

**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA  
DE MÉXICO**

---

**FACULTAD DE INGENIERÍA**



**REVISIÓN DEL COMPORTAMIENTO  
DE MUROS DE BLOQUE DE CONCRETO  
ANTE CARGAS LATERALES**

**T E S I S**  
QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE  
**INGENIERO CIVIL**  
P R E S E N T A :

**GUSTAVO ENRIQUE CANO TREVIÑO**

**MÉXICO D.F.**



Universidad Nacional  
Autónoma de México



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

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

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AVPOMA DE  
MEXICO

16  
29

FACULTAD DE INGENIERIA  
DIRECCION  
60-1-052/97

Señor  
**GUSTAVO ENRIQUE CANO TREVIÑO**  
Presente.

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor **DR. SERGIO MANUEL ALCOCER MARTINEZ DE CASTRO**, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de **INGENIERO CIVIL**.

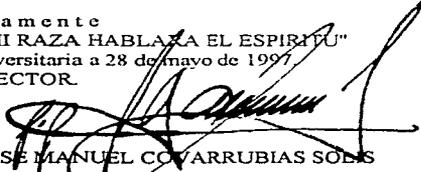
**"REVISION DEL COMPORTAMIENTO DE MUROS DE BLOQUE DE CONCRETO ANTE CARGAS LATERALES"**

- I INTRODUCCION Y OBJETIVOS
- II INVESTIGACION REALIZADA POR MELI Y SALGADO (1969)
- III INVESTIGACION REALIZADA POR HIDALGO ET AL. (1978)
- IV ENSAYES EFECTUADOS POR EL CENTRO PARA TECNOLOGIA EN LA CONSTRUCCION (1984-1985)
- V INFLUENCIA DEL ACERO DE REFUERZO HORIZONTAL SOBRE LA RESISTENCIA AL CORTE DE MUROS DE BLOQUE DE CONCRETO
- VI ESTUDIO REALIZADO POR S. G. FATTAL (1993)
- VII OTROS ESTUDIOS
- VIII CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES
- IX REFERENCIAS

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

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

Atentamente  
"POR MI RAZA HABLAXA EL ESPIRITU"  
Cd. Universitaria a 28 de mayo de 1997  
EL DIRECTOR.



ING. JOSÉ MANUEL COVARRUBIAS SOLÍS

JMCS/GMP\*lmf

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

**REVISIÓN DEL CONCEPTO DE  
DESEMPEÑO DE LA GESTIÓN  
ANNIE CHINGAS LAVERGNE**

**Gustavo E. Cano Treviño**

**Director de tesis: Dr. Sergio M. Alcocer Martínez de Castro**

# CONTENIDO

CONTENIDO.....	iii
----------------	-----

## CAPÍTULO 1 INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS..... 1

1.1 PANORAMA GENERAL.....	1
1.2 OBJETIVOS.....	2

## CAPÍTULO 2 INVESTIGACIÓN REALIZADA POR MELI Y SALGADO (1969)..... 3

2.1 DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PROGRAMA EXPERIMENTAL.....	3
2.1.1 Aspectos Generales.....	3
2.1.2 Especímenes, Propiedades de los Materiales y Construcción.....	3
2.2 DESCRIPCIÓN DE LOS ENSAYES.....	4
2.2.1 Introducción.....	4
2.2.2 Sistema de Aplicación de Carga.....	4
2.2.3 Secuencia de Carga.....	6
2.2.4 Instrumentación.....	6
2.3 RESULTADOS DE LAS PRUEBAS.....	6
2.3.1 Introducción.....	6
2.3.2 Comportamiento ante la Aplicación de Carga.....	6
2.3.3 Comportamiento ante Cargas Repetidas.....	9
2.3.4 Modos de Falla.....	17
2.3.5 Efecto de la Repetición de Carga Alternada.....	20
2.4 DISCUSIÓN DE RESULTADOS DE PRUEBA.....	23
2.4.1 Introducción.....	23
2.4.2 Resistencia a la Flexión.....	23
2.4.3 Resistencia a Tensión Diagonal.....	26
2.4.4 Resistencia al Cortante en la Junta.....	32
2.4.5 Rigidez ante Aplicación de Carga.....	34
2.5 CONCLUSIONES.....	36

## CAPÍTULO 3 INVESTIGACIÓN REALIZADA POR HIDALGO ET AL. (1978)..... 43

3.1 DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PROGRAMA EXPERIMENTAL.....	43
3.1.1 Aspectos Generales.....	43
3.1.2 Especímenes, Propiedades y Construcción.....	43
3.2 DESCRIPCIÓN DE LOS ENSAYES.....	45
3.2.1 Sistema de Aplicación de Carga.....	45
3.2.2 Secuencia de Aplicación de Carga.....	46
3.2.3 Instrumentación.....	47
3.2.4 Captura y Procesamiento de Datos.....	49
3.3 RESULTADOS DE PRUEBA.....	49
3.3.1 Aspectos Generales.....	49
3.3.2 Características Carga - Desplazamiento.....	49
3.3.2.1 <i>Envolventes</i> .....	56
3.3.2.2 <i>Degradación de Rigidez</i> .....	56
3.3.2.3 <i>Disipación de Energía</i> .....	56
3.3.2.4 <i>Distorsión Angular</i> .....	58
3.3.3 Modos de Falla.....	59
3.4 DISCUSIÓN DE LOS RESULTADOS DE PRUEBA.....	62
3.4.1 Modos de Falla.....	62
3.4.2 Resistencia ante Carga Lateral.....	62
3.4.2.1 <i>Resistencia al Agrietamiento por Corte</i> .....	62
3.4.2.2 <i>Resistencia Última</i> .....	64

3.4.3	Comportamiento Inelástico .....	65
3.4.4	Degradación de Rigidez .....	66
3.4.5	Disipación de Energía .....	68
3.4.6	Efecto de la Carga de Compresión sobre el Comportamiento Inelástico .....	68

<b>CAPÍTULO 4 ENSAYES EFECTUADOS POR EL CENTRO PARA TECNOLOGÍA EN LA</b>		
<b>CONSTRUCCIÓN (1984 - 1985).....</b>		<b>77</b>
4.1	INTRODUCCIÓN .....	77
4.2	MATERIALES .....	78
4.2.1	Bloques de Concreto .....	78
4.2.2	Mortero .....	79
4.3	DESCRIPCIÓN DE LOS ESPECÍMENES DE PRUEBA .....	80
4.3.1	Fabricación .....	80
4.3.2	Fabricación de Pilas .....	81
4.3.3	Detalles de los Especímenes .....	82
4.4	ENSAYE DE LOS MODELOS .....	84
4.4.1	Dispositivo de Prueba .....	84
4.4.2	Instrumentación .....	85
4.4.3	Procedimiento de Prueba .....	88
4.5	DESCRIPCIÓN DE LOS ENSAYES .....	88
4.5.1	Primer Programa Experimental (Influencia del Esfuerzo Axial de Compresión) .....	89
4.5.1.1	Modelo 64HH120-2L04 .....	89
4.5.1.2	Modelo 64HH160-3L01 .....	90
4.5.1.3	Modelo 64HH240-3L04 .....	92
4.5.1.4	Modelo 64HH300-2L05 .....	93
4.5.1.5	Modelo 64HH320-3L03 .....	94
4.5.1.6	Modelo 64HH400-3L02 .....	95
4.5.1.7	Modelo 64HH400-2L03 .....	96
4.5.1.8	Modelo 64HH500-2L06 .....	97
4.5.2	Segundo Programa Experimental (Influencia de la Relación de Aspecto) .....	98
4.5.2.1	Modelo 48HH150-3L06 .....	98
4.5.2.2	Modelo 48HH450-3L05 .....	99
4.5.2.3	Modelo 80HH250-3L07 .....	100
4.5.2.4	Modelo 80HH400-4L01 .....	101
4.5.2.5	Modelo 96HH200-4L03 .....	102
4.5.2.6	Modelo 96HH300-4L02 .....	103
4.5.2.7	Modelo 96HH400-4L04 .....	104
4.5.3	Tercer Programa Experimental (Influencia de la Resistencia de los Bloques y el Mortero) .....	105
4.5.3.1	Comportamiento General Observado .....	105
4.6	DISCUSIÓN DE RESULTADOS .....	109
4.6.1	Primer Programa Experimental (Influencia del Esfuerzo Axial de Compresión) .....	109
4.6.1.1	Comportamiento General .....	109
4.6.1.2	Relaciones Carga - Desplazamiento .....	109
4.6.1.3	Deformación por Tensión Diagonal .....	111
4.6.1.4	Resistencia .....	112
4.6.2	Segundo Programa Experimental (Influencia de la Relación de Aspecto) .....	114
4.6.2.1	Comportamiento General .....	114
4.6.2.2	Relaciones Carga - Desplazamiento .....	115
4.6.2.3	Deformación por Tensión Diagonal .....	117
4.6.2.4	Resistencia .....	120
4.6.3	Tercer Programa Experimental (Influencia de la Resistencia de las Piezas y el Mortero) .....	121
4.6.3.1	Resistencia en el Plano .....	121
4.6.3.2	Relación Esfuerzo Cortante - Desplazamiento .....	125
4.6.3.3	Deformación Diagonal .....	129

<b>CAPÍTULO 5 INFLUENCIA DEL ACERO DE REFUERZO HORIZONTAL SOBRE LA</b>		
<b>RESISTENCIA AL CORTE DE MUROS DE BLOQUE DE CONCRETO.....</b>		<b>133</b>
5.1	INTRODUCCIÓN.....	133
5.2	ESPECÍMENES DE PRUEBA.....	133
5.2.1	Piezas de Concreto.....	133
5.2.2	Acero de Refuerzo.....	134
5.2.3	Características de los Especímenes.....	134
5.3	PROTOCOLO DE PRUEBA.....	135
5.3.1	Conformación del Dispositivo de Prueba.....	135
5.4	INSTRUMENTACIÓN.....	136
5.5	PROCEDIMIENTO DE PRUEBA.....	139
5.6	RESULTADOS DE PRUEBA.....	140
5.6.1	Introducción.....	140
5.6.2	Especímen R1.....	141
5.6.3	Especímen R2.....	142
5.6.4	Especímen R3.....	142
5.6.5	Especímen R4.....	143
5.6.6	Especímen R5.....	144
5.6.7	Especímen R6.....	145
5.6.8	Especímen R7.....	146
5.6.9	Especímen R8.....	146
5.6.10	Especímen R9.....	148
5.6.11	Especímen R10.....	149
5.6.12	Especímen R11.....	150
5.7	RESULTADOS CUANTITATIVOS.....	150
5.8	DISCUSIÓN DE RESULTADOS DE PRUEBA.....	154
5.9	REQUERIMIENTOS MÍNIMOS DE ACERO DE REFUERZO HORIZONTAL PARA EL DISEÑO SISMO	
	- RESISTENTE DE MUROS ESTRUCTURALES DE MAMPOSTERÍA (SCHULTZ, 1996).....	158
5.9.1	Introducción.....	158
5.9.2	Antecedentes.....	158
5.9.3	Objetivos.....	159
5.9.4	Criterio de Resistencia.....	159
5.9.5	Criterio de Energía.....	162
5.9.5.1	<i>Energía Elástica por Deformación de Corte en la Mampostería no Agrietada</i> .....	162
5.9.5.2	<i>Energía Absorbida por el Refuerzo Horizontal</i> .....	164
5.9.5.3	<i>Combinación de Efectos</i> .....	167
5.9.6	Verificación.....	169
5.9.7	Discusión.....	172
5.9.8	Expresión Propuesta para Reglamento.....	175
5.9.9	Conclusiones.....	177
<b>CAPÍTULO 6 ESTUDIO REALIZADO POR S.G. FATTAL (1993).....</b>		<b>181</b>
6.1	INTRODUCCIÓN.....	181
6.2	SERIE DE DATOS EXPERIMENTALES.....	181
6.3	PREDICCIÓN DE LA RESISTENCIA AL CORTE.....	186
6.3.1	Reducción de Datos.....	186
6.4	ANÁLISIS.....	194
6.4.1	Comparación M - M.....	194
6.4.2	Efecto de la Carga Axial.....	203
6.4.3	Efecto de la Relación de Aspecto.....	203
6.4.4	Efecto del Refuerzo Horizontal.....	204
6.4.5	Efecto de la Resistencia a la Compresión de la Mampostería.....	205
6.4.6	Comparación M - B.....	207
6.4.7	Comparación M - N.....	207
6.5	ADELANTOS.....	211
6.5.1	Modificación del Término $V_m$ .....	212

6.5.2	Modificación del Término $V_0$ .....	213
6.5.3	Modificación del Término $V_0$ .....	213
6.6	CONFRONTACIÓN DE ECUACIONES TEÓRICAS .....	213
<b>CAPÍTULO 7 OTROS ESTUDIOS .....</b>		<b>219</b>
7.1	INTRODUCCIÓN .....	219
7.2	RESISTENCIA Y DUCTILIDAD DE MUROS ESTRUCTURALES REFORZADOS (SHING, SCHULLER Y HOSKERE, 1990).....	219
7.2.1	Introducción .....	219
7.2.2	Estudio Experimental .....	219
7.2.3	Resistencia a la Flexión .....	221
7.2.4	Resistencia al Corte .....	223
7.2.5	Deformación y Ductilidad .....	225
7.2.5.1	<i>Deformación por Flexión y Ductilidad</i> .....	225
7.2.6	Deformación por Corte y Ductilidad .....	226
7.2.7	Conclusiones .....	229
7.3	COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE MUROS ESTRUCTURALES DE MAMPOSTERÍA REFORZADA UTILIZANDO MODELOS ESCALA 1:3 (LARBI Y HARRIS, 1990).....	231
7.3.1	Introducción .....	231
7.3.2	Programa de Prueba .....	231
7.3.2.1	<i>Especímenes de Prueba</i> .....	231
7.3.2.2	<i>Dispositivo de Prueba</i> .....	232
7.3.3	Propiedades de los Materiales de los Modelos .....	233
7.3.3.1	<i>Piezas de Concreto de los Modelos</i> .....	233
7.3.3.2	<i>Mortero y Lechada de Cemento Utilizados en los Especímenes</i> .....	234
7.3.3.3	<i>Acero de Refuerzo en los Modelos</i> .....	234
7.3.3.4	<i>Especímenes de Control</i> .....	236
7.3.4	Instrumentación e Historia de Carga .....	237
7.3.5	Resultados de Prueba .....	238
7.3.5.1	<i>Modo de Falla y Patrón de Agrietamiento</i> .....	239
7.3.5.2	<i>Relaciones Carga - Desplazamiento</i> .....	239
7.3.5.3	<i>Efecto de las Variables de Estudio sobre la Resistencia a Flexión</i> .....	240
7.3.5.4	<i>Efecto de las Variables de Estudio sobre la resistencia a Cortante</i> .....	241
7.3.6	Conclusiones .....	241
7.4	EFFECTO DEL REFUERZO SOBRE LA RESPUESTA ANTE CORTANTE DE MODELOS DE BLOQUE DE CONCRETO (KHATTAB Y DRYSDALE, 1993).....	242
7.4.1	Introducción .....	242
7.4.2	Programa Experimental .....	243
7.4.3	Fabricación de los Especímenes .....	244
7.4.4	Propiedades de los Materiales .....	245
7.4.5	Dispositivo de Prueba .....	245
7.4.6	Discusión de Resultados .....	247
7.4.6.1	<i>Comportamiento Observado</i> .....	247
7.4.6.2	<i>Características de Resistencia</i> .....	249
7.4.6.3	<i>Características de Deformación</i> .....	251
7.4.7	Conclusiones .....	251
7.5	EVALUACIÓN DE LA RESISTENCIA AL CORTANTE DE MUROS DE MAMPOSTERÍA REFORZADA (SHING, BRUNNER Y LOTFI, 1993).....	253
7.5.1	Introducción .....	253
7.5.2	Modelación con Elemento Finito .....	253
7.5.3	Modelo de Grietas Dispersas .....	254
7.5.4	Modelo de la Interfaz .....	256
7.5.5	Calibración y Validación del Modelo .....	259
7.5.6	Elemento de Grieta Dispersa .....	260
7.5.7	Elemento de la Interfaz .....	260
7.5.8	Validación del Modelo con Resultados Experimentales .....	262
7.5.9	Fórmulas Actuales de Diseño para Evaluar la Resistencia al Corte .....	267
7.5.9.1	<i>Fórmula del UBC</i> .....	267
7.5.9.2	<i>Otras Fórmulas</i> .....	268

7.5.9.3	<i>Fórmula Nueva para Evaluar la Resistencia al Corte</i> .....	268
7.5.10	Conclusiones .....	274
7.6	INFLUENCIA DEL ACERO DE CONFINAMIENTO SOBRE LA RESPUESTA A FLEXIÓN DE MUROS DE MAMPOSTERÍA REFORZADA (SHING, CARTER Y NOLAND, 1993) .....	275
7.6.1	Introducción .....	275
7.6.2	Análisis de la Respuesta a Flexión con el Modelo de Fibras .....	275
7.6.3	Relación Esfuerzo - Deformación de Pilas de Mampostería .....	276
7.6.4	Influencia del Acero de Confinamiento sobre la Respuesta a Flexión .....	281
7.6.5	Estudio Experimental .....	281
7.6.6	Análisis .....	286
7.6.7	Conclusiones .....	291
7.7	RESISTENCIA AL CORTE DE MUROS DE MAMPOSTERÍA REFORZADA (BRUNNER, SHING Y LOTFI, 1996) .....	292
7.7.1	Introducción .....	292
7.7.2	Modos de Falla Inducidos por la Flexión y el Cortante .....	292
7.7.3	Mecanismos de Resistencia al Corte .....	292
7.7.4	Método de Análisis Generalizado .....	294
7.7.4.1	<i>Resistencia al Corte Proveniente de la Zona a Compresión</i> .....	299
7.7.4.2	<i>Resistencia al Corte Proveniente de la Trabazón del Agregado</i> .....	300
7.7.4.3	<i>Resistencia al Corte Proveniente del Acero de Refuerzo Horizontal</i> .....	301
7.7.4.4	<i>Implementación del Modelo Analítico</i> .....	301
7.7.5	Validación del Método Analítico con Resultados Experimentales .....	303
7.7.6	Conclusiones .....	305
7.8	ALGUNOS ASPECTOS SOBRE EL COMPORTAMIENTO SÍSMICO Y EL DISEÑO SISMO - RESISTENTE DE EDIFICIOS DE MAMPOSTERÍA EN CHILE (HIDALGO, 1992) .....	306
7.8.1	Introducción .....	306
7.8.2	Características Generales de los Sistemas Estructurales .....	306
7.8.3	Daño Observado en Edificios de Mampostería ante Solicitaciones Sísmicas .....	308
7.8.4	Prácticas de Diseño .....	308
7.8.5	Investigaciones Realizadas .....	310
<b>CAPÍTULO 8 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES</b> .....		<b>313</b>
8.1	Conclusiones .....	313
8.2	Recomendaciones .....	317
<b>REFERENCIAS</b> .....		<b>319</b>

# CAPÍTULO I

## INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS

### 1.1 PANORAMA GENERAL

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 concreto.

Debe de tomarse en cuenta que la mayoría de las fallas catastróficas han ocurrido en construcciones de mampostería sin refuerzo que, además, casi siempre presentaban defectos de estructuración. Es factible concluir que estas construcciones han escapado de un diseño cuidadoso, como es el común para estructuras de concreto y de acero. Además, si bien es cierto que las estructuras de mampostería, por ser muy rígidas y generalmente frágiles, son particularmente sensibles a eventos sísmicos (especialmente cuando tienen epifocos cercanos y superficiales), también se ha comprobado que, con un refuerzo y confinamiento adecuados, se puede lograr que este tipo de estructuras sean capaces de soportar deformaciones considerables, aunque esto implique cierto agrietamiento en los muros.

Los sistemas constructivos a base de muros de carga de mampostería han sido ampliamente adoptados en México, pues resulta evidente que representan una solución viable y conveniente para construcciones de vivienda económica unifamiliar o multifamiliar, y en general para construcciones de baja o mediana altura en las cuales se requiere dividir el área total disponible en espacios pequeños.

Los muros de mampostería se emplean en distintas formas estructurales en las que difieren las solicitaciones que los afectan: la identificación de los distintos tipos es importante para la elección de las modalidades de ensaye.

