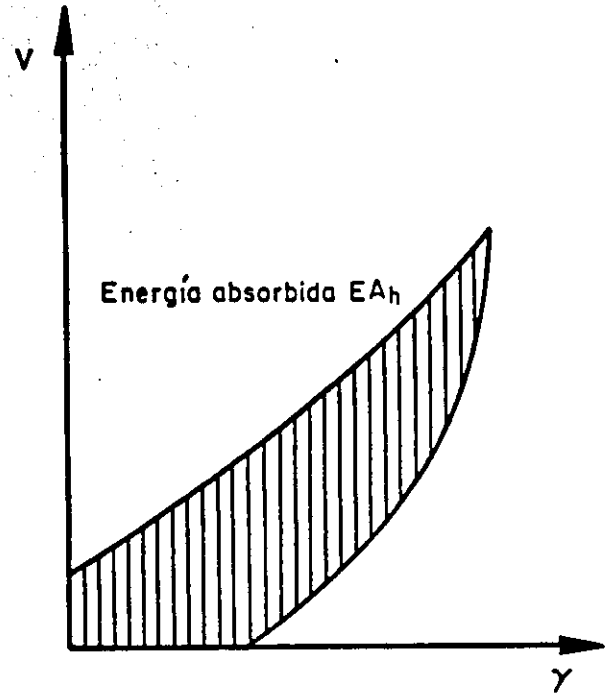


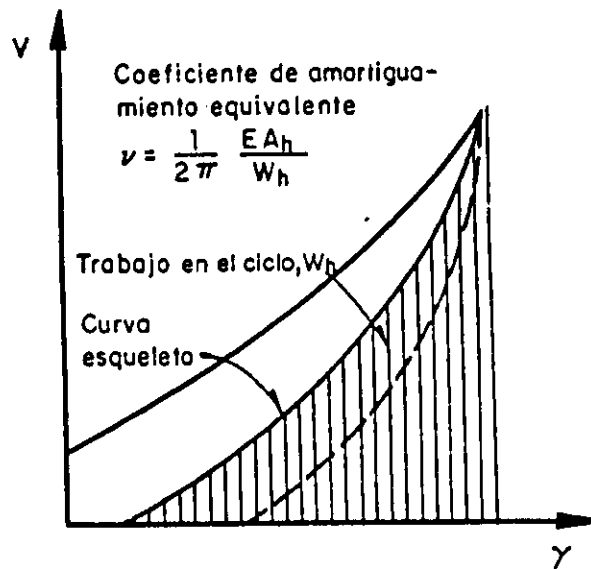
Fig 4.6 Comportamiento histeretico de muro con marco⁶