En construcciones cuya estructura principal esté 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, ambos elementos estructurales actúan como una sola unidad en la cual el muro proporciona rigidez al actuar como un diafragma, mientras que el marco tiene la función de resistir las cargas verticales y la flexión general, así como la de confinar al 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.

En otros tipos de estructuras, los muros constituyen el único elemento vertical resistente y, por tanto, deben de contar con la capacidad de soportar el efecto de cargas verticales y laterales simultáneamente. El efecto de las cargas *laterales* puede visualizarse como la superposición de la flexión general en cada muro considerándolo como un solo elemento en la altura de un edificio, 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 y compresión variables en cada piso.

En zonas de alto peligro sísmico, especialmente en México, es usual que los muros de carga se encuentren confinados por elementos de concreto verticales (castillos) y horizontales (dadas) de espesor

igual al muro, con el fin de proporcionar a éste un confinamiento que mejore su ductilidad, es decir su capacidad de deformación en el rango inelástico sin deterioro drástico de la resistencia.

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

## 1.2 OBJETIVOS

Con la intención de aclarar algunos aspectos del comportamiento de muros de mampostería, en este trabajo se presenta una revisión de la literatura relacionada con ensayos realizados en muros de mampostería construidos a base de bloques huecos de concreto. En estos programas experimentales se evaluó la influencia de diversos parámetros que afectan el comportamiento general de los modelos, entre los que podemos citar:

- ◆ La cuantía de acero de refuerzo vertical y horizontal.
- ◆ La magnitud de la carga vertical.
- ◆ La relación de aspecto.
- ◆ Las características de la historia de aplicación de carga.
- ◆ La resistencia de los bloques y del mortero.

El trabajo está dividido en secciones donde se revisan los aspectos más relevantes de los diferentes programas experimentales y analíticos estudiados.

## **CAPÍTULO 2**

### **INVESTIGACIÓN REALIZADA POR MELI Y SALGADO (1969)**

#### **2.1 DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PROGRAMA EXPERIMENTAL**

##### **2.1.1 Aspectos Generales**

El programa experimental llevado al cabo en el Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México se enfocó a estudiar el comportamiento de muros de mampostería con diferentes cuantías de refuerzo vertical en su interior sujetos a cargas laterales en su plano; el proyecto incluyó dos tipos principales de ensayos. En el primero, los especímenes se sometieron a ciclos de carga lateral alternada hasta una deformación máxima controlada, con el fin de estudiar el efecto de la repetición de cargas en la resistencia y rigidez de los muros.

En el segundo tipo de ensayos, los muros se llevaron directamente a la falla con una sola aplicación de carga lateral en una dirección, esto con el objeto de estudiar la capacidad y rigidez sin reversión de deformaciones.

En la mayoría de los ensayos de los especímenes, el extremo superior del muro tenía libertad de desplazamiento vertical, mientras que el extremo inferior estaba ligado a una trabe de concreto (ensayos en voladizo). En los ensayos restantes se restringió el desplazamiento vertical de la parte superior del muro, en el extremo en el que se aplicaba la carga vertical del muro, dejando libertad únicamente para los desplazamientos horizontales (ensayos en doble curvatura).

En los ensayos de la primera clase, en voladizo, se producen deformaciones por corte y por flexión en los muros, mientras que en la segunda clase de ensayos, denominados de compresión diagonal, se introducen en el muro deformaciones por cortante de modo predominante.

Las dos formas de prueba intentan reproducir el comportamiento real de los muros; en un caso, cuando constituyen el único elemento estructural que debe resistir tanto las fuerzas cortantes como los momentos de volteo producidos por el sismo, y en el otro cuando en la estructura existen elementos adicionales, como marcos de concreto o de acero, que toman las cargas verticales, y en donde los muros se ven sometidos únicamente a deformaciones laterales. Para considerar el efecto de niveles superiores en la estructura se aplicó a los especímenes una carga vertical uniforme que permaneció constante durante los ensayos.

##### **2.1.2 Especímenes. Propiedades de los Materiales y Construcción**

Los especímenes consistieron en tableros de 2.0 x 2.0 m para los ensayos en una dirección (carga monótona), y de 2.8 x 2.7 m, para los ensayos ante carga alternada; las piezas que se emplearon en la construcción de los muros fueron bloques huecos de concreto tipo pesado.

El bloque hueco de concreto tenía dimensiones de 15 x 20 x 40 cm, con una relación de área neta a área bruta de 57 por ciento.

Los módulos de elasticidad secantes entre 0 y 50 por ciento de la resistencia, medidos en pruebas de pilas de tres piezas, fueron iguales a 8 633 MPa (88 000 kg/cm<sup>2</sup>), en la primera partida, y a 5 101 MPa (52 000 kg/cm<sup>2</sup>) para la segunda.

Los muros se construyeron sobre una trabe de concreto prefabricada, muy rígida, a la cual se anclaron mediante el refuerzo vertical; éste atravesaba la trabe por unos agujeros colocados en lugares adecuados y se fijó a la parte inferior de la trabe por medio de tuercas. El refuerzo vertical se ancló en la parte superior en una dala de concreto de 20 cm de peralte.

El procedimiento constructivo consistió en colocar el refuerzo vertical completo, levantar la primera mitad del muro, y colar los castillos en los huecos (castillos interiores); después se levantó la segunda mitad y se colaron los castillos respectivos. Finalmente se construyó la dala superior.

En los primeros especímenes (modelos 501 a 504) se utilizó concreto con revenimiento de 10 a 15 cm para los castillos colados en el interior de las piezas huecas. En los siguientes se emplearon concretos con revenimientos mayores para asegurar el relleno completo de los huecos, lo cual implicó una disminución notable en la resistencia como se aprecia en la tabla 2.1 (modelos 505 a 520). El tamaño máximo de agregado fue de 3/8 de pulgada (9.5 mm). Para la dala se utilizó concreto de mucho mayor resistencia, con el fin de evitar una falla local por concentración de carga.

En las juntas se empleó mortero de cemento y arena, en proporción volumétrica de 1:3. Como refuerzo se utilizaron barras de acero con esfuerzo nominal de fluencia de 392.4 MPa (4 000 kg/cm<sup>2</sup>).

## **2.2 DESCRIPCIÓN DE LOS ENSAYES**

### **2.2.1 Introducción**

El comportamiento sísmico de un elemento estructural está definido por su relación carga - deformación. Las características más relevantes de esta relación son la rigidez, la resistencia y otros parámetros relacionados con la capacidad de absorber la energía producida por el sismo y de amortiguar el movimiento vibratorio subsecuente. También resulta de interés la variación de estas propiedades con ciclos (deformaciones y cargas) de diferente amplitud.

Todas estas propiedades deben determinarse estrictamente a partir de ensayos dinámicos de elementos estructurales; sin embargo, pruebas de este tipo resultan muy costosas y muy difíciles de realizar en las estructuras que atañen a este trabajo. En la mayoría de los ensayos realizados, las cargas se han aplicado estáticamente en ciclos alternados, bajo la suposición de que los resultados así obtenidos son conservadores con respecto a los que se obtendrían dinámicamente.

La casi totalidad de la información existente se refiere al ensaye de tableros aislados, a escala natural, aproximadamente cuadrados, de 2 a 3 m de lado.

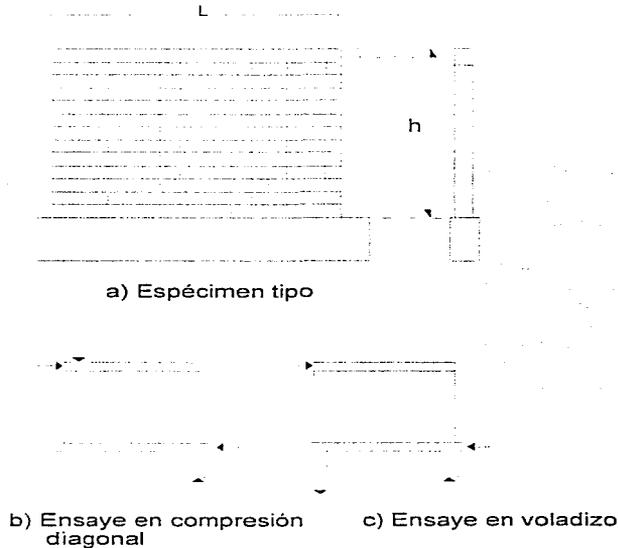
### **2.2.2 Sistema de Aplicación de Carga**

Los especímenes se construyeron y ensayaron en dos distintos marcos de prueba. El primero, para los ensayos de carga alternada, consistió de un marco fijo, el cual admitía dos muros a la vez, que se

construyeron sobre traveses de concreto de 30 x 70 cm de sección: el segundo era un marco móvil que se acoplaba a las traveses que sirvieron de base para la construcción de los muros.

Las cargas horizontales se aplicaron mediante un actuador hidráulico que reaccionaba contra el marco. La carga actuante se verificaba utilizando una celda eléctrica de carga previamente calibrada, colocada entre el marco y el muro. Para los ensayos a carga alternada existían dos sistemas idénticos en ambos lados del muro.

Los dos tipos de prueba mencionados anteriormente, en voladizo y compresión diagonal, se ilustran en la fig. 2.1. La restricción al desplazamiento vertical se consiguió, en los ensayos en una dirección, mediante tirantes colocados en la esquina cargada; en los ensayos a carga alternada se fijaba el muro al marco con un sistema de rodillos que permitió únicamente el desplazamiento lateral. La carga vertical que ocasionalmente se aplicó en los especímenes fue proporcionada a través de un sistema de tensores y actuadores hidráulicos distribuidos uniformemente a lo largo de los bordes horizontales del muro.



**Figura 2.1** Especimen tipo y modalidades de ensayo

### 2.2.3 Secuencia de Carga

Las pruebas en los muros cargados en una sola dirección se realizaron aplicando carga horizontal progresivamente creciente de modo de proporcionar incrementos de deformación angular previamente establecidos y controlados por medio de las deformaciones de una de las diagonales. Los incrementos variaban en amplitud según avanzaba el desarrollo de la prueba; en cada incremento de carga se revisaba el estado de agrietamiento del muro. Se prestó especial atención a la determinación de la carga correspondiente al primer agrietamiento inclinado.

En los ensayos con carga vertical, ésta se aplicó inicialmente en un solo incremento de carga. En los ensayos con carga alternada, en algunos casos se aplicaron doce ciclos de carga en ambas direcciones hasta una deformación máxima aproximadamente constante en cada ciclo; esta deformación máxima se alcanzó, en general, en cinco incrementos iguales; después de los ciclos, se llevaba el muro a la falla en una dirección.

### 2.2.4 Instrumentación

Los especímenes se instrumentaron con un sistema que permitió registrar las deformaciones de los cuatro lados y de las diagonales; para ello, se emplearon canales de aluminio y micrómetros de 0.01 mm de aproximación. Con este sistema fue posible calcular las deformaciones angulares de cada esquina y construir las curvas esfuerzo - deformación.

## 2.3 RESULTADOS DE LAS PRUEBAS

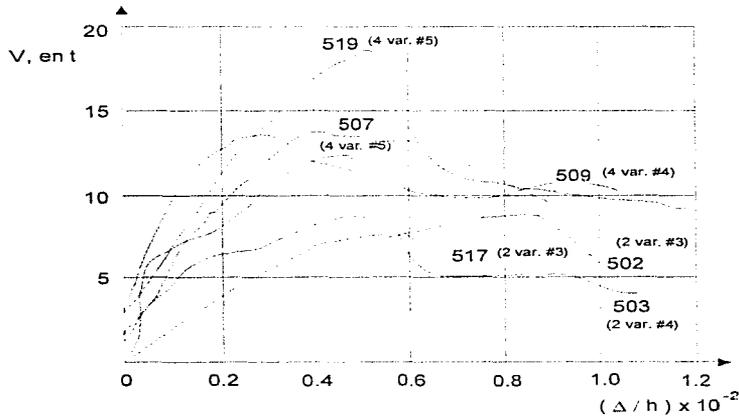
### 2.3.1 Introducción

En esta sección se presentan los resultados obtenidos a partir de los ensayos realizados. Los resultados se presentan en las tablas 2.2 y 2.3 e incluyen las cargas correspondientes a la aparición de la primera grieta inclinada en los muros, las cargas máximas alcanzadas durante la prueba y las correspondientes deformaciones angulares para las cargas antes mencionadas. La nomenclatura utilizada para identificar a los especímenes y el tipo de ensaye también se consignan. Además se presentan las historias completas de las relaciones carga - deformación de los especímenes ensayados, así como una descripción de los diferentes modos de falla exhibidos por los muros.

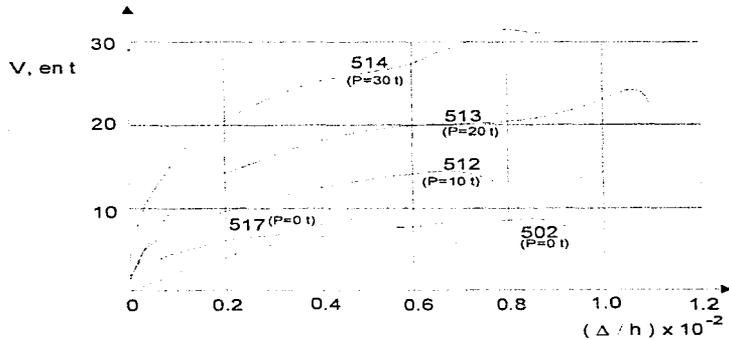
### 2.3.2 Comportamiento ante la Aplicación de Carga

Para el caso de los muros ensayados en voladizo, las curvas para la primera aplicación de carga (figs. 2.2 a 2.5), exhibieron un tramo inicial muy rígido que finalizó al presentarse el agrietamiento por flexión; después, se presentó un tramo de menor rigidez sobre el cual puede apreciarse en algunas ocasiones un cambio pronunciado en la tendencia de la curva asociado a la carga de agrietamiento diagonal. Cuando no se aplicó carga vertical sobre el muro, la resistencia máxima fue apreciablemente mayor que la carga de agrietamiento diagonal; después de alcanzarse la carga máxima se presentó un comportamiento sensiblemente dúctil, tanto para cantidades pequeñas de acero en los extremos como para altos porcentajes de acero. La presencia de carga vertical aumentó apreciablemente el tramo de rigidez inicial, la carga de agrietamiento y la máxima, además de haber reducido drásticamente la

ductilidad de la falla (figs. 2.2 y 2.3). El refuerzo en los huecos intermedios de los bloques también incrementó la resistencia, pero tuvo influencia en la ductilidad (fig. 2.5).



**Figura 2.2 Efecto de la cuantía de refuerzo en los extremos ( $1t = 9.81 \text{ kN}$ )**



**Figura 2.3 Falla por flexión. Efecto de la carga vertical  $P$  ( $1t = 9.81 \text{ kN}$ )**

En cuanto al agrietamiento, para cantidades reducidas de refuerzo en los extremos, se presentaron grietas horizontales en los especímenes, que aparecieron inicialmente en la unión del muro con la trabe inferior, y posteriormente en las juntas de las hiladas superiores las cuales se iban escalonando diagonalmente hasta alcanzar el castillo extremo del lado de compresión. La presencia de carga vertical redujo la importancia del agrietamiento por flexión y tendió a hacer más diagonales las grietas. Debe señalarse que para altos niveles de carga vertical el agrietamiento, esencialmente producido por la tensión diagonal, se presentó en forma brusca para la carga de colapso.

Para los especímenes que contaron con altos porcentajes de acero en los extremos, el agrietamiento por flexión fue muy reducido y las grietas se desarrollaron diagonalmente, atravesando indistintamente el bloque y el mortero: al ir incrementándose la carga, las grietas iniciales se prolongaron y aparecieron otras paralelas, hasta que finalmente se producía la falla por cortante en los castillos extremos. También para este caso, para niveles altos de carga vertical, la grieta diagonal se formó repentinamente y correspondió a la carga *máxima* que resistió el muro.

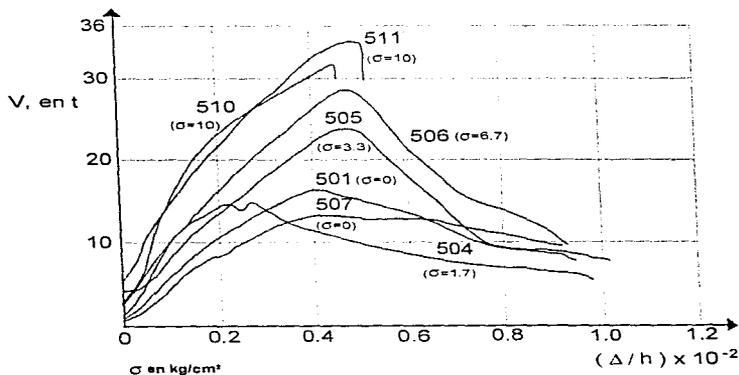


Figura 2.4 Falla en tensión diagonal. Efecto de la carga vertical  $P$  ( $1t = 9.81 \text{ kN}$ )

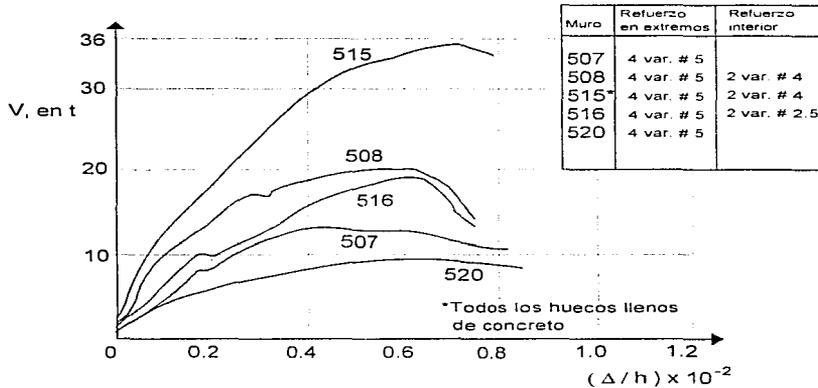


Figura 2.5 Falla en tensión diagonal. Efecto del refuerzo interior ( $1t = 9.81 \text{ kN}$ )

### 2.3.3 Comportamiento ante Cargas Repetidas

Los cuatro primeros especímenes ensayados en dos direcciones fueron sometidos a repeticiones de carga alternada hasta una deformación máxima constante, cuyo comportamiento histerético se muestra en las figs. 2.6 y 2.7. Para los muros 401 y 402 se aplicó inicialmente un ciclo hasta una deformación máxima considerable, correspondiente aproximadamente a la carga máxima; posteriormente se aplicaron doce ciclos para una deformación menor; la disminución de la rigidez y resistencia (deterioro), resultó importante del primero al segundo ciclo, posteriormente la respuesta de los modelos fue estable, como se puede apreciar en las figuras correspondientes.

La variación de la curva carga - deformación no fue considerable del segundo al duodécimo ciclo. Para el espécimen 402, sometido a una carga vertical de 10 t, el deterioro fue menor en todas las etapas.

El espécimen 403 (fig. 2.7) sufrió un falla frágil para una deformación angular menor que la que habían soportado otros especímenes idénticos; este comportamiento atípico posiblemente se debió a algún defecto en la construcción. El muro 404, el cual contó con estribos en sus castillos interiores extremos, fue sometido a ciclos de carga con una deformación apreciable y mostró un deterioro relativamente menor que otros especímenes sin estribos en los castillos.

Los siguientes seis especímenes ensayados, se probaron para deformaciones máximas que se duplicaban para cada determinado número de ciclos; para los muros 405 a 408 (figs. 2.8 a 2.11), pudo apreciarse que el deterioro fue reducido para deformaciones pequeñas, menores que la asociada con el agrietamiento diagonal, sólo existió cierta diferencia entre el primero y segundo ciclo para una determinada deformación; para los muros sujetos a carga vertical durante la prueba, el deterioro fue considerablemente menor que para aquellos sin carga vertical.

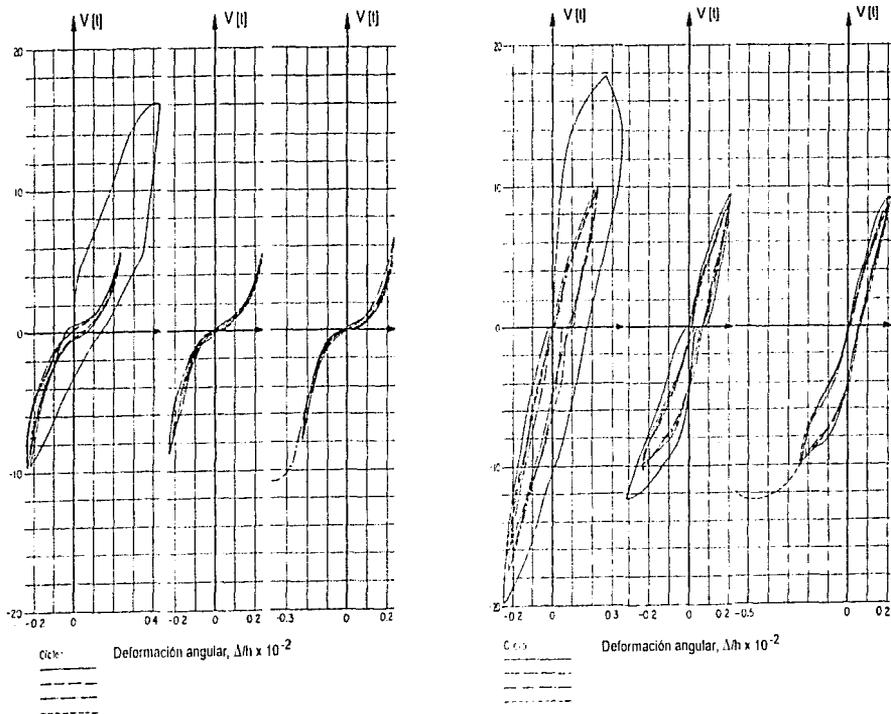


Figura 2.6 Curvas histeréticas (modelos 401 y 402) ( $1t = 9.81 \text{ kN}$ )

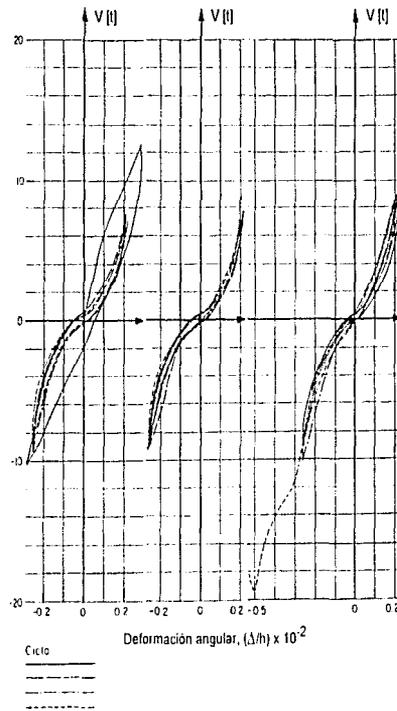
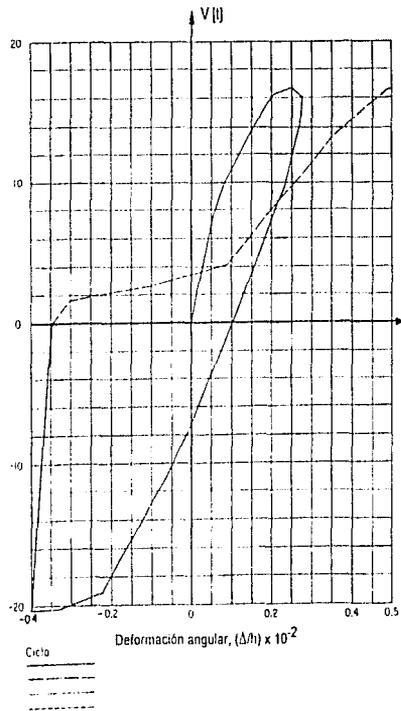


Figura 2.7 Curvas histeréticas (modelos 403 y 404) ( $1t = 9.81 \text{ kN}$ )

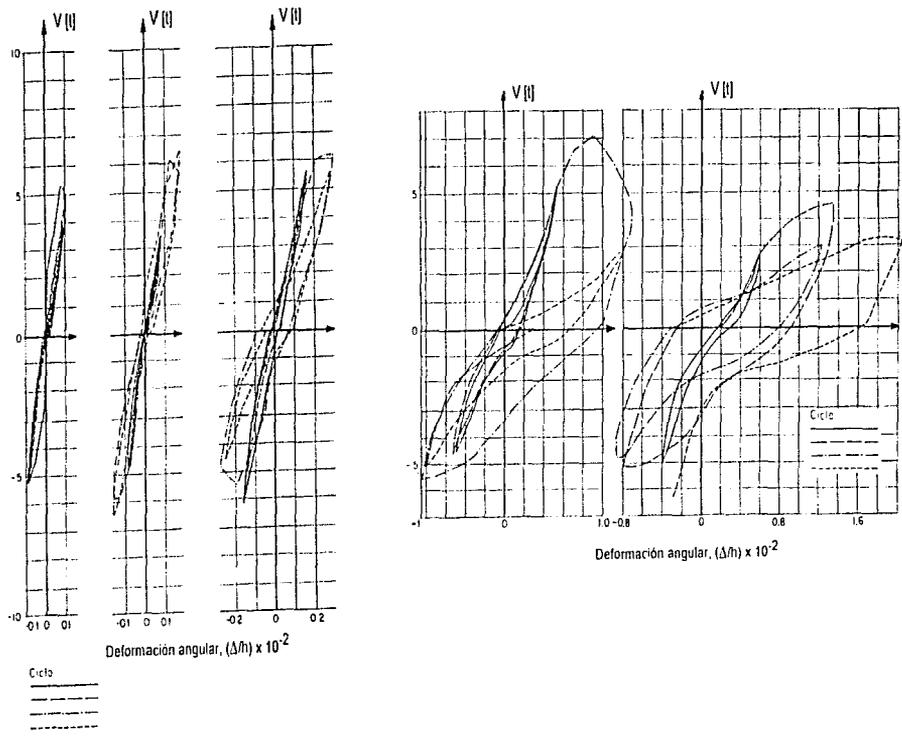


Figura 2.8 Curvas histerética (modelo 405) ( $1t = 9.81$  kN)

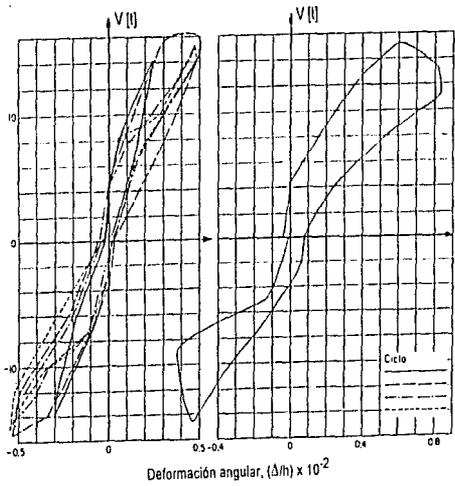
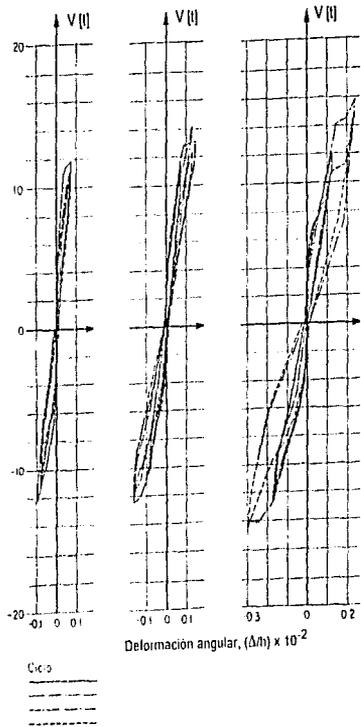


Figura 2.9 Curvas histeréticas (modelo 406) ( $1t = 9.81 \text{ kN}$ )

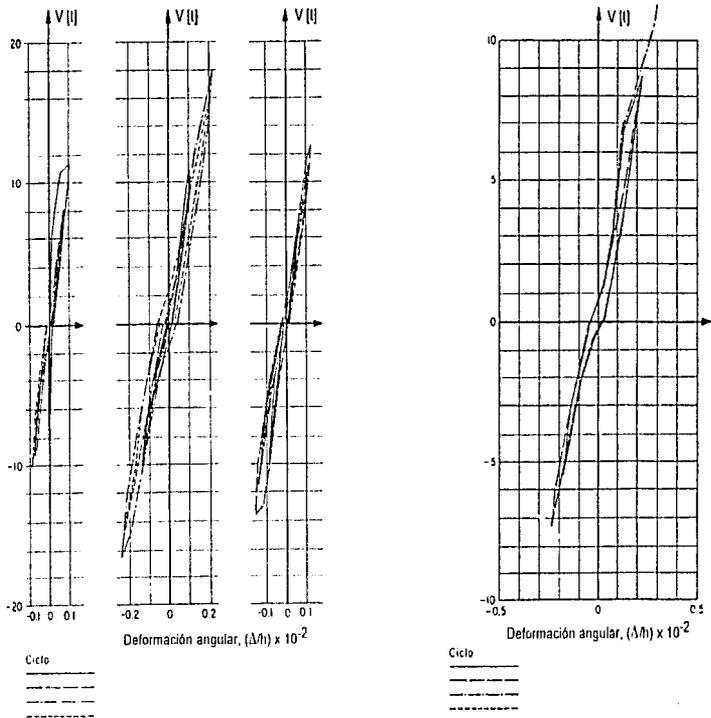


Figura 2.10 Curvas histeréticas (modelo 407) ( $1t = 9.81$  kN)

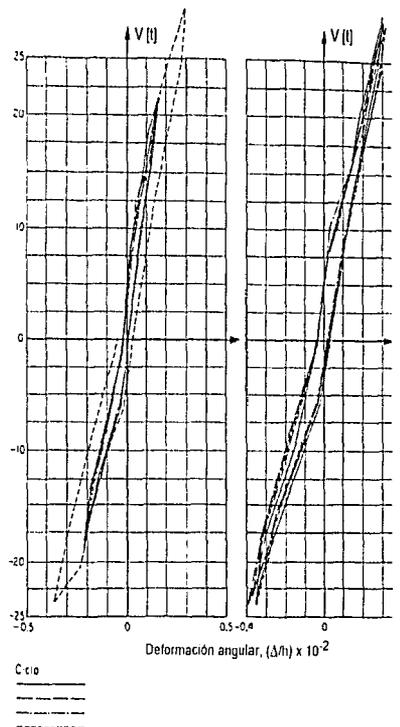
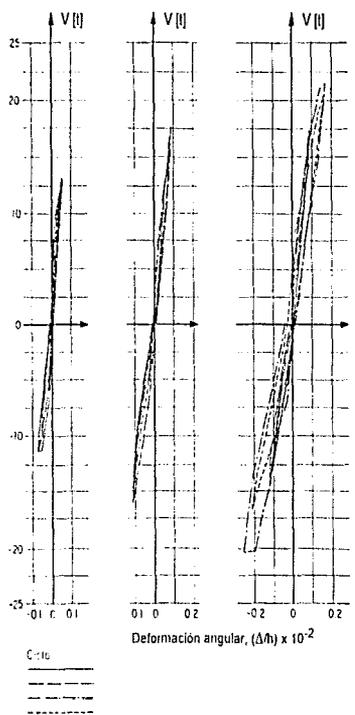


Figura 2.11 Curvas histeréticas (modelo 408) ( $1t = 9.81 \text{ kN}$ )

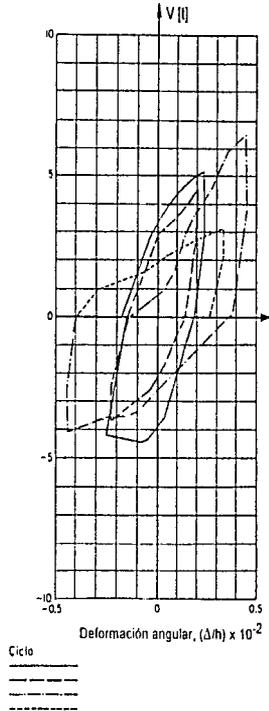
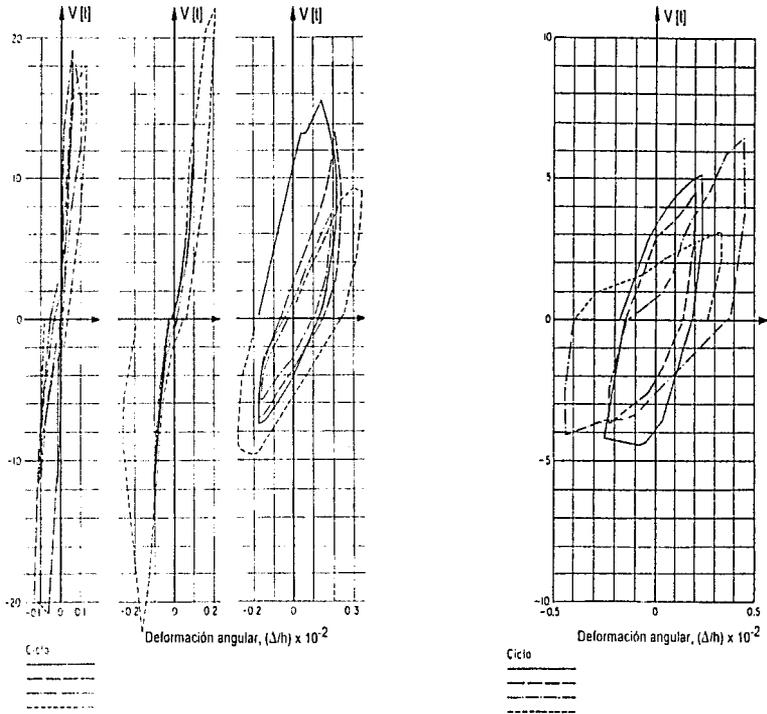


Figura 2.12 Curvas histeréticas (modelo 409) ( $t_t = 9.81$  kN)

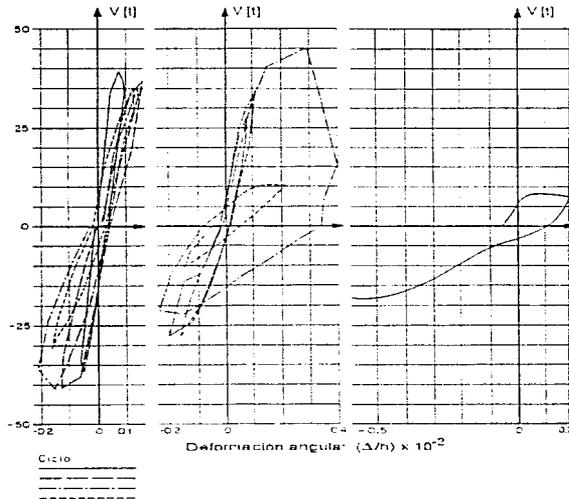


Figura 2.13 Curvas histeréticas (modelo 410) ( $1t = 9.81 \text{ kN}$ )

En los especímenes que contaron con poco refuerzo vertical (muros 405 y 407), el deterioro comenzó a ser relevante a partir de la fluencia del acero y creció continuamente hasta alcanzar grandes deformaciones: para altas cuantías de acero vertical se presentaron fallas repentinas, para deformaciones angulares de  $4 \times 10^{-3}$ , sin que existiera un deterioro previo de importancia.

Los especímenes 409 y 410 se ensayaron a compresión diagonal, y exhibieron (figs. 2.12 y 2.13) una rigidez inicial superior a la de los anteriormente ensayados en voladizo: en ellos, se produjeron importantes deterioros para deformaciones angulares más pequeñas que las registradas para los muros en voladizo.

### 2.3.4 Modos de Falla

Para los tipos de ensayos realizados, existen diferentes modos de falla. Cuando los especímenes se encontraban confinados por un marco exterior, éste, al estar sometido a carga lateral, adquiere la configuración que se muestra en la fig. 2.14b; se despega del muro en dos de las esquinas y actúan sobre él las fuerzas que se presentan en la fig. 2.14c. Éstas pueden idealizarse como una *carga diagonal concentrada*; en esta forma el muro sólo sufre *deformaciones por cortante* y puede fallar por compresión en uno de los extremos cargados (fig. 2.14d) o a través de una grieta diagonal.

La falla por compresión no se presentó como modo principal de falla en ninguno de los especímenes ensayados, aunque en algunos casos se presentaron fallas locales de este tipo después de que se había alcanzado la resistencia máxima del muro; esta falla se puede considerar como característica de materiales de baja resistencia a la compresión en muros confinados por marcos muy rígidos y en muros con relación de aspecto ( $h/L$ ) elevada, en los que la compresión local es muy importante.

La grieta diagonal a través de la cual se produce el otro modo de falla, puede ser de dos tipos, dependiendo de las características de los materiales y de la distribución de esfuerzos inducida. Puede presentarse una grieta de tensión que indistintamente atraviere las piezas y el mortero (fig. 2.14e); esto sucede si la *adherencia* en las juntas es muy buena o si existe una carga vertical alta que logre restringir por fricción el deslizamiento de las juntas; también esta grieta es típica de muros altos y de poca longitud en los que el empuje a lo largo de las diagonal produce compresiones elevadas perpendicularmente a las juntas. El otro tipo de grieta diagonal se debe al deslizamiento de las piezas sobre las juntas por efecto de esfuerzos tangenciales (fig. 2.14f); esto se presenta si la adherencia entre el mortero y la pieza es baja, si la carga vertical no es muy elevada, y en muros alargados en donde la carga diagonal produce compresiones despreciables perpendicularmente a las juntas.

Cabe destacar que la aparición de la grieta diagonal antes mencionada no correspondió a la carga máxima resistente en muros con marco exterior; la grieta se desarrolla generalmente del centro a los extremos y finalmente cruza las columnas o castillos extremos con lo cual se alcanza la carga máxima resistente. La diferencia entre la carga de agrietamiento inclinado y la máxima depende de la resistencia del marco exterior y de la presencia de refuerzo en el interior del muro, es decir, de mecanismos de resistencia alternos que contribuyan después del agrietamiento.

En los especímenes sin marco exterior, al no existir restricción al desplazamiento vertical en la parte superior, se introducen momentos flexionantes que pueden determinar otro posible modo de falla, además de los mencionados anteriormente. Se debe señalar que ya que la resistencia a tensión de las juntas puede considerarse como despreciable, las tensiones eventualmente provocadas por la flexión deben de ser tomadas por el refuerzo vertical colocado en el interior del muro y anclado a un elemento resistente inferior. Si esta cantidad de acero es insuficiente, la resistencia del muro estará limitada por la capacidad del acero produciéndose así una falla por ruptura del acero a tensión, o más comúnmente una falla a través de una grieta diagonal propiciada por las deformaciones verticales en el muro para esfuerzos en el acero superiores al de fluencia. Si existe una gran cantidad de refuerzo interior, las deformaciones verticales en el muro son reducidas y el comportamiento es parecido al de los ensayos a compresión diagonal.

La carga vertical influye en el modo de falla, en cuanto a que introduce compresiones verticales que retardan la falla, tanto en flexión como para el esfuerzo tangencial en la junta y en tensión diagonal; en general, tiende a favorecer la falla por tensión diagonal, ya que la resistencia a este efecto aumenta más *lentamente* con la carga vertical que la resistencia a flexión dominada por la fluencia del acero y que la resistencia al deslizamiento de las juntas.

Debe señalarse que el refuerzo vertical y horizontal en el interior del muro puede modificar la dirección del agrietamiento, además de incrementar la resistencia.