a) Capacidad de absorción de energía en el ciclo histerético



b) Energía absorbida en el ciclo histerético



c) Coeficiente de amortiguamiento

Fig 4.7 Parámetros que definen el deterioro

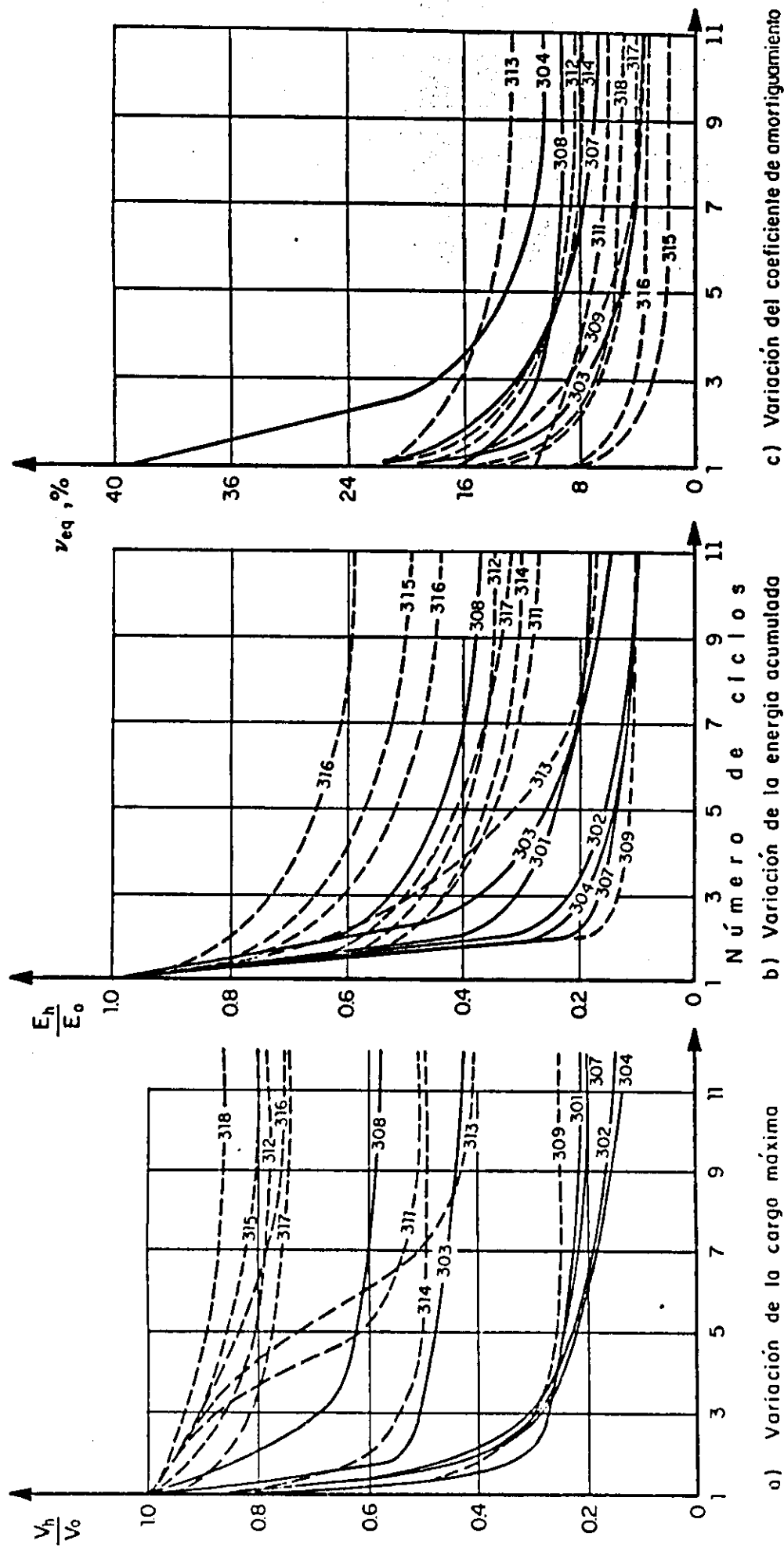
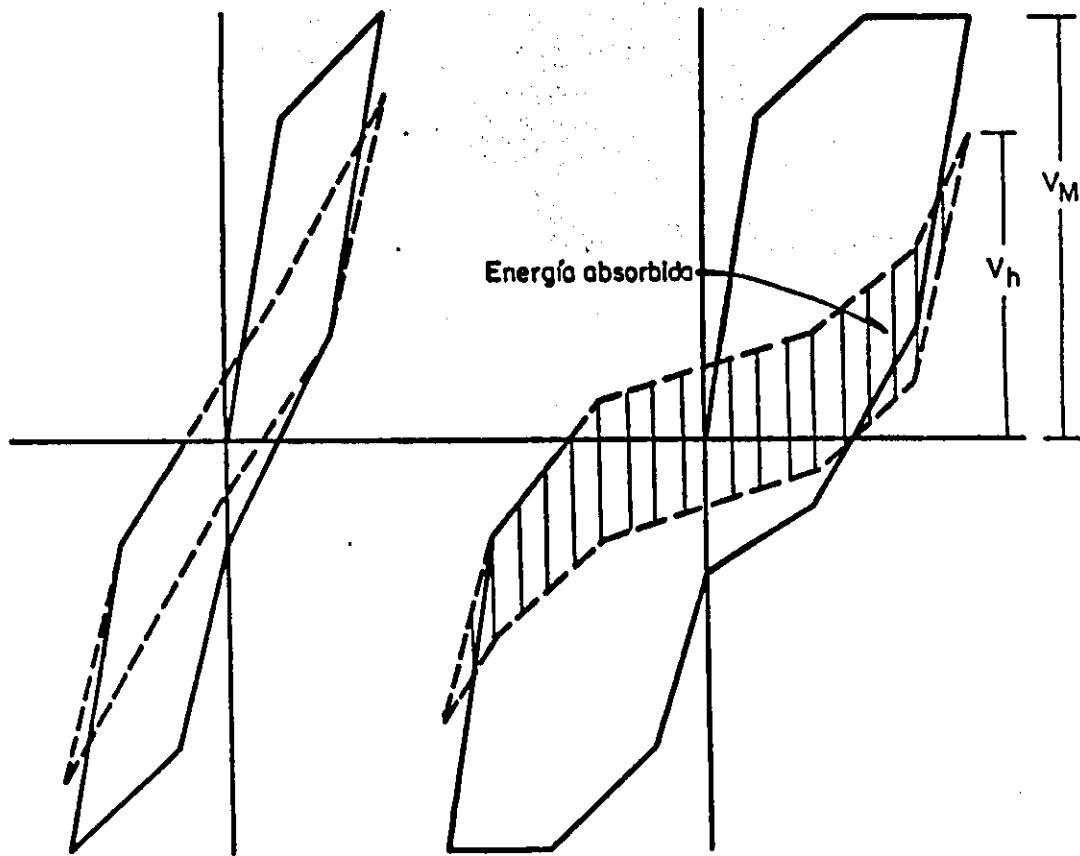
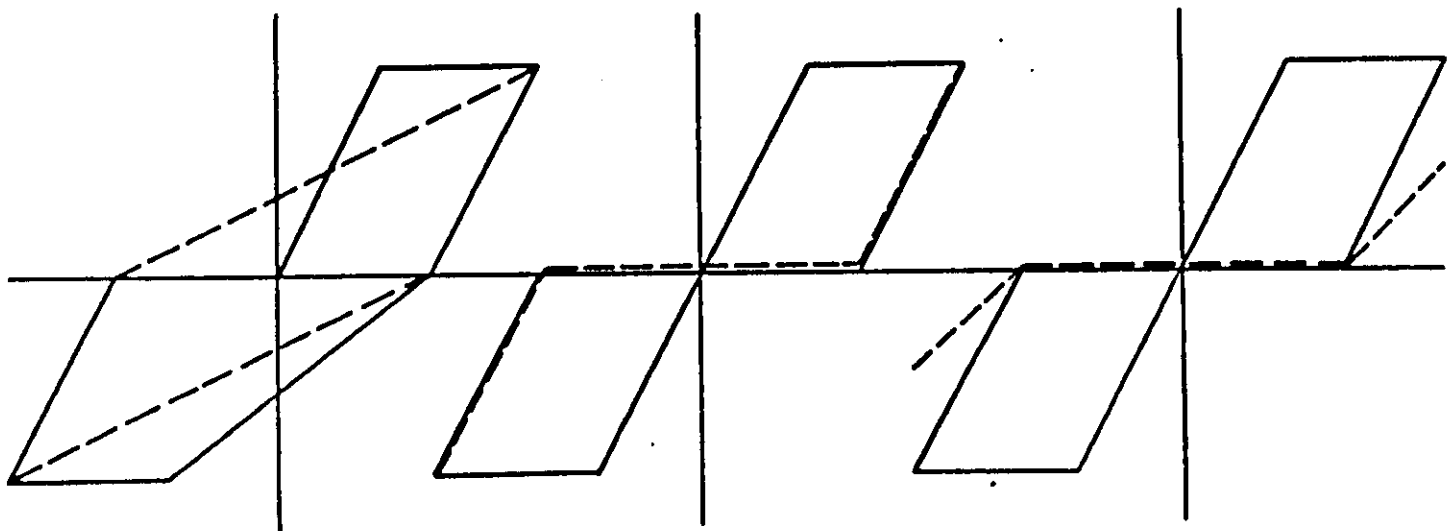