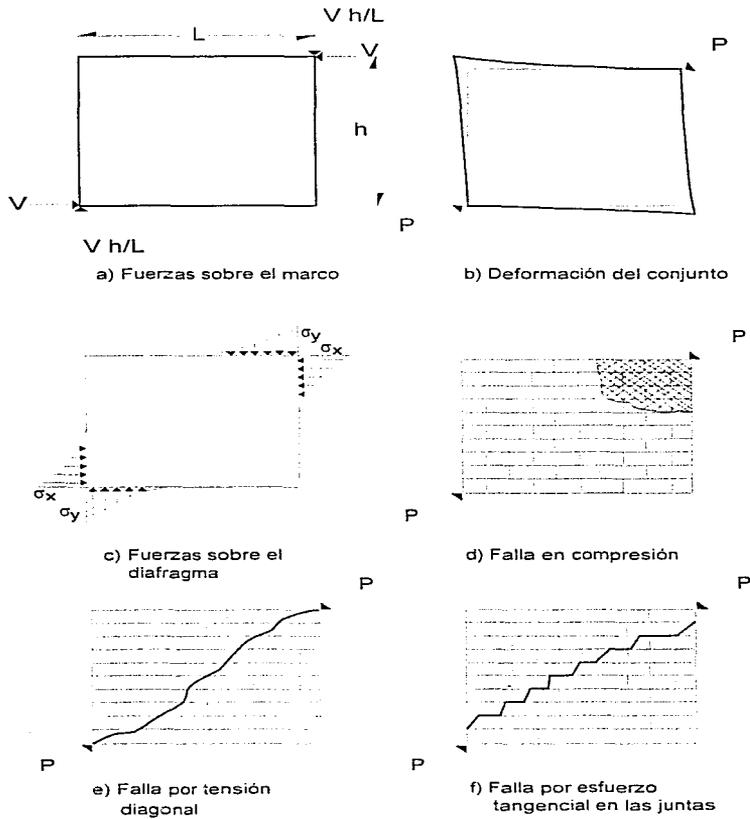


Figura 2.14 Distribución de carga y modos de falla de muros con marco confinante

### 2.3.5 Efecto de la Repetición de Carga Alternada

Las características básicas desde el punto de vista del comportamiento sísmico, como ya se había mencionado en la introducción de este trabajo son la resistencia, rigidez y la capacidad de disipación de energía, y la variación de estas propiedades con la repetición de cargas alternadas. Esta variación en la estructura se denomina como el deterioro. El concepto de disipación de energía y amortiguamiento se ilustra en la fig. 2.15. La capacidad de disipación de energía se mide como el área bajo la curva esfuerzo - deformación y depende principalmente de la ductilidad, del tipo de falla. La capacidad de disipación de energía se mide como el área incluida en un ciclo de deformación y pudo apreciarse de los resultados que esta capacidad aumentó al incrementarse la deformación en cada ciclo.

En cuanto al deterioro, una idea global del fenómeno puede apreciarse en la fig. 2.16; en ella se muestra la curva carga - deformación ante una sola aplicación de carga, con línea punteada, y tres curvas típicas para ciclos de repetición de carga con distintas amplitudes máximas de desplazamiento.

El ciclo de la fig. 2.16a, corresponde a una amplitud de deformación, que no implica agrietamiento diagonal del muro; la rigidez para deformaciones pequeñas es menor que la del primer ciclo, pero aumenta para deformaciones mayores, obteniéndose para la deformación máxima una carga ligeramente menor a la del primer ciclo, la trayectoria de la carga varía del primero al segundo y se mantiene prácticamente constante para ciclos posteriores al segundo.

En la fig. 2.16b, el ciclo corresponde a una deformación máxima mayor, que sobrepasa la correspondiente al agrietamiento diagonal; la diferencia con el caso anterior consiste en que la pendiente inicial es menor y que, para la deformación máxima, la carga es considerablemente menor que la que se alcanza en el primer ciclo. También en este caso, sólo existe una diferencia importante, entre las curvas para el primero y segundo ciclos manteniéndose después una curva sensiblemente estable; existen pequeñas variaciones hasta el sexto ciclo, después del cual la diferencia es prácticamente nula.

En la fig. 2.16c, la deformación máxima en los ciclos es superior a la correspondiente a la carga máxima. En este caso, generalmente no se tiene una curva estable, sino que el deterioro sigue progresando hasta que se produce el colapso del muro.

En muros aislados no existió gran diferencia entre la magnitud del deterioro en ensayos en voladizo y compresión diagonal.

Cabe destacar que el deterioro es muy diferente si la falla es gobernada por la flexión o por cortante. En el primer caso sólo existe deterioro importante para deformaciones muy superiores a la que produce la fluencia del acero en los extremos, es decir, mayores a las correspondientes al agrietamiento diagonal. En cuanto a los tipos de fallas diagonales, por deslizamiento sobre las juntas y por tensión diagonal, la falla por deslizamiento presentó mayor deterioro que en el otro caso. También debe señalarse que la presencia de carga vertical redujo la importancia del deterioro, en forma notable. También en forma prácticamente independiente de su *magnitud*, la carga vertical produjo un confinamiento que mejoró el comportamiento.

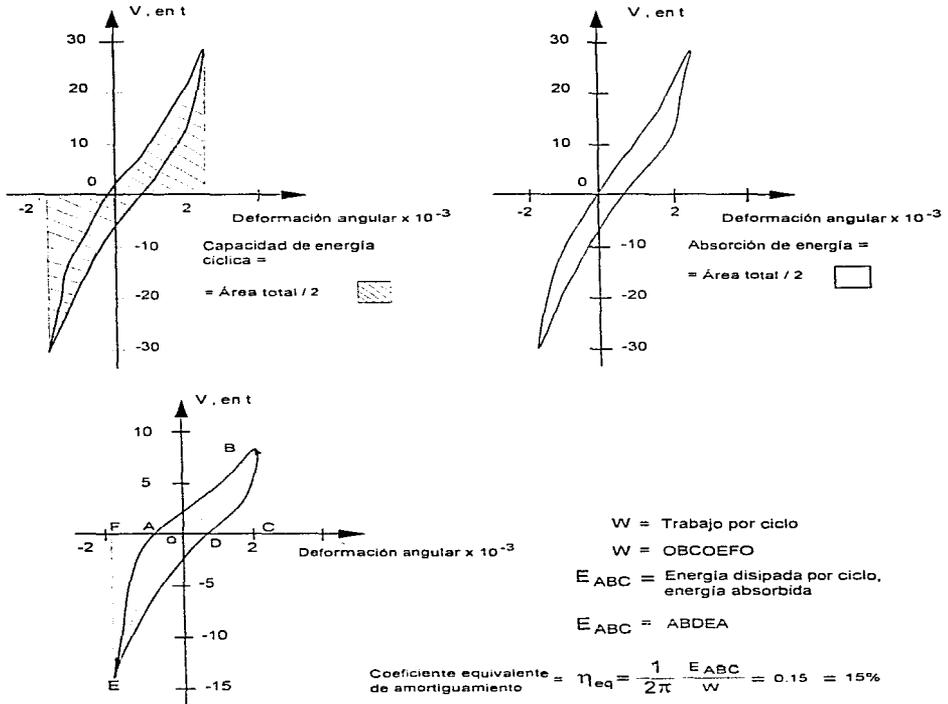


Figura 2.15 Cálculo de energías y coeficiente de amortiguamiento

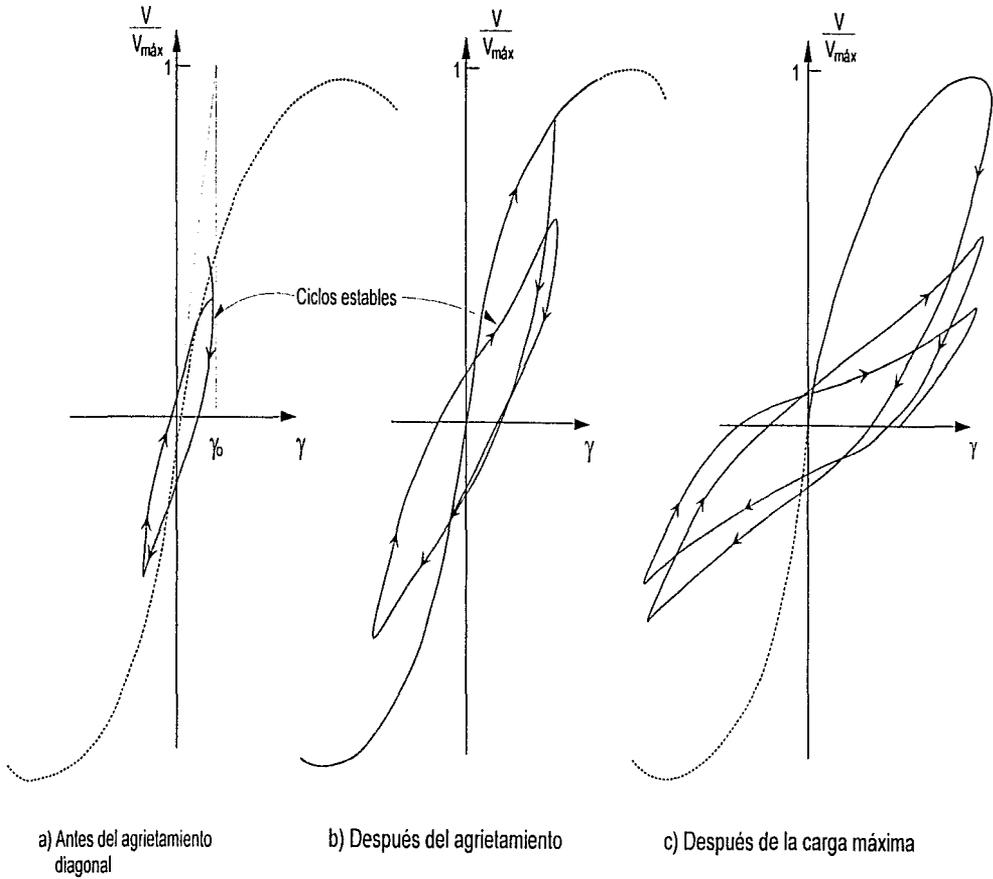


Figura 2.16 Deformaciones para ciclos de cargas alternadas

## 2.4 DISCUSIÓN DE RESULTADOS DE PRUEBA

### 2.4.1 Introducción

A partir de los resultados presentados en los gráficos y tablas de la sección anterior, en esta sección se presenta una discusión con relación a los parámetros que se variaron durante la investigación realizada (la cuantía de refuerzo vertical en los extremos y en el interior de los muros y la magnitud de la carga vertical), así como su influencia directa en la resistencia y en el comportamiento general de los modelos.

También resulta de importancia señalar que las conclusiones que puedan establecerse como válidas a partir de los resultados obtenidos para cierto tipo de ensayos podrían no mantenerse para ensayos a modelos con características diferentes.

### 2.4.2 Resistencia a la Flexión

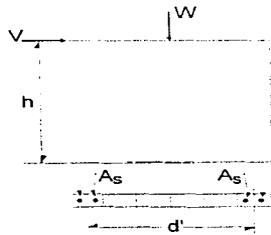
Para evaluar la capacidad a flexión de los especímenes se utilizaron dos métodos de cálculo. El primero, equivalente al método de diseño plástico para elementos de concreto armado considera que se alcanza un estado de falla cuando la deformación en compresión de las piezas corresponde a la de aplastamiento, obtenida a partir de ensayos de pilas del mismo material, o cuando se alcanza una deformación de fluencia en el acero en tensión, determinada a partir de ensayos de varillas. A partir del otro método simplificado se obtiene el par interno resistente de la sección considerando que el acero a tensión ha alcanzado el esfuerzo de fluencia y que la resultante de las fuerzas de compresión se localiza en el centro del castillo extremo sometido a compresión (fig. 2.17).

De los especímenes ensayados, únicamente los muros 512, 513 y 517 presentaron fallas netamente por flexión, ya que ocurrió la ruptura del acero en el extremo a tensión, antes que se desarrollara una grieta diagonal definida. No obstante, cabe señalar que se consideró como modo principal de falla el de flexión, para los muros en los que la carga máxima implicó esfuerzos en el acero extremo superiores a los de fluencia, aunque la falla final se haya debido a una grieta diagonal, característica de otros modos de falla.

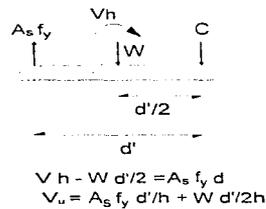
En la tabla 2.4 se presenta una comparación entre las resistencias experimentales y las obtenidas a partir de los dos métodos citados anteriormente, resultando evidentes las diferencias entre los valores consignados. Para el primer método, que predijo frecuentemente resistencias superiores a las reales, la hipótesis que establece la permanencia de las secciones planas después de la flexión no parece ser tan válida, lo que conlleva a un corrimiento de la posición de la resultante reduciendo el brazo de palanca interno. Los valores obtenidos a partir del segundo método resultaron ser sensiblemente conservadores, esto fue atribuible principalmente a que en la realización de los cálculos se utilizó el esfuerzo de fluencia *nominal*, el cual resultaría ser menor al compararlo con el esfuerzo que correspondería en la curva esfuerzo - deformación *real* (fig. 2.17) para las deformaciones que se alcanzaron en los ensayos.

Con el propósito de tratar de establecer la interacción entre la flexión y el cortante o tensión diagonal, en la fig. 2.18 se presenta la variación de la carga lateral máxima resistente con la cantidad de refuerzo en los extremos; del análisis de la figura antes mencionada pudo establecerse que para muros de bloque de concreto, la resistencia aumentó *linealmente* con la cantidad de acero hasta un valor límite a partir del cual no depende de esa variable. Esto aparentemente indicó que existe una distinción neta entre los tipos de falla y que no hay interacción entre ellos.

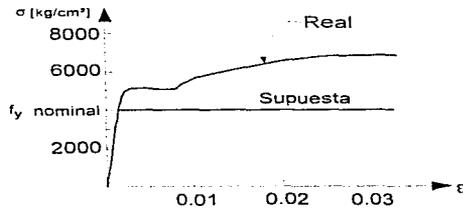
En cuanto al efecto de la carga vertical, ésta aumentó la carga lateral que resistieron los modelos en forma aproximadamente *lineal* (fig. 2.19). Se debe señalar que la falla del muro 514 fue instantánea a través de una grieta diagonal con pocos indicios de agrietamiento por flexión; esto mostró que para ese nivel de carga de vertical (30 t), el tipo de falla se modifica a *tensión diagonal* y no se debe de recomendar utilizar los mismos criterios de cálculo para esfuerzos verticales mayores de 0,98 MPa (10 kg/cm<sup>2</sup>) sobre el área bruta. También se pudo constatar cómo la deformación angular correspondiente a la carga última aumentó con la carga vertical y la ductilidad disminuyó al aumentar ésta (fig. 2.3).



a) Condición de carga



b) Fuerzas en la sección de empotramiento



c) Curva esfuerzo - deformación del acero empleado

**Figura 2.17 Método aproximado de cálculo de la resistencia a flexión de muros en voladizo**

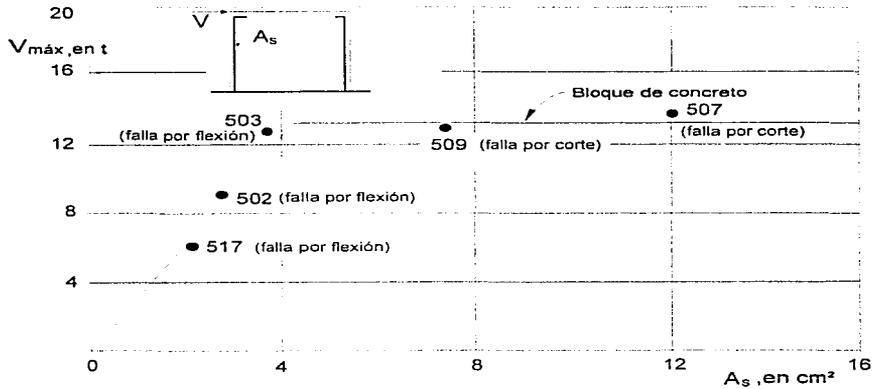


Figura 2.18 Variación de la resistencia con el refuerzo vertical en los extremos

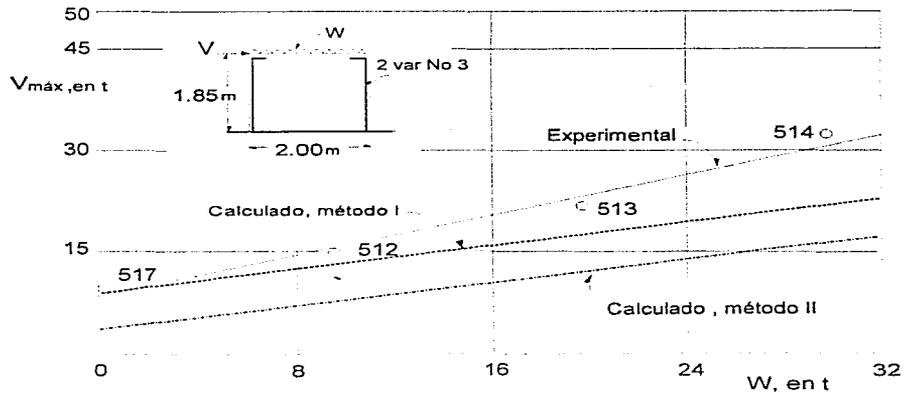


Figura 2.19 Resistencia a la flexión. Efecto de la carga vertical

### 2.4.3 Resistencia a Tensión Diagonal

Se ha establecido que las fallas de los muros sometidos a carga lateral pueden estar determinadas por la aparición o formación de una grieta diagonal que se desarrolla en forma independiente de la posición de las juntas; esta grieta se forma cuando el esfuerzo de tensión máximo excede a la resistencia en tensión del conjunto.

Para especímenes de forma cuadrada sometidos a compresión diagonal, la distribución de esfuerzos a lo largo de las diagonales (fig. 2.20) se ha calculado por el método del elemento finito obteniéndose para una placa cuadrada:

$$f_{t \max} = \frac{0.49 P}{A_t} \quad (2.1)$$

donde la fuerza horizontal se obtiene como

$$V_u = 1.44 A_t f_t' \quad (2.2)$$

en las ecuaciones anteriores.  $A_t$  es el área transversal neta del muro.

El efecto de la carga vertical en los muros dió lugar a una reducción del esfuerzo máximo de tensión como se establece en la fig. 2.21a; esta reducción pudo aproximarse con una variación lineal (fig. 2.21b), dando lugar a una fuerza cortante máxima

$$V_u = 1.44 A_t f_t' + 0.59 W \quad (2.3)$$

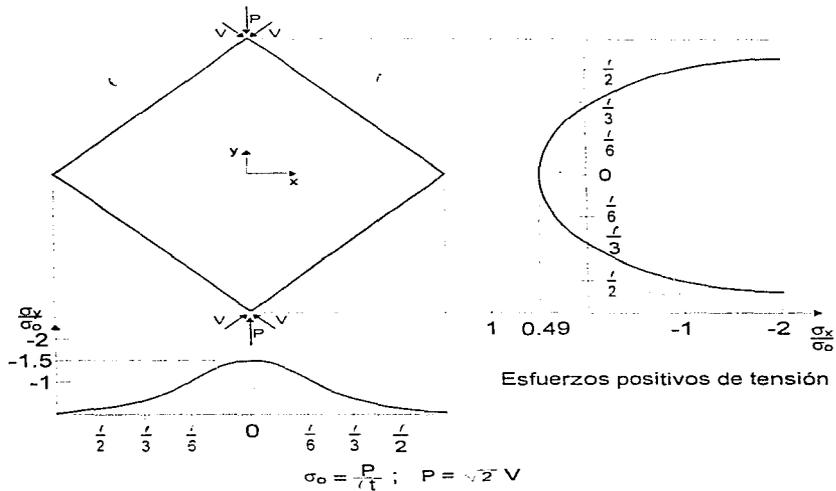
Smith (1967), realizó un análisis más detallado de muros confinados por un marco exterior. Obtuvo un coeficiente ligeramente mayor para la ec. 2.2, y comprobó que ese coeficiente era poco sensible a variaciones importantes en la rigidez relativa de marco y muro, y a la relación de lados del muro. Los esfuerzos máximos de tensión, para distintos valores de las variables antes mencionadas, se muestran en la fig. 2.22; en ella, la diferencia en los esfuerzos máximos es debida a que la distribución de carga es menos desfavorable cuando ésta se aplica a través de un marco de cierta rigidez, que cuando se considera concentrada, como se realizó para la obtención de la ec. 2.2.

Considerando que no existen problemas de falla en las juntas, se asumió que la resistencia a tensión del conjunto, podría considerarse como proporcional a la raíz cuadrada de su resistencia a compresión, como se ha establecido para el concreto, y la ec. 2.2 puede expresarse como

$$V_u = k_1 A_t \sqrt{F_m'} \quad (2.4)$$

Con objeto de determinar el valor del coeficiente  $k_1$ , se utilizaron resultados experimentales. A la fecha de la realización del estudio se habían hecho diversos ensayos en muros de diferentes materiales, donde se había presentado una falla por tensión diagonal. No resulta difícil inferir que el modo de falla es distinto si los muros están confinados por marcos exteriores o si se encuentran aislados. Para ensayos en compresión diagonal de muros aislados, la aparición de la primera grieta diagonal precede casi

inmediatamente a la falla (en caso de no contar con refuerzo horizontal); mientras que, si el muro se encuentra confinado por un marco exterior suficientemente reforzado, se puede contar con una *reserva* de capacidad de carga no despreciable después de la formación de la primera grieta diagonal.



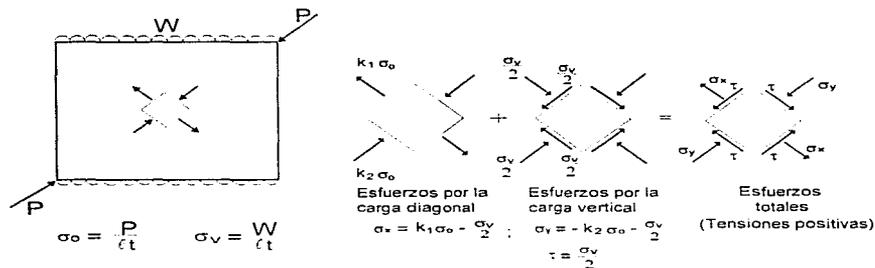
Esfuerzo máximo de tensión :

$$\sigma_{t,\text{máx}} = 0.49 \frac{P}{7t} = \frac{V}{1.44 t}$$

$$V_u = 1.44 t f_t$$

donde  $f_t$  = esfuerzo máximo en tensión

**Figura 2.20** Distribución de esfuerzos de tensión diagonal en un tablero cuadrado

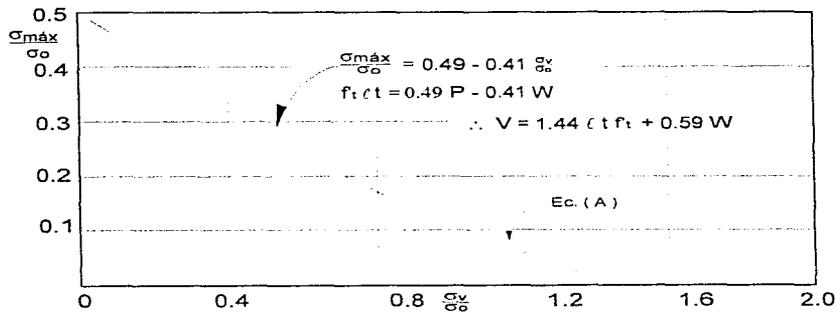


$$\sigma_{t, \text{máx}} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau^2}$$

$$\sigma_{t, \text{máx}} = \frac{\sigma_o}{2} \left[ (k_1 - k_2) - \frac{\sigma_v}{\sigma_o} + \sqrt{(k_1 + k_2)^2 + \left(\frac{\sigma_v}{\sigma_o}\right)^2} \right]$$

para  $\begin{cases} k_1 = 0.49 \\ k_2 = 1.59 \end{cases}$        $\sigma_{t, \text{máx}} = \frac{\sigma_o}{2} \left[ -1.10 - \frac{\sigma_v}{\sigma_o} + \sqrt{4.33 + \left(\frac{\sigma_v}{\sigma_o}\right)^2} \right]$       Ec. (A)

a) Fórmula para el esfuerzo principal de tensión



b) Ajuste de una recta para  $\frac{\sigma_v}{\sigma_o} = 1$

Figura 2.21 Efecto de la carga vertical en el esfuerzo máximo de tensión

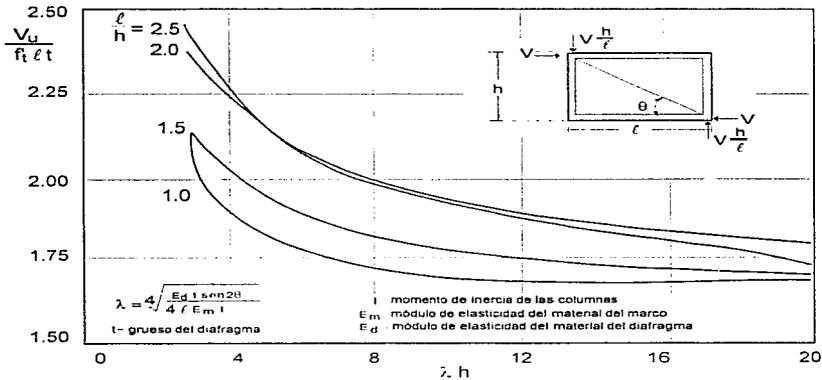


Figura 2.22 Efecto de la forma del muro y rigidez del marco en la resistencia a la tensión diagonal (adaptada de Smith, 1967)

Los ensayos realizados hasta la fecha en muros confinados por marcos exteriores (Esteva, 1966), mostraban que la carga de agrietamiento era prácticamente independiente de las características de estos, mientras que la capacidad última dependería de la resistencia del marco. Para calcular el valor del coeficiente  $k_1$ , sólo se tomaron en cuenta las cargas últimas de los ensayos realizados en muros *sin marco* por Jorquera (1963) que mostraban una correlación satisfactoria con la ecuación

$$V_u = 0.8 A_r \sqrt{f'_m} \quad (2.5)$$

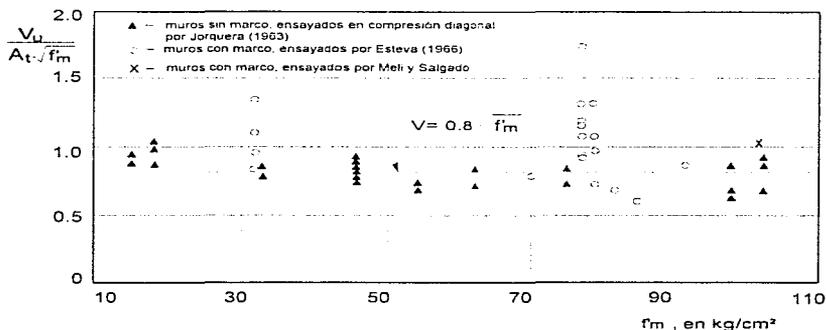
Los resultados se presentan en la fig. 2.23, junto con los correspondientes a la carga máxima registrada en muros con marco exterior, que en la mayoría de los casos, fue bastante superior a la que resulta de la ec. 2.5.

Por lo tanto es conservador utilizar la ecuación empírica obtenida de los ensayos de los muros aislados, también para muros con marco, ya que para estos últimos correspondía aproximadamente a la carga de primer agrietamiento, pudiéndose tener una reserva de capacidad de carga que no se considera en el cálculo.

En cuanto a los muros con refuerzo interior, en la fig. 2.24a se muestra la variación de la resistencia con la cantidad de concreto colada en el interior de los huecos. Se encontró mucha dispersión en los datos, y hubo cierta evidencia de que una cantidad reducida de concreto en los huecos, generalmente en los extremos, no incrementaba la resistencia, la cual sólo para cantidades mayores de refuerzo aumentó apreciablemente. Se propuso la ecuación siguiente

$$V = 0.5 A_t \sqrt{f'_m} + 1.4 A_s \sqrt{f'_c} \geq 0.8 A_t \sqrt{f'_m} \quad (2.6)$$

En la ecuación anterior no se consideró la participación del acero de refuerzo; aunque resulta evidente que éste debe contribuir en cierta medida a aumentar la resistencia, para las cantidades de acero de refuerzo vertical utilizadas comúnmente no se había apreciado ningún incremento notable; esto debido quizá a que el acero de refuerzo comienza a trabajar después de que se presenta al agrietamiento inclinado, cuando la capacidad de la mampostería ha disminuido. Debe prestarse atención especial en la determinación de la resistencia a compresión del concreto, ya que la realización de ensayos a cilindros de control pudiese ser poco representativa de la resistencia real del concreto en el interior del muro, esto debido principalmente a la absorción de agua por parte de las piezas que produce un incremento en la resistencia de los concretos de alto revenimiento utilizados para el colado interior.



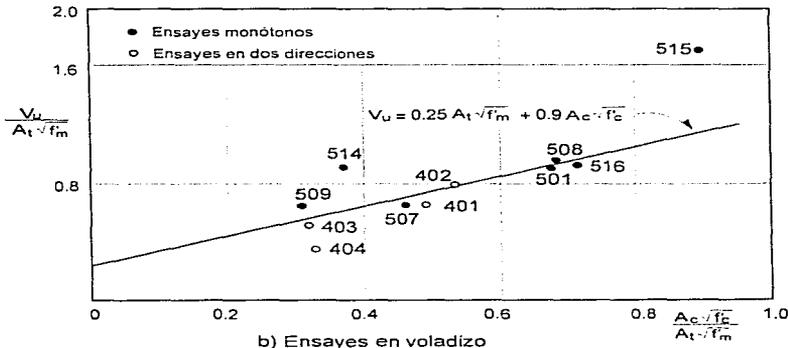
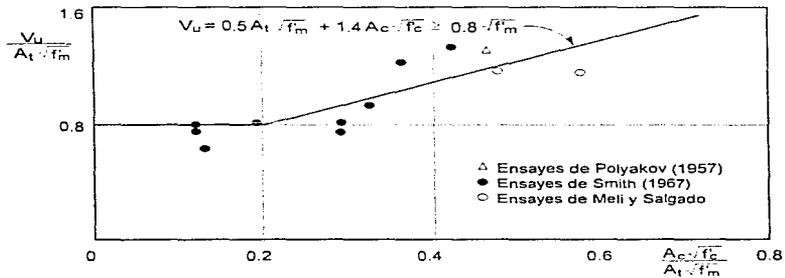
**Figura 2.23 Resistencia en tensión diagonal. Valores experimentales de la carga máxima**

Las ecuaciones antes citadas corresponden a muros sujetos a *compresión diagonal*; para ensayos en *voladizo* resultaba poco útil realizar un análisis elástico, debido a la presencia previa de un *agrietamiento por flexión* y a la presencia de castillos en el interior del muro. Por esta razón se recurrió únicamente a un análisis estadístico de los resultados experimentales que, como se ve en la fig. 2.24b, dieron lugar a la ecuación:

$$V_u = 0.25 A_t \sqrt{f'_m} + 0.9 A_s \sqrt{f'_c} \quad (2.7)$$

La resistencia, en este caso, fue menor que aquélla obtenida para los ensayos en compresión diagonal, debido principalmente a las *tensiones* inducidas por la flexión. Resulta de importancia destacar que la base teórica que respalda la hipótesis de que la resistencia última al cortante sea proporcional a la

raíz cuadrada de la resistencia a compresión de la mampostería no fue definida claramente sólo se fundamentó en el diseño del concreto reforzado. La ec. 2.7, al haberse obtenido a partir de un análisis estadístico, no contempla de manera precisa los mecanismos de resistencia al cortante, tales como la resistencia al cortante desarrollada en el talón de compresión (limitada ya sea por el deslizamiento del muro con respecto a la base o por el aplastamiento de la mampostería), las fuerzas de trabazón del agregado desarrolladas a lo largo de la grieta diagonal y la acción de dovela del acero de refuerzo vertical. También debe destacarse que la ecuación antes citada resultó muy conservadora cuando la totalidad de los huecos se encontraba rellena con concreto (espécimen 5/5).



**Figura 2.24 Resistencia en tensión diagonal. Efecto del refuerzo interior**

En relación con el efecto de la carga vertical, la fig. 2.25 muestra los resultados de los ensayos tanto en compresión diagonal como en voladizo; pudiéndose establecer que el incremento de resistencia varió linealmente en forma ascendente por lo menos hasta una carga vertical del 20% de la capacidad del muro en *compresión*, obteniéndose una ecuación del tipo

$$V = V_0 + \beta W$$

donde, en la ecuación anterior,  $V_0$  es la resistencia del muro cuando no existe carga vertical.  $\beta$  resultó aproximadamente igual para los ensayos en voladizo y en compresión diagonal, y se adoptó un valor de 0.55, valor que es cercano al teórico de la ec. 2.3.

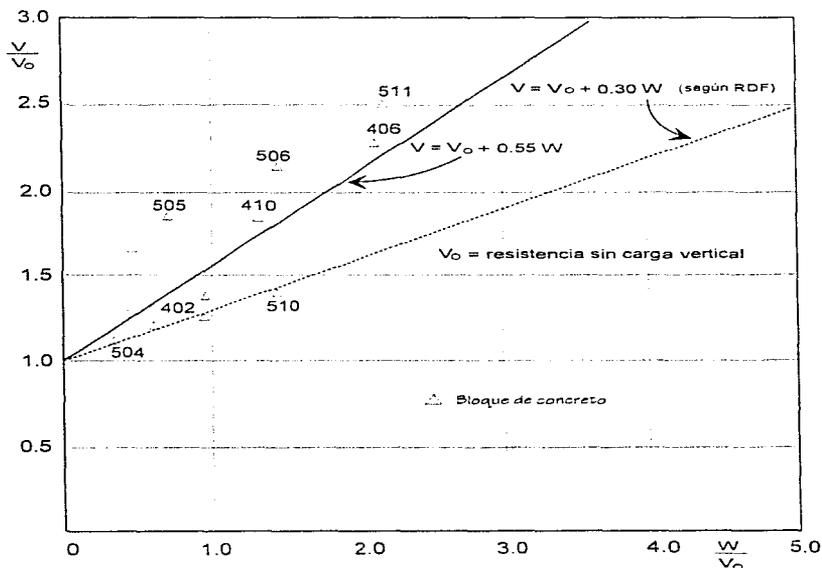


Figura 2.25 Efecto de la carga vertical en la resistencia ante carga lateral

#### 2.4.4 Resistencia al Cortante en la Junta

El otro tipo de grieta que puede conducir a la falla de un muro estructural se presenta cuando existe un deslizamiento de las piezas sobre las juntas cuando el esfuerzo tangencial sobrepasa a la resistencia al

deslizamiento de éstas. Dicha resistencia es proporcionada por la adherencia entre el mortero y la pieza, así como por la fricción entre los dos materiales; además, en piezas huecas existe una contribución del mortero que penetra en los huecos y que debe fallar por corte para permitir el deslizamiento de las juntas; este último efecto se puede adicionar a la adherencia y establecer el esfuerzo cortante resistente de la junta como la suma de ambos factores:

$$v = u + f \sigma_y$$

donde

$v$ : esfuerzo cortante resistente;

$u$ : resistencia por adherencia;

$f$ : coeficiente de fricción;

$\sigma_y$ : esfuerzo de compresión normal a la junta

Para el cálculo del esfuerzo cortante máximo inducido en la junta se realizó un análisis aproximado para muros en *compresión diagonal*, este análisis condujo a una ecuación del tipo

$$V'_u = \frac{u A_j + f W'}{k_2 (1 - k_3 f \alpha)} \quad (2.8)$$

donde  $\alpha$  es la relación de altura a longitud del muro. La ecuación citada anteriormente se obtuvo al considerar un elemento ubicado en la región central de un muro, constituido por dos piezas y la junta de mortero. Partiendo de la base de que el esfuerzo cortante resistente en la junta estaría en función del esfuerzo normal obrante y de la adherencia entre el mortero y las piezas, se procedió a expresar al esfuerzo normal en función de las fuerzas verticales actuantes en el muro, es decir, la carga uniformemente distribuida así como la carga vertical impuesta por el marco hipotético. La reacción vertical del marco hipotético se estableció a su vez en función la fuerza cortante última, esto se realizó de igual manera para el esfuerzo cortante resistente en la junta. Para finalizar se despejó de la ecuación resultante el cortante último.

A partir de un análisis elástico más refinado, Poliakov (1957) encontró que los valores de  $k_2$  y de  $k_3$  eran poco sensibles a variaciones en la geometría del muro, a  $\alpha$ , y a la distribución de carga aplicada, y estableció la siguiente ecuación:

$$V'_u = \frac{0.7 u}{1 - 0.75 f \alpha} \quad (2.9)$$

Esta ecuación está evidentemente limitada a ciertos valores de  $\alpha$ , ya que para muros esbeltos el denominador puede volverse negativo. Poliakov (1957) comprobó la ecuación ec. 2.9 para valores de  $\alpha$  comprendidos en el intervalo  $0.5 \leq \alpha \leq 1.25$ .

El límite superior corresponde generalmente a un cambio en el tipo de falla hacia el de tensión diagonal. Se puede apreciar que en este caso la forma del muro influye de manera preponderante en la evaluación de la capacidad, contrariamente a lo que se encontró para la falla en tensión diagonal.

Para los muros en voladizo no resulta factible aplicar la ec. 2.8, ya que al estar el muro sujeto a una fuerza lateral en su plano, perpendicularmente a las juntas se presentan tensiones en una zona de la sección transversal y compresiones en otras; por ende la resistencia al cortante dependerá de la magnitud del momento de volteo y de la cuantía de acero de refuerzo que debe de resistir la flexión. Aun si no existieran problemas de flexión, la resistencia debe resultar menor comparada con la de especímenes sometidos a compresión diagonal, esto debido a la falta de confinamiento proporcionado por la reacción vertical en el extremo superior.

Debe de señalarse que en ninguno de los especímenes ensayados se presentó una falla típica por deslizamiento de las juntas, exceptuando al espécimen 520, el cual fue construido específicamente con el fin de impedir la adherencia entre las piezas y el mortero. Este modelo tuvo un comportamiento peculiar ya que desde cargas muy pequeñas los bloques se destizaron sobre las juntas a lo largo de una de las diagonales, definiendo dos zonas triangulares prácticamente rígidas; la falla se alcanzó finalmente por corte en los castillos exteriores.

#### 2.4.5 Rigidez ante Aplicación de Carga

La forma de las curvas carga - deformación angular para los distintos ensayos realizados, mostraron un tramo inicial de rigidez alta, el cual fue muy reducido para los muros sin carga vertical; la pendiente de este tramo varió mucho. Esto se debió principalmente a que esta pendiente es muy sensible a pequeños defectos en el *anclaje* del muro a la viga inferior. Generalmente la pendiente disminuye notablemente al presentarse el agrietamiento en la base del muro, posteriormente la disminución de la pendiente continúa hasta alcanzar la carga máxima, después de la cual en la mayoría de los casos la carga descendi rápidamente presentándose en algunos casos cierta ductilidad.

Debido a la variabilidad inicial de rigidez presentada en los modelos, no se emplearon métodos refinados para su estimación, aplicándose la fórmulas de mecánica de materiales; para los muros sujetos a compresión diagonal, sólo se consideraron deformaciones por cortante obteniéndose una rigidez angular (fig. 2.26a) de

$$R = \frac{E A_t}{3} \quad (2.10)$$

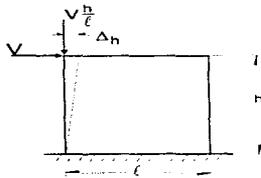
Para el caso de muros ensayados en voladizo, se tomaron en cuenta las deformaciones inducidas por la flexión, al considerar ambos efectos se obtuvo a partir de la teoría elástica de barras la siguiente ecuación:

$$R = \frac{E A_t}{3 + 4\alpha^2} \quad (2.11)$$

donde  $\alpha = h/L$

En las ecuaciones anteriores,  $E$  representa el módulo de elasticidad que deberá corregirse si existen castillos interiores, con objeto de tomar en cuenta la heterogeneidad de los materiales en la sección transversal del muro; este criterio sólo es aplicable si el refuerzo está uniformemente distribuido a lo

largo de la longitud del muro; de no ser así, deberá calcularse el momento de inercia de la *sección transformada*.