Fig. 4.8 Variación del deterioro con el número de ciclos. Muros con refuerzo interior, ensayados en voladizo 31



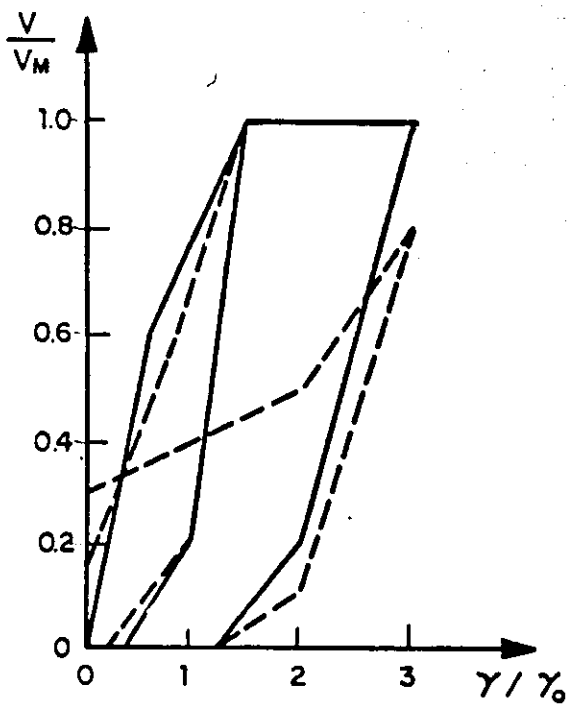
a) Entre carga de agrietamiento y carga máxima b) Después de la carga máxima

Fig 4.9 Curvas histeréticas Idealizadas

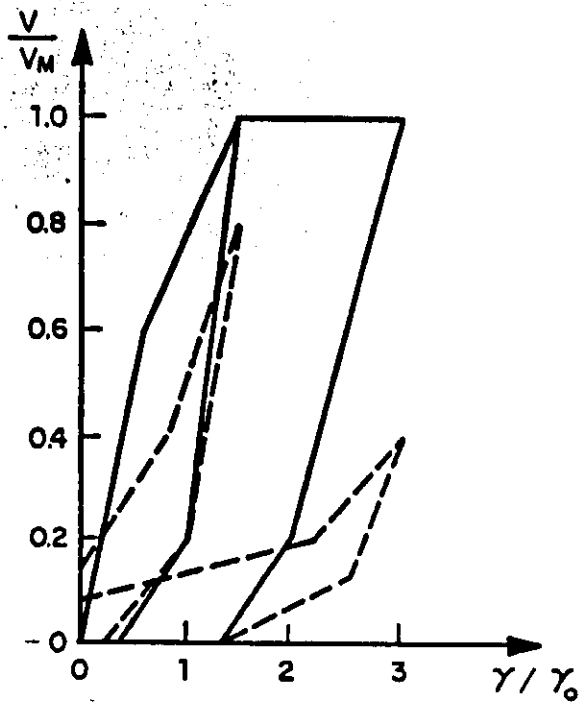


a) Elastoplástico con degradación simple b) Elastoplástico con degradación total c) Elastoplástico con degradación de resistencia