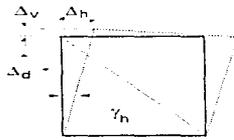
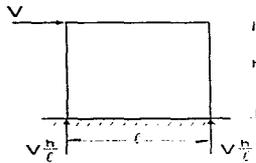


$$\Delta h = \frac{6}{5} \frac{Vh}{AG} ; \quad \gamma = \frac{\Delta h}{h}$$

$$R = \frac{V}{\gamma} = \frac{5}{6} AG \quad \text{Si } G = 0.4 E$$

$$R = \frac{AE}{3}$$

a) Muros en compresión diagonal



$$\gamma_h = \frac{5}{6} \frac{V}{AG} + \frac{Vh^2}{3EI}$$

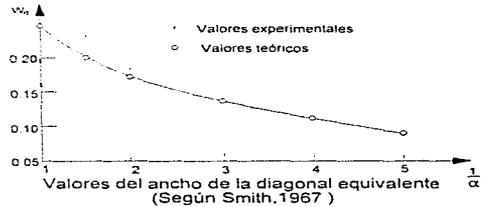
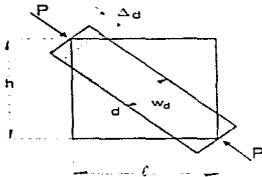
$$\text{Si } \alpha = \frac{h}{\gamma}$$

$$\gamma_h = \frac{V}{AE} (3 + 4\alpha^2)$$

$$R = \frac{AE}{3 + 4\alpha^2}$$

Deformaciones

b) Muros en voladizo



c) Método aproximado para muros en compresión diagonal

$$\Delta d = \frac{Pd}{E_t w_d} ; \quad P = V \sqrt{1 + \alpha^2} ; \quad \Delta d = \sqrt{1 + \alpha^2} \frac{V}{E_t w}$$

$$\Delta h = (1 + \alpha^2) \frac{V}{E_t w} ; \quad \gamma = \frac{V}{E_t w h} (1 + \alpha^2)$$

$$R = \frac{V}{\gamma} = \frac{E_t h w \alpha}{1 + \alpha^2} ; \quad R = \frac{EA w \alpha}{1 + \alpha^2}$$

Figura 2.26 Cálculo de la rigidez para distintos casos

En la tabla 2.5 se presentan los valores de las rigideces teóricas calculadas con las dos expresiones anteriores y se comparan con los valores de las rigideces experimentales las cuales fueron consideradas

de dos formas: en una, como la pendiente inicial; y en otra como la secante entre el 0 y el 50% de la carga máxima. Se pudo constatar que los valores calculados excedieron casi siempre a los valores experimentales medidos con cada criterio. Esto condujo a la utilización de métodos aproximados basados en resultados experimentales para obtener un estimación de la rigidez más representativa de los valores observados; para los muros sometidos a compresión diagonal puede reemplazarse al muro por una diagonal de compresión de *ancho equivalente*, cuyas *deformaciones axiales* determinen su rigidez; el ancho de la diagonal equivalente se encontró ajustando un análisis teórico mediante valores experimentales, estableciendo que depende principalmente de la forma del muro (fig. 2.26c): la ecuación que se propuso fue la siguiente

$$R = \frac{E A_d w \alpha}{l - \alpha^2} \quad (2.12)$$

donde  $w$  define el ancho de la diagonal equivalente. Para muros cuadrados ( $\alpha=1$  y  $w=0.25$ ), resulta que la rigidez calculada con este criterio es casi una tercera parte de la correspondiente a la ec. 2.10. Para los muros en voladizo, resulta más realista calcular la rigidez usando el momento de inercia de la sección agrietada transformada, como es usual para el concreto reforzado; los valores así calculados son más representativos de la rigidez inicial de los muros sin carga vertical, ya que el esfuerzo resistido por las juntas, especialmente en la primera hilada, es despreciable y para cargas muy pequeñas se produce el agrietamiento. Para muros con carga vertical, el agrietamiento se verifica cuando aparecen tensiones en el muro y, por lo tanto, pueden considerarse dos etapas de comportamiento; en una, la pendiente corresponde al momento de inercia de la sección total y, en la otra, al de la sección transformada.

En la tabla 2.5 se presentan, junto con las rigideces experimentales correspondientes a la tangente inicial y la secante, entre el 0 y el 50% de la carga máxima, las rigideces calculadas considerando la sección total del muro o la sección agrietada. Se encontró que algunos valores de las rigideces experimentales fueron incongruentes con los de otros ensayos, debido probablemente a un funcionamiento inadecuado del sistema de medición o de anclaje. A pesar de las notables discrepancias, las rigideces calculadas con la sección transformada fueron representativas de las rigideces secantes experimentales para los ensayos realizados sin carga vertical; mientras que para los muros con carga vertical, los valores experimentales resultaron mayores.

## 2.5 CONCLUSIONES

- 1) Los especímenes que contaron con altas cuantías de acero de refuerzo vertical ( $p=0.005$  y  $0.006$ ) exhibieron un comportamiento gobernado por el cortante caracterizado por la presencia de agrietamiento inclinado, la falla para estos modelos se presentó para un esfuerzo cortante aproximado de  $0.69 \text{ MPa}$  ( $7 \text{ kg/cm}^2$ ), calculado sobre el área neta.
- 2) La resistencia al cortante se vió incrementada por el concreto de los castillos interiores, esta contribución a la resistencia se estimó considerando un esfuerzo de  $0.98 \text{ MPa}$  ( $10.0 \text{ kg/cm}^2$ ) multiplicado por el área de la sección transversal de los castillos.
- 3) El agrietamiento diagonal ocurrió para deformaciones angulares que variaron entre  $0.0015$  y  $0.0025$ .

- 4) La carga vertical actuante en los modelos produjo un incremento en la resistencia a carga lateral de aproximadamente un 50 % de su valor, esto para niveles de carga axial del orden del 20 % de la resistencia a compresión.
- 5) La cantidad de acero en los castillos interiores aparentemente no influyó sensiblemente en la resistencia a la tensión diagonal para los porcentajes considerados en el estudio ( $p=0.0009$  a  $0.006$ ). En vez este parámetro tuvo una influencia determinante el modo de falla exhibido por los muros.
- 6) Con base en el estudio de la fig. 2.18 se pudo establecer que el aumentar la cuantía de refuerzo vertical por encima de  $0.003$  no tuvo repercusión en la resistencia; no obstante para esta cuantía de acero de refuerzo vertical se presentó un cambio en el modo de falla, donde las deformaciones por cortante predominaron.

**Tabla 2.1 Propiedades de los especímenes  
(ensayos monótonos)**

Muro	Refuerzo vertical		$f'_m$ **** kg/cm <sup>2</sup>	$f'_c$ kg/cm <sup>2</sup>	$f'_b$ kg/cm <sup>2</sup>	Edad a la prueba, en días
	Extremos	Interior				
501	4 # 5		105	299	155	67
502	2 # 3		105	420	222	60
503	2 # 4		105	303	256	60
504	4 # 5		105	337	208	72
505	4 # 5		147	136	262	28
506	4 # 5		147	162	235	16
507	4 # 5		147	192	253	15
508	4 # 5	2 # 4	147	108	208	9
509	4 # 4		147	83	179	9
510	4 # 5	2 # 4	147	121	178	15
511	4 # 5		147	148	180	18
512	2 # 3		147	136	221	17
513	2 # 3		147	168	255	19
514	2 # 3		147	236	246	19
515*	4 # 5	2 # 4	147	119	181	14
516	4 # 5	2 # 2.5	147	114	103	11
517	2 # 3		147	132	303	17
518	2 # 4		147	161	238	23
519	4 # 5		147	125	118	20
520**	4 # 5		147	219	255	10

- \* Muro con todos los huecos rellenos de concreto.
- \*\* Muro con bloques cubiertos de polietileno; sin adherencia en las juntas.
- \*\*\*\* Esfuerzos calculados sobre el área neta del muro.

Tabla 2.2 Resultados de los ensayos monótonos

Muro	Carga vertical en t ( $\sigma$ en kg/cm <sup>2</sup> )	Carga horizontal en t		Deformación angular $\times 10^3$		Tipo de Prueba
		Agr.	Máxima	Agr.	Máxima	
501		7.9	16.2	1.18	4.01	Voladizo
502		6.0	8.5	3.47	8.65	-
503		7.5	12.6	1.74	4.82	-
504	5 (1.7)	10.9	15.1	0.89	2.84	-
505	10 (3.3)	13.2	24.2	1.86	5.00	-
506	20 (6.7)	17.1	29.1	2.15	4.97	-
507		8.7	13.6	2.03	3.17	-
508		11.3	20.0	1.19	5.53	-
509		12.1	13.0	2.19	3.34	-
510*	30 (10.0)	24.8	31.4	2.38	4.50	-
511	30 (10.0)	18.4	34.3	1.47	5.24	-
512	10 (3.3)	11.3	14.4	3.75	6.47	-
513	20 (6.7)	16.9	21.5	4.02	8.79	-
514	30 (10.0)	21.4	32.3	2.28	10.90	-
515**		15.1	35.7	1.54	10.90	-
516		11.7	19.3	2.46	6.45	-
517		5.7	8.6	1.65	5.20	-
518***		9.0	10.9	3.18	8.97	-
519		8.5	18.8	1.48	5.55	-
520****			9.3		5.43	-

- \* Falla local en la esquina cargada; después de haberse reparado no volvió a alcanzar la carga máxima.
- \*\* Todos los huecos rellenos de concreto.
- \*\*\* Falló el anclaje de las varillas; después se volvió a ensayar ya dañado.
- \*\*\*\* Muro con bloques cubiertos de polietileno.

Tabla 2.3 Resultados de los ensayos en dos direcciones

Muro	Refuerzo en extremo	Carga vert., en t	Dirección 1				Dirección 2			
			Carga, en t		Deformación angular $\times 10^{-3}$		Carga, en t		Deformación angular $\times 10^{-3}$	
			Agr.	Máx.	Agr.	Máx.	Agr.	Máx.	Agr.	Máx.
401	4 # 5	10(2.4)	11.3	16.2	2.21	4.20	9.5	13.4	2.28	4.35
402	4 # 5		12.7	17.6	0.50	2.80	13.9	19.8	1.06	2.39
403	4 # 5		15.2	16.5	1.50	2.60	15.2	20.2	1.87	4.01
404	4 # 5		9.5	12.5	2.02	2.94	10.4	19.7	2.83	5.15
405	2 # 3	15 (3.6)	5.8	7.0	1.72	4.53	5.3	6.4	2.85	1.64
406	2 # 3		11.0	16.0	1.91	5.01	14.0	15.4	2.98	5.44
407	2 # 3		7.9	24.1	0.72	3.92	13.6	16.5	1.56	2.40
408	2 # 3		21.3	29.3	1.77	3.04	20.2	24.0	2.56	3.66
409*	4 # 4	30 (7.1)	19.7	22.0	1.37	2.12	16.8	22.2	0.44	1.64
410*	4 # 4		39.2	40.3	0.76	1.54	36.2	40.6	1.23	1.27

1-  $\sigma$  en kg/cm<sup>2</sup>

\* Ensayo en compresión diagonal.

Tabla 2.4 Cálculo de la capacidad a flexión

Muro	Refuerzo de tensión		Carga vertical en t	Carga máx. experimental en t	Carga máx. experimental en t
	Área total, en cm <sup>2</sup>	Porcentaje sobre área bruta		(Carga analítica, en t, Método I)	(Carga analítica, en t, Método II)
502	1.43	0.05		8.47 (10.60)	8.47 (5.99)
503	2.53	0.08		12.55 (13.47)	12.55 (7.64)
512	1.43	0.05	10	14.44 (12.80)	14.44 (8.67)
513	1.43	0.05	20	21.47 (17.16)	21.47 (12.89)
514	1.43	0.05	30	32.29 (21.50)	32.29 (17.10)
517	1.43	0.05		8.58 (7.88)	8.58 (4.45)
518	2.53	0.08		10.91 (17.75)	10.91 (10.00)
405	1.43	0.07		7.03 (11.35)	7.03 (6.57)
406	1.43	0.07	15	15.97 (18.90)	15.97 (13.23)
407	1.43	0.07		18.17 (11.35)	18.17 (6.57)
408	1.43	0.07	15	29.26 (25.40)	29.26 (14.83)
409	5.07	0.12		22.18 (34.60)	22.18 (15.36)
410	5.07	0.12	30	40.4 (46.90)	40.4 (21.55)

**Tabla 2.5 Rigideces teóricas y experimentales, en  $t/\text{rad} \times 10^{-3}$   
(ensayos monótonos)**

Muro	Rigidez experimental		Rigidez calculada	
	Tangente inicial	Secante	Sección total	Sección agrietada
501	16.0	6.7	48.70	16.77
502	3.0	2.1	48.70	4.5
503	11.1	5.5	48.70	6.90
504	27.0	19.1	48.70	16.77
505	62.9	8.1	31.60	25.00
506	29.6	9.4	31.60	25.00
507	26.8	5.2	31.60	25.00
508	25.2	12.8	35.20	28.00
509	63.6	10.8	31.60	11.58
510	52.0	15.8	35.20	28.00
511	62.0	13.6	31.60	11.58
512	21.0	9.7	31.60	7.00
513	34.5	8.4	31.60	7.00
514	63.1	16.4	31.60	7.00
515	45.0	9.0	43.40	12.82
516	27.3	6.5	35.20	12.82
517	23.5	5.3	31.60	7.0
518	32.8	3.3	31.60	6.6
519	12.5	5.0	31.60	11.58
520	18.7	5.4	31.60	11.58

**Tabla 2.6 Rigideces teóricas y experimentales, en  $t/\text{rad} \times 10^{-3}$   
(ensayos en dos direcciones)**

Muro	Rigidez experimental		Rigidez calculada	
	Tangente inicial	Secante	Sección total	Sección agrietada
401	20.0	12.1	30.40	26.42
402	40.0	22.0	30.40	26.42
403	16.9	11.0	46.70	18.54
404	6.4	6.4	41.70	11.22
405	28.8	8.5	41.70	3.08
406	42.0	32.0	41.70	3.08
407	35.0	22.2	41.70	3.08
408	50.0	22.4	41.70	3.08
409	65.0	50.0	66.72	26.58
410	94.0	30.0	41.70	26.58

## **CAPÍTULO 3**

### **INVESTIGACIÓN REALIZADA POR HIDALGO ET AL. (1978)**

#### **3.1 DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PROGRAMA EXPERIMENTAL**

##### **3.1.1 Aspectos Generales**

Este programa experimental se llevó a cabo en la Escuela de Ingeniería de la Universidad de California en Berkeley, y tuvo como principal objetivo investigar el efecto de la variación de la cuantía de refuerzo horizontal en el comportamiento de muros de mampostería que fallen por cortante. A su vez, se reconoció, en su momento, que para lograr determinar la resistencia de muros de mampostería, el primer paso era evaluar el modo de falla; y debido a que la mayoría de las fallas ocurridas en pasados terremotos se habían caracterizado por la aparición de grietas diagonales que cruzaban en ambas direcciones a los elementos portantes de carga, se decidió concentrar especial atención en este mecanismo de falla.

Además, se reconoció de igual manera que en muros con los extremos superior e inferior empotrados, y con relaciones de aspecto comúnmente encontradas en edificios de varios niveles, la cuantía de refuerzo horizontal requerida para inducir un modo de falla por flexión era substancialmente mayor que aquella especificada por los reglamentos vigentes en ese tiempo. Por lo tanto, se decidió investigar los efectos de cuantías de refuerzo horizontal menores en el modo de falla por cortante para determinar si era posible alcanzar un comportamiento inelástico deseable.

El programa contempló el ensayo de seis muros de mampostería sujetos a cargas laterales cíclicas. La relación de aspecto de los especímenes fue de 0.5 y éstos se construyeron a base de bloque hueco de concreto. Destaca que la totalidad de los huecos de las piezas se encontraba rellena con lechada de cemento.

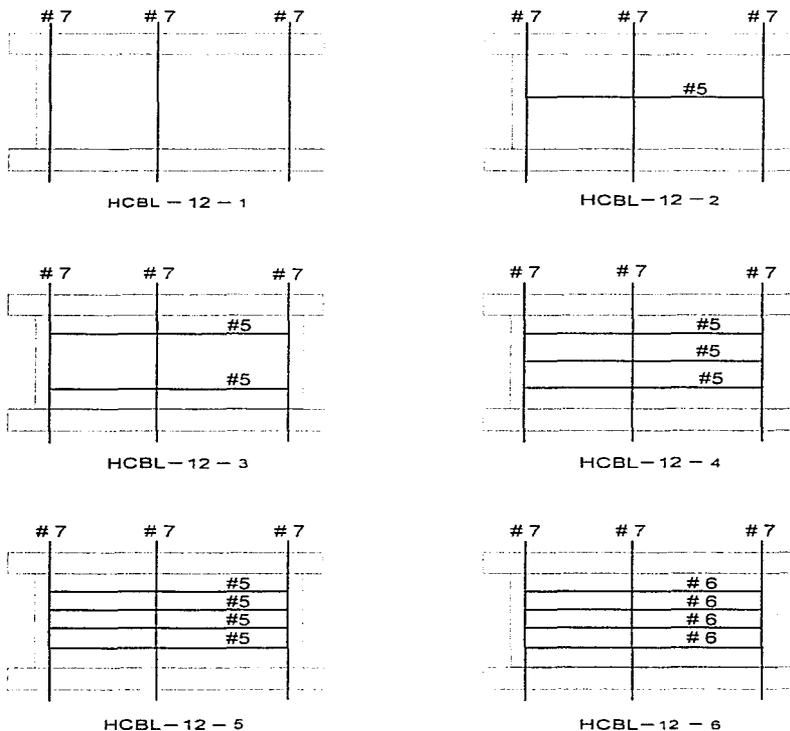
Los resultados recopilados del programa experimental se presentaron en la forma de envolventes histeréticas, gráficas de degradación de rigidez, disipación de energía y de distorsión debida a cortante, así como datos sobre resistencia última e indicadores histeréticos.

##### **3.1.2 Especímenes. Propiedades y Construcción**

Las dimensiones nominales de todos los especímenes fueron las siguientes: la altura fue de 1 m, el ancho fue de 2 m y el espesor de 20 cm. Los especímenes se construyeron con bloques huecos de concreto. Las dimensiones nominales de las piezas fueron de 20 cm de ancho por 20 cm de alto por 40 cm de largo. El área correspondiente a los dos huecos fue aproximadamente igual a 326.5 cm<sup>2</sup> y la relación del área neta al área bruta fue de 58 %.

Los especímenes fueron construidos sobre placas metálicas de ¼ de pulgada de espesor. Una placa similar fue colocada en la parte superior de los especímenes después de que la lechada de cemento había sido vertida. Ambas placas contaron con agujeros para permitir el anclaje del refuerzo vertical, y llaves para proporcionar una transferencia adecuada de cortante entre el muro y la placa metálica. Las placas también contaron con pernos soldados y agujeros para anclar el espécimen al equipo de prueba.

En la tabla 3.1 se presentan las características generales de los especímenes ensayados, así como las cuantías de refuerzo horizontal de cada uno de ellos. Los detalles de la disposición del refuerzo interior se presentan en la fig. 3.1. De igual forma, en la tabla 3.2 se consignan las propiedades mecánicas de los materiales utilizados en la construcción de los especímenes.



**Figura 3.1 Disposición del acero de refuerzo en los distintos especímenes**

## 3.2 DESCRIPCIÓN DE LOS ENSAYES

### 3.2.1 Sistema de Aplicación de Carga

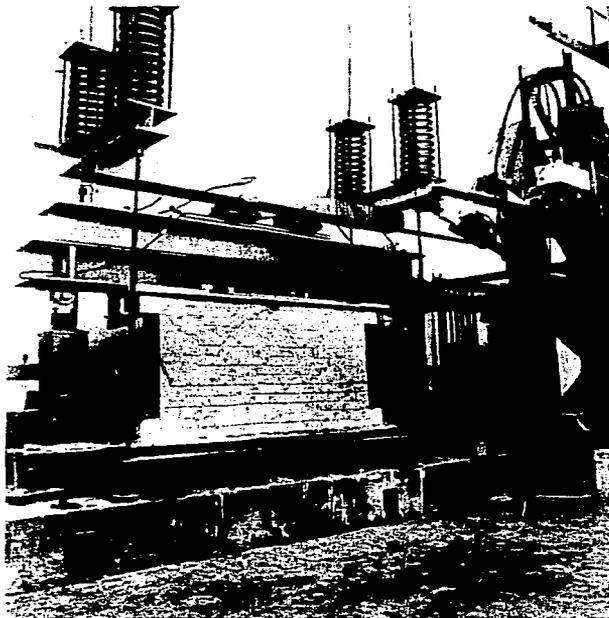
El equipo de prueba utilizado en esta investigación se muestra en la fig. 3.2. El arreglo permitió la aplicación de cargas laterales alojadas en el plano de los especímenes. El equipo de prueba consistió de: dos marcos de reacción fuertemente arriostrados de 6 m de altura que soportaban un actuador hidráulico de acción horizontal, un mecanismo capaz de aplicar cargas verticales similares a las cargas gravitatorias que obrarían sobre los muros de una estructura real, una viga de cimentación compuesta por una base de concreto, una viga de acero de patín ancho que proporcionaba anclaje con la losa de reacción y que contaba con agujeros para garantizar una conexión adecuada con la placa inferior del espécimen y de una viga de acero de patín ancho colocada en la parte superior del espécimen como se muestra en la fig. 3.2. Las vigas superior e inferior simulaban la acción de traves rígidas de fachada como las que se utilizan en la construcción a base de mampostería; éstas se conectaron con dos columnas de acero separadas una de la otra 3 m aproximadamente, éstas últimas restringieron la rotación de la viga superior y por lo tanto proporcionaron condiciones de empotramiento durante los ensayos.

La carga máxima que el actuador horizontal podía aplicar era de 200 t. El desplazamiento o la carga podían ser controlados con este actuador. Una carga vertical que podía alcanzar las 70 t fue aplicada a los especímenes a través de la serie de resortes y rodillos mostrados en la fig. 3.2.

Los rodillos de soporte que conectaron los resortes de aplicación de carga vertical a la parte superior del espécimen permitieron el movimiento libre de éste con un mínimo de fuerza de fricción. La estimación del coeficiente de fricción de los soportes arrojó un valor de 0.007 aproximadamente.

Debe señalarse que debido a las características del arreglo del sistema de prueba, una carga adicional de compresión vertical fue inducida a los especímenes; debido a la fuerza aplicada por el actuador hidráulico, se impusieron desplazamientos laterales significativos a la viga superior del espécimen, por ende la restricción impuesta por las columnas laterales obligaban a la viga superior a moverse describiendo una trayectoria de arco circular. A la componente vertical de este movimiento se oponía la rigidez axial del muro dando como resultado una carga adicional de compresión aplicada al espécimen. El efecto de esta carga cíclica variable en los resultados de prueba se discute más adelante.

Cada espécimen se construyó sobre una placa de acero de  $\frac{3}{4}$  de pulgada de espesor y a su vez se colocó una placa similar en la parte superior. Esto permitió que los especímenes fueran transportados a su lugar antes de cada prueba y fueran a su vez conectados a las vigas superior e inferior.



*Figura 3.2 Vista general del dispositivo de prueba*

### **3.2.2 Secuencia de Aplicación Carga**

Cada espécimen fue sometido a una serie de cargas laterales actuantes en su plano y controladas por desplazamiento. La secuencia completa de carga consistió en series de tres ciclos senoidales con una amplitud de desplazamiento previamente especificada. La amplitud de desplazamiento fue incrementándose gradualmente; la secuencia completa de carga se muestra en la tabla 3.3. Después de cada etapa (una serie de tres desplazamientos senoidales a la misma amplitud), los muros fueron inspeccionados visualmente y el patrón de agrietamiento identificado. Los ciclos senoidales se aplicaron a una frecuencia de 0.02 Hz a lo largo de todo el programa de prueba.

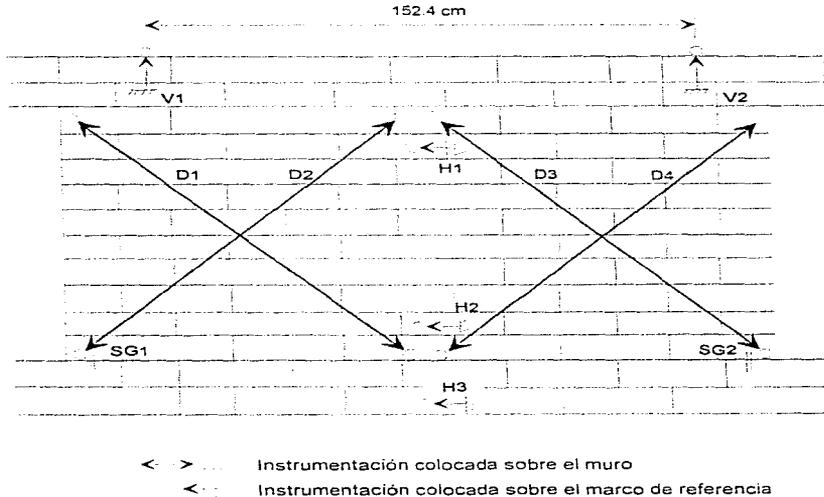
La prueba finalizaba generalmente cuando la resistencia al cortante del espécimen había disminuido hasta alcanzar menos de un tercio de la resistencia máxima al cortante. Todas las pruebas se llevaron a cabo bajo un esfuerzo primario de compresión vertical constante de 0.35 MPa (3.6 kg/cm<sup>2</sup>).

Todos los especímenes fueron sometidos a amplitudes máximas de desplazamiento que variaron entre 1.3 y 2.0 cm (niveles de distorsión de 0.013 y 0.02 respectivamente).

Debido a la flexibilidad del marco de reacción y de otros dispositivos de transferencia de carga, el desplazamiento lateral experimentado por el espécimen fue siempre menor que el desplazamiento especificado en el actuador, esta diferencia se hacía más pequeña al acercarse el final de la prueba cuando la rigidez del espécimen había alcanzado sus valores más bajos.

### 3.2.3 Instrumentación

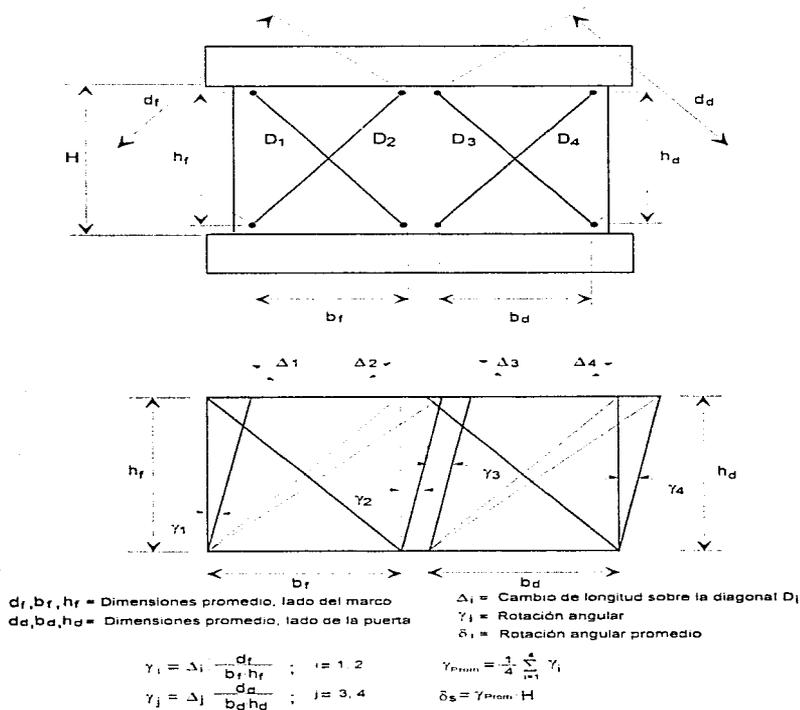
La carga horizontal aplicada por el actuador hidráulico, así como las fuerzas verticales desarrolladas por las columnas laterales, se midieron utilizando celdas de carga precalibradas. Cada espécimen fue instrumentado como se muestra en la fig. 3.3.



**Figura 3.3 Instrumentación en los modelos**

Se colocaron transductores diferenciales de corriente directa con nomenclatura correspondiente a *H1*, *H2* y *H3* sobre un marco de referencia externo con el objeto de medir la deformación lateral del espécimen durante cada secuencia de carga. La diferencia entre la lectura de *H1* y *H3* sirvió para indicar

el desplazamiento lateral relativo de cada muro. Los transductores diferenciales con nomenclatura correspondiente a  $D1$ ,  $D2$ ,  $D3$  y  $D4$  midieron el cambio en la distancia entre puntos a lo largo de las diagonales del espécimen y sirvieron para calcular la distorsión angular del muro como se define en la fig. 3.4. Los transductores diferenciales con nomenclatura correspondiente a  $V1$  y  $V2$  también se colocaron en el marco de referencia externo y midieron la rotación en la viga superior de acero. Esto proporcionó una medida de la eficiencia de las columnas laterales para evitar la rotación de la parte superior del espécimen.



**Figura 3.4 Medición de la distorsión angular promedio**

Finalmente, se colocaron deformímetros eléctricos en las varillas de refuerzo vertical en la parte inferior del espécimen, con el objeto de medir la deformación en el acero en las regiones donde se esperaba que se presentaran los primeros agrietamientos durante la prueba.

### 3.2.4 Captura y Procesamiento de Datos

Se utilizaron dos sistemas de captura de datos durante el programa de ensayos. El principal consistió de un lector de alta velocidad capaz de manejar 25 canales de información y de un sistema de grabado en cinta. La captura y almacenamiento de la totalidad de los datos se llevó a cabo en cinta después de haber sido leídos a una tasa de una muestra por segundo por canal. No se requirió de una tasa de muestreo más elevada debido a la baja frecuencia utilizada en el desarrollo de las pruebas.

El segundo sistema de captura fue utilizado con el propósito de monitorear el progreso de la prueba y como un sistema de respaldo en caso de una falla eventual del sistema principal.

## 3.3 RESULTADOS DE PRUEBA

### 3.3.1 Aspectos Generales

Los resultados de los ensayos de los seis especímenes con relación de aspecto de 0.5 se presentan en la forma de curvas histeréticas, envolventes, degradación de rigidez, características de disipación de energía y de distorsión angular debida a la fuerza cortante. La etapa de carga señalada en algunos gráficos (curvas envolventes, curvas de degradación de rigidez y curvas de disipación de energía) con un punto negro generalmente correspondió a la etapa en donde la primera grieta diagonal principal se formó. También se obtuvieron datos de resistencia última e indicadores histeréticos para cada prueba.

### 3.3.2 Características Carga - Desplazamiento

Las características de resistencia e histéresis de los especímenes, así como también los resultados de prueba para cada uno de ellos, se resumen en la tabla 3.4. Las gráficas de comportamiento histerético se obtuvieron al relacionar el esfuerzo cortante bruto con su correspondiente desplazamiento lateral relativo registrado durante el ensayo (figs. 3.5 a 3.10). Debido a que en la totalidad de las piezas los huecos se encontraban rellenos con lechada de cemento, el esfuerzo cortante bruto resultó ser igual al esfuerzo cortante neto. El desplazamiento lateral relativo se calculó de la diferencia entre las deflexiones laterales en la parte superior e inferior del muro.

En el caso de los especímenes que experimentaron un tipo combinado de falla debida a cortante y deslizamiento (*HCBL-12-4, 5*), el transductor colocado en la parte superior de los especímenes no registró los desplazamientos horizontales, puesto que la grieta de forma acampanada característica de este tipo de falla se formó siempre por encima del transductor. Por lo anterior esta lectura se obtuvo a partir del valor registrado correspondiente a la carrera del actuador, siguiendo el procedimiento que se describe a continuación. Primeramente se evaluó la flexibilidad del marco de reacción al nivel donde reaccionaba el actuador horizontal; se pudo apreciar que prevalecía un comportamiento elástico lineal del marco de reacción para todos los niveles de carga, obteniéndose así un factor de flexibilidad de  $1.68 \times 10^{-3}$  cm/kg. Por consiguiente, el desplazamiento horizontal en la parte superior del muro se obtuvo restando de la carrera del actuador el desplazamiento lateral del marco de reacción.

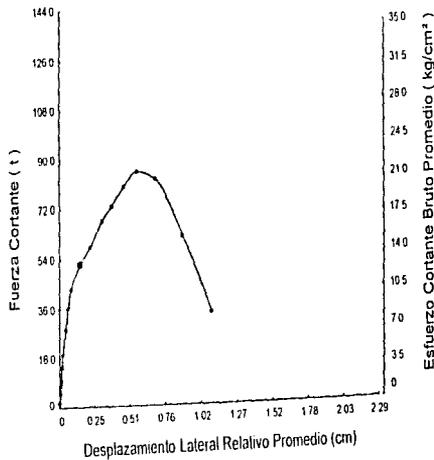
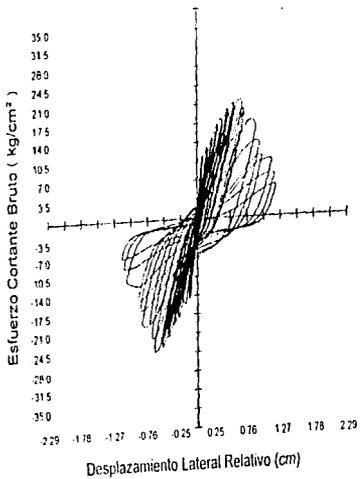
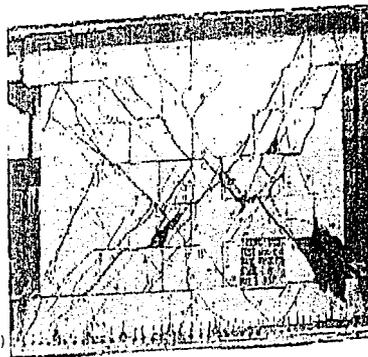
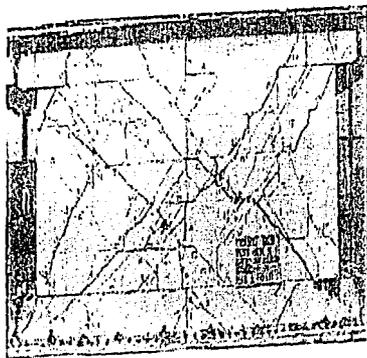


Figura 3.5 Curva histerética y curva envolvente para el modelo HCBL-12-1 (ft = 9.81 kN)

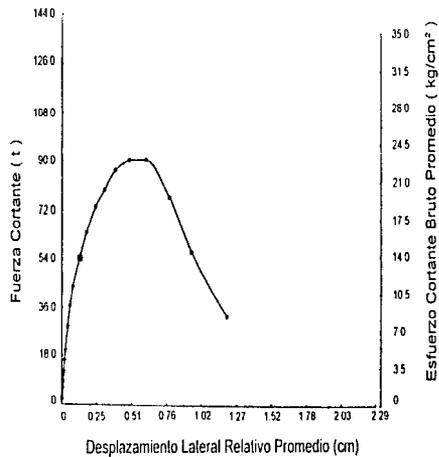
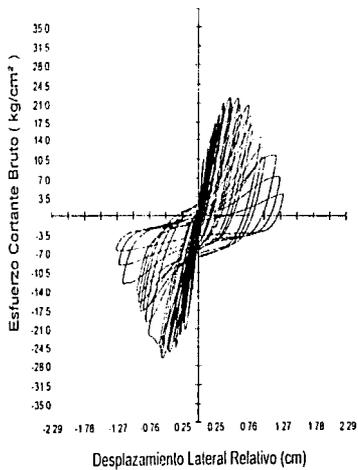
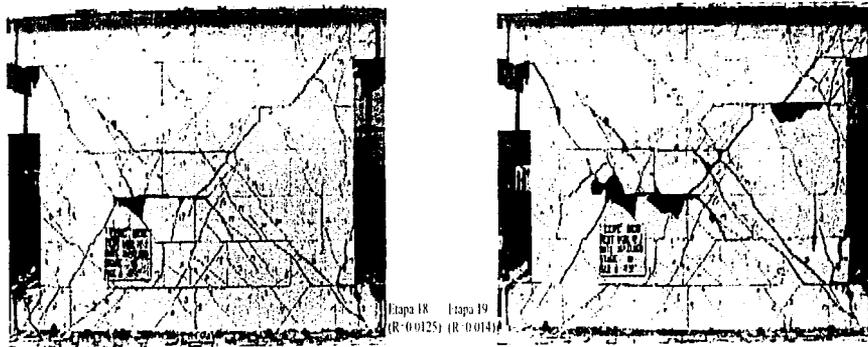


Figura 3.6 Curva histerética y curva envolvente para el modelo HCBL-12-2 ( $1t = 9.81 \text{ kN}$ )

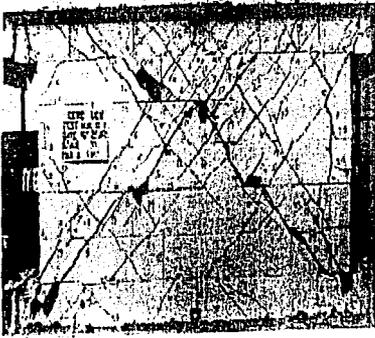
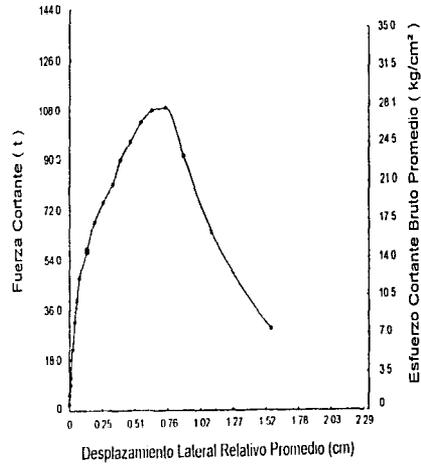
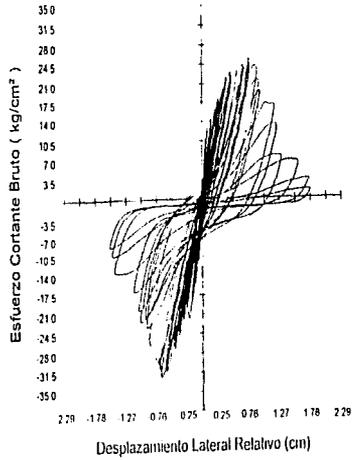
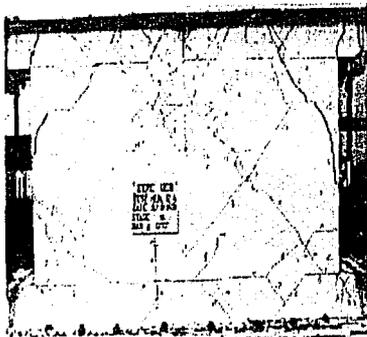
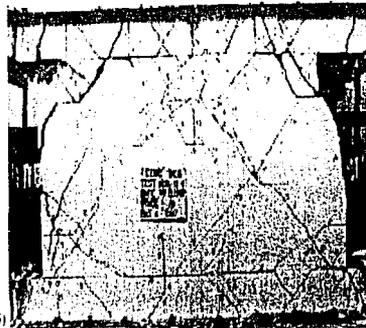
Figura 20  
(R=0.015)Figura 21  
(R=0.0175)

Figura 3.7 Curva histerética y curva envolvente para el modelo HCBL-12-3 ( $1t = 9.81 \text{ kN}$ )



Etapla 18  
(R 0.0125)



Etapla 20  
(R 0.015)

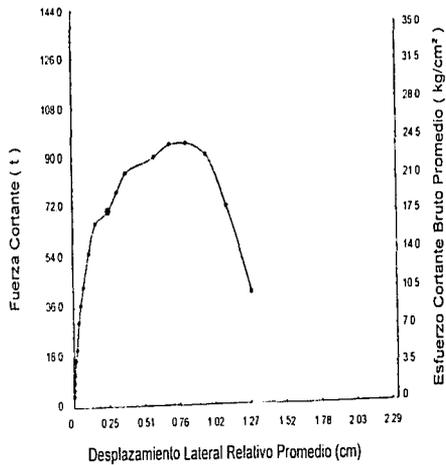
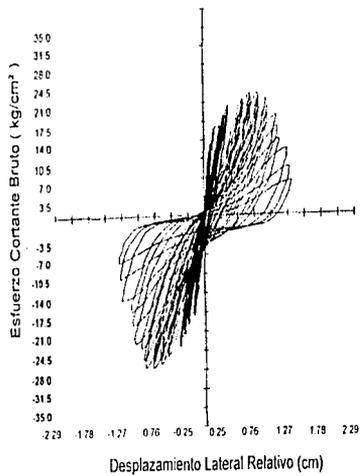
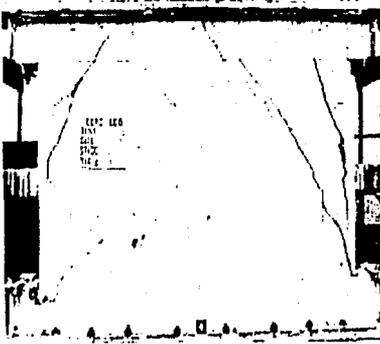
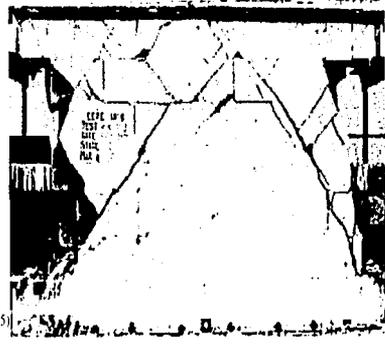