Fig 4.10 Modelos básicos de comportamiento histerético

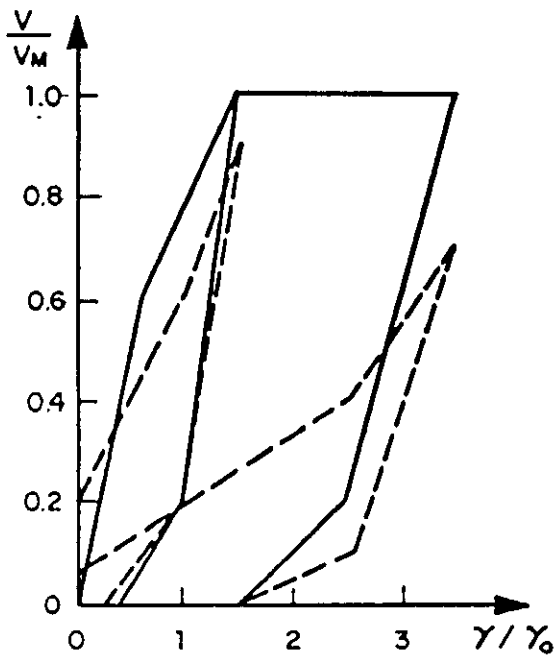


a) Falla de flexión

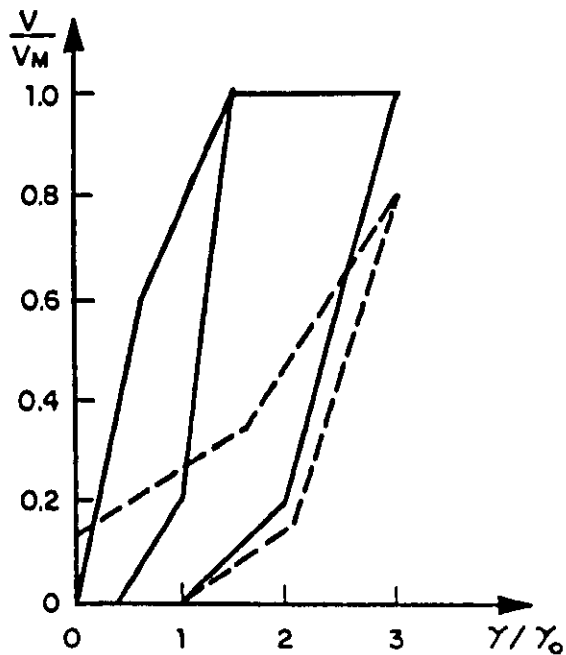


b) Falla de cortante

Refuerzo interior



c) Castillos



d) Marco robusto

Refuerzo exterior

Fig 4.11 Modelos del compartamiento histerético para varios casos

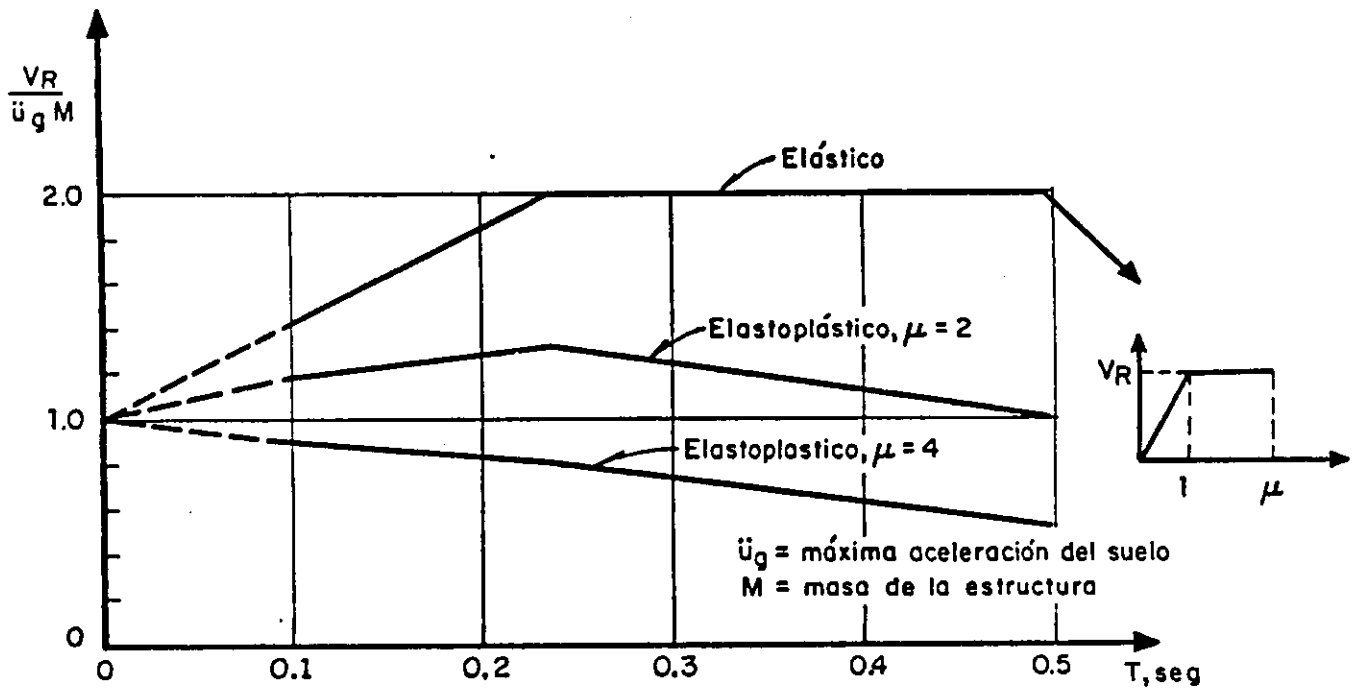
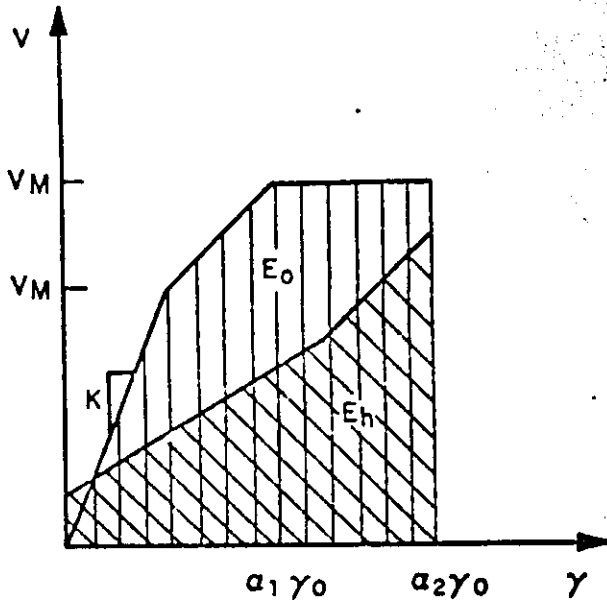


Fig 5.1 Efecto de la ductilidad para períodos pequeños
(de Anagnostopoulos³⁶)



Capacidad de energía en el primer ciclo

$$E_0 = \beta^2 \frac{V_M^2 \gamma_0}{2} + (\alpha_1 - \beta) \gamma_0 \beta V_M +$$

$$(\alpha_1 - \beta) \gamma_0 \frac{V_M}{2} (1 - \beta) + V_M (\alpha_2 - \alpha_1) \gamma_0$$

$$E_0 = \frac{V_M^2}{2K} [\beta (\alpha_1 - 1) + 2\alpha_2 - \alpha_1]$$

Capacidad de energía en el ciclo histerético

$$E_h = \eta E_0 = \frac{V_M^2}{2K} \eta [\beta (\alpha_1 - 1) + 2\alpha_2 - \alpha_1]$$

Capacidad de energía en el sistema elástico

$$E_E = \frac{V_E^2}{2K}$$

Igualando energías

$$Q = \frac{V_E}{V_M} = \left\{ \eta [2\alpha_2 - \alpha_1 + \beta (\alpha_2 - 1)] \right\}^{1/2}$$

Fig 5.2 Factor reductor del coeficiente sísmico por el criterio de igualación de energías