Figura 3.8 Curva histerética y curva envolvente para el modelo HCBL-12-4 ( $1t = 9.81 \text{ kN}$ )



Etapa 20 (R=0.015)



Etapa 21 (R=0.0175)

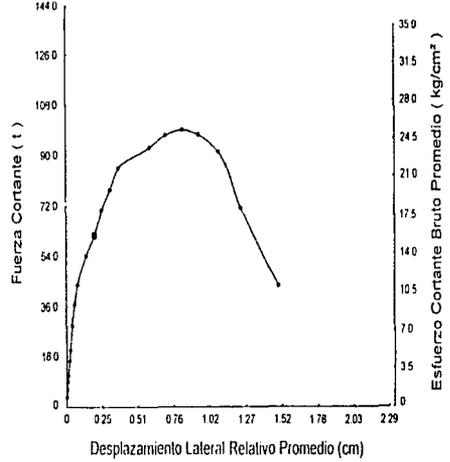
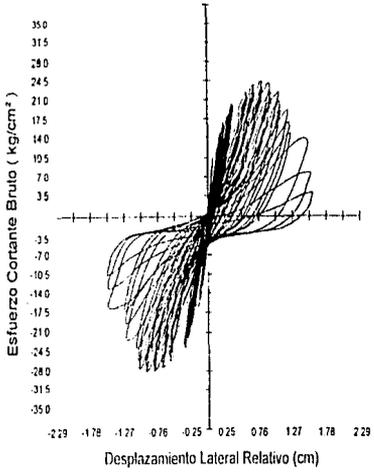
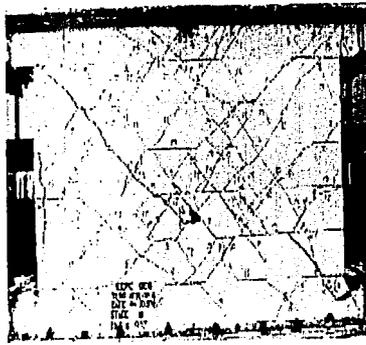
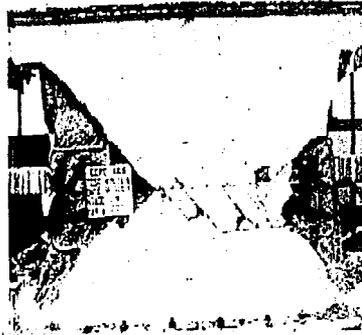


Figura 3.9 Curva histerética y curva envolvente para el modelo HCBL-12-5 ( $1t = 9.81 \text{ kN}$ )



Etapa 18  
(R=0.0125)



Etapa 19  
(R=0.014)

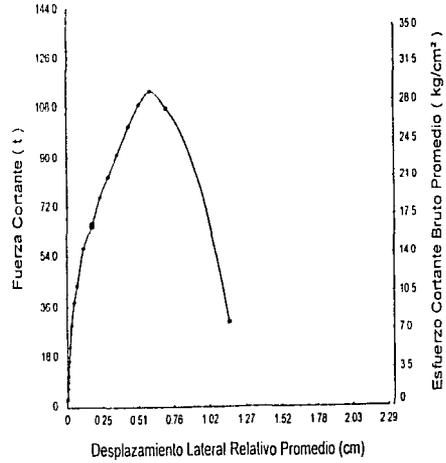
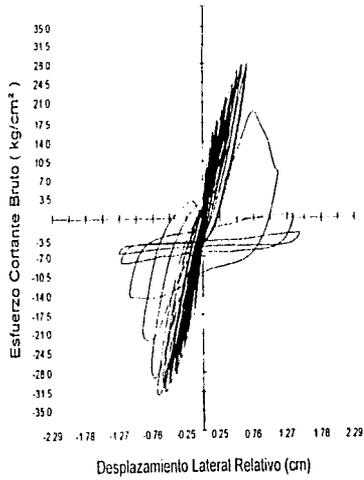


Figura 3.10 Curva histerética y curva envolvente para el modelo HCBL-12-6 (1t=9.81 kN)

### 3.3.2.1 *Envolventes*

La envolvente para cada modelo fue construida a partir de las curvas histeréticas al promediar los valores absolutos de los tres esfuerzos cortantes tanto en la dirección positiva como en la negativa. De igual modo se realizó para los valores de los desplazamientos laterales relativos, para cada etapa de prueba y con un desplazamiento previamente establecido. Es decir, un punto de la envolvente histerética se obtenía para cada etapa de *tres* ciclos de carga. El desplazamiento lateral promedio de la curva histerética envolvente resultó ser siempre menor que el desplazamiento inducido por el actuador como se explicó en la sección 3.2.2.

El punto negro que aparece en estas gráficas generalmente correspondió a la etapa en la cual la primera grieta diagonal principal se presentó. Esta grieta por cortante generalmente se desarrollaba durante el primero de los tres ciclos que comprendían a cada etapa de carga.

La resistencia máxima obtenida a partir de la envolvente se indica en la tabla 3.4 como la fuerza o esfuerzo cortante último promedio. Los valores máximos o valores pico de la fuerza cortante última que también se consignan en dicha tabla se obtuvieron del promedio del esfuerzo máximo desarrollado en cada ciclo de carga.

Con respecto al valor máximo de la carga axial de compresión desarrollado en las pruebas, éste se presentó en todos los casos simultáneamente con el valor máximo de fuerza cortante, y se calculó a partir de las lecturas de las celdas de carga localizadas en las columnas verticales adicionando la carga vertical aplicada antes de cada prueba a los espécimenes.

Las últimas dos columnas de la tabla 3.4 corresponden a los indicadores histeréticos obtenidos a partir de las envolventes histeréticas como se definen en la fig. 3.11. El nivel de  $0.70 P_U$  utilizado para definir estos indicadores, donde  $P_U$  es la resistencia máxima de la curva envolvente, fue escogido arbitrariamente. El indicador  $h_1$  muestra en qué medida el espécimen se apartó de su rigidez teórica inicial; a su vez, el indicador  $d_2$  muestra la capacidad de deformación del espécimen.

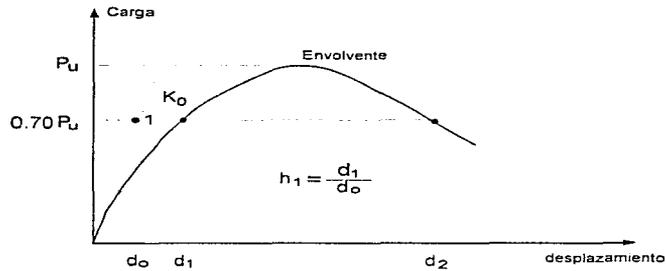
La rigidez teórica inicial de los muros se calculó considerando al espécimen empotrado en ambos extremos, y por lo tanto no se contempló rotación alguna. El momento de inercia se calculó utilizando la sección bruta no agritada, despreciando el efecto del acero de refuerzo. El módulo de elasticidad se tomó a partir de valores medidos, y el valor de la relación de Poisson adoptado fue de 0.15.

### 3.3.2.2 *Degradación de Rigidez*

Una definición de la rigidez de ciclo, como se muestra en la fig. 3.12, se utilizó para evaluar la rigidez de los espécimenes a través de cada prueba. Los tres valores de rigidez obtenidos de cada etapa de carga se promediaron y graficaron contra el promedio del esfuerzo cortante, como se definió para la gráfica de envolvente histerética.

### 3.3.2.3 *Disipación de Energía*

La energía disipada por ciclo de carga se expresó en términos de la relación adimensional *EDT*. *EDT* se definió como la relación existente entre la energía disipada y la energía total acumulada por deformación por ciclo y se muestra esquemáticamente en la fig. 3.12. Los tres valores de la relación antes descrita obtenidos para cada etapa de carga fueron promediados y graficados contra el promedio del desplazamiento lateral relativo.



Definición de los Indicadores Histeréticos  $h_1$  y  $d_2$

Cálculo de la Rigidez Inicial  $K_0$

$$K_0^{-1} = \frac{L^3}{12 EI} + 1.2 \frac{L}{AG}$$

$L$  = altura del muro

$E$  = módulo de elasticidad

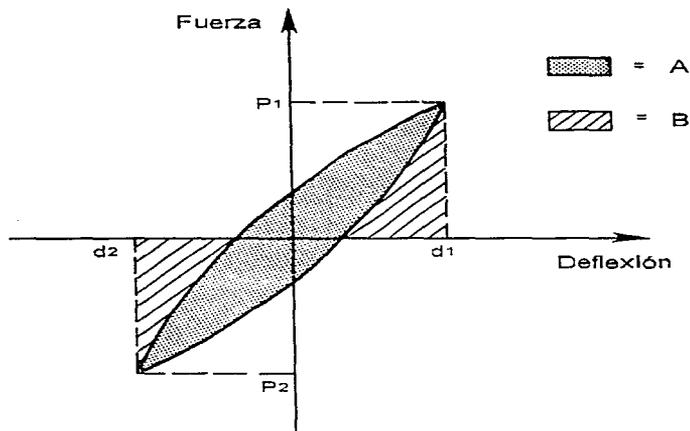
$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$  módulo de cortante

$D$  = ancho del muro

$t$  = espesor del muro

Especímenes	$L$ (cm)	$D$ (cm)	$t$ (cm)	$I^4$ (cm <sup>4</sup> )	$A$ (cm <sup>2</sup> )	$E$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\nu$	$K_0$ (kg/cm)
HCBL-12	101.6	203.2	19.4	13 541 368	3935.5	80 310.3	0.15	1 033 540.2

Figura 3.11 Definición de indicadores histeréticos y cálculo de la rigidez inicial



Cociente de disipación de energía "EDT" :

$$EDT = \frac{\text{Energía disipada}}{\text{Energía total almacenada}} = \frac{A}{A + B}$$

Definición de rigidez de ciclo:

$$K = \frac{|P_1 - P_2|}{|d_1 - d_2|} \quad P_1, P_2, d_1, d_2 \text{ fueron tomadas con su propio signo}$$

**Figura 3.12** Definiciones del cociente de disipación de energía y de la rigidez de ciclo

#### 3.3.2.4 Distorsión Angular

Los valores de la distorsión angular  $\delta_s$  fueron calculados como se indica en la fig. 3.4. Los valores absolutos de  $\delta_s$  correspondientes a las tres fuerzas cortantes máximas (dirección positiva y negativa) se promediaron para cada etapa de prueba, esto con objeto de precisar en qué medida la deformación total del espécimen se había debido a la distorsión angular.

### 3.3.3 Modos de Falla

Se observaron dos modos de falla durante la serie de ensayos: un modo de falla dominado por el *cortante* y un modo combinado de falla por *cortante* y *deslizamiento*. El patrón de agrietamiento inicial presentado fue similar en todos los casos: grietas horizontales en etapas tempranas de los ensayos, localizadas en las esquinas inferiores de los especímenes, que posteriormente se convirtieron en grietas diagonales inclinadas.

El modo de falla gobernado por el cortante se presentó en las pruebas de los especímenes HCBL-12-1, 2, 3, 6 (fig. 3.13a). Este tipo de falla se caracterizó por la aparición de extensas grietas diagonales en ambas direcciones que finalmente destruyen el mecanismo resistente de momento cuando la grieta diagonal logra atravesar el puntal de compresión que se forma en el muro. La degradación de resistencia ocurre debido al aplastamiento y al desconchamiento que se presenta a lo largo de las grietas diagonales.

En estos especímenes fue característico la presencia de una familia de grietas diagonales en ambas direcciones, sin que ninguna de ellas se extendiera por sí misma a lo largo de todo el ancho del muro. Después de la aparición de la primera grieta diagonal principal, la resistencia ante carga lateral del espécimen aparentemente era aportada por puntales diagonales de compresión delimitados por las grietas diagonales. La falla final de los especímenes era inducida por el pandeo de estos puntales de compresión que finalmente conducía a la formación de una grieta diagonal que separaba por completo la parte superior de la inferior del espécimen. En algunos de los casos (particularmente en el espécimen HCBL-12-6) esta falla final fue muy explosiva acompañándose de una degradación súbita de resistencia.

El modo combinado de falla debido a cortante y deslizamiento ocurrió en los ensayos de los especímenes HCBL-12-4, 5 (fig. 3.13b). En este caso el desarrollo de las grietas diagonales siguió un patrón similar al mostrado por los especímenes con un modo de falla por cortante. Sin embargo, el mecanismo final de falla se debió al deslizamiento de la parte superior del espécimen a través de una trayectoria con forma acampanada delimitada por dos grietas inclinadas localizadas a ambos lados del muro y por una rama horizontal que corría a lo largo de la hilada superior del espécimen. Aun cuando se haya presentado aplastamiento y desconchamiento a lo largo de las grietas inclinadas laterales, característico de un modo de falla por cortante, el deslizamiento relativo entre la parte superior e inferior de los especímenes fue el fenómeno que controló la respuesta.

Debe destacarse que en ninguno de los especímenes ensayados se desarrolló una grieta horizontal que fuese continua a lo largo de la hilada inferior del muro y por lo tanto, no se presentó un modo combinado de falla por flexión y deslizamiento.

Las lecturas obtenidas de los deformímetros eléctricos colocados en la base de las varillas de refuerzo vertical de los extremos, indicaron que los esfuerzos de tensión en estas varillas aumentaron con el incremento del valor de la carga lateral aplicada, hasta alcanzar la carga última. En algunos ensayos, estas varillas verticales colocadas en los extremos de los muros, mostraron deformaciones correspondientes a la fluencia en algunas etapas cercanas a la carga última, mientras que en el resto del ensayo nunca alcanzaron la condición de cedencia. Este patrón de deformaciones aparentemente fue independiente del modo de falla exhibido por los especímenes.

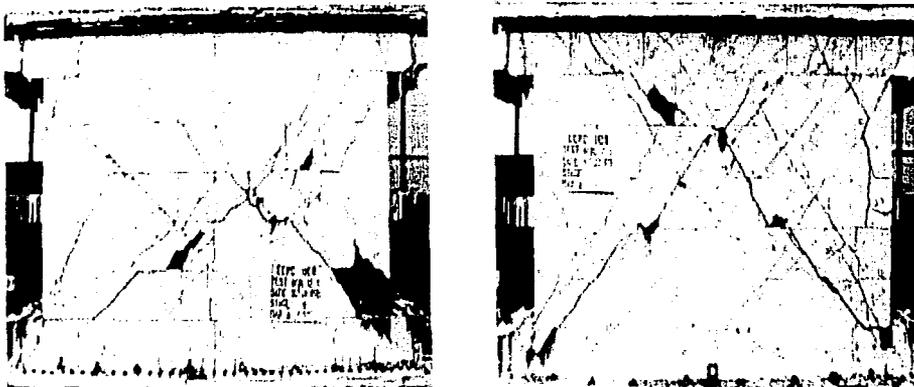


Figura 3.13 (a) Modo de falla por corte

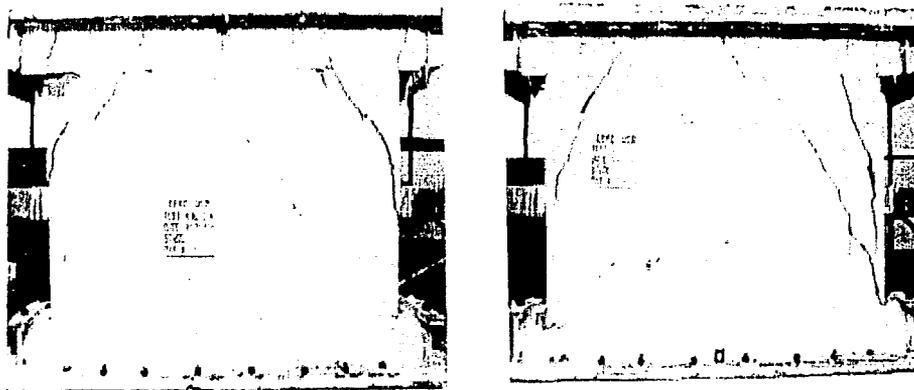
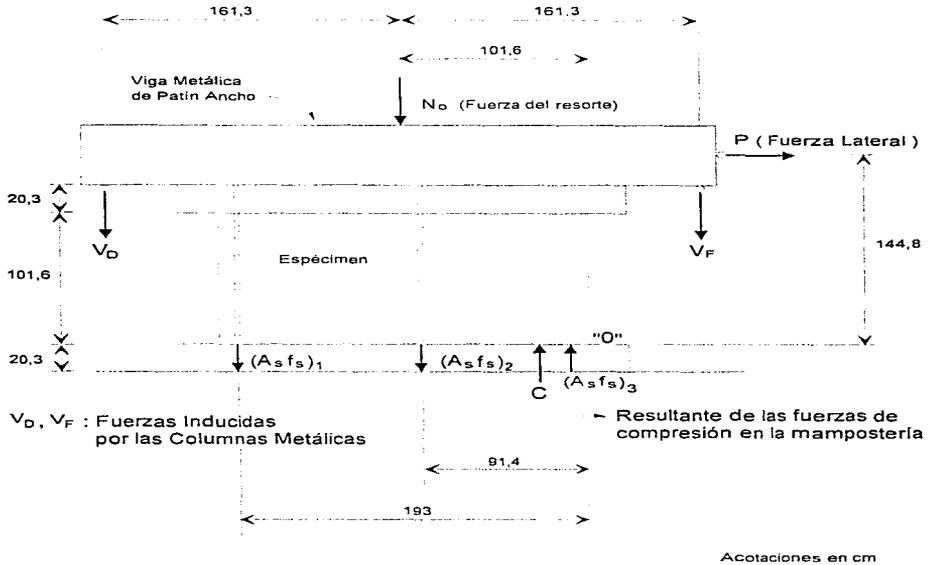


Figura 3.13 (b) Modo de falla por corte y deslizamiento



**Figura 3.14 Fuerzas actuantes en el espécimen**

Al conocerse la deformación, y por ende el esfuerzo de tensión en la varilla de refuerzo situada en el extremo, fue posible encontrar el esfuerzo actuante en la varilla de refuerzo central, al considerar la distribución de fuerzas indicada en la fig. 3.14. Planteando una ecuación de momentos con respecto al punto "O" (ubicado en el extremo derecho de la base del muro) al considerar una sección transversal a lo largo de la parte inferior del muro y a su vez despreciando el momento inducido por la resultante de las fuerzas de compresión en la mampostería así como el momento provocado por la varilla de refuerzo más cercana a "O", se pudo conocer el esfuerzo en la sección inferior de la varilla central. Los resultados de tal análisis mostraron que en la mayoría de los casos la varilla de refuerzo central se encontraba sujeta a esfuerzos de compresión cercanos al de fluencia.

La misma ecuación de momentos se utilizó para ubicar la posición de la resultante de las fuerzas de compresión a lo largo de la sección inferior del muro, considerando en este planteamiento tanto a la fuerza de compresión desarrollada por la varilla central así como a la fuerza desarrollada por la varilla del extremo. Este análisis indicó que la resultante de las fuerzas de compresión permaneció generalmente dentro del muro al momento de alcanzarse la carga lateral máxima, dentro de un rango que varió entre 12.7 y 25.4 cm a partir del punto "O" (extremo derecho de la base). Este resultado verificó la observación que sostiene que en muros robustos el talón de compresión (región de la base del muro sujeta a

compresión) es lo suficientemente extenso para sostener un cortante significativo, y por consiguiente se requiere de una carga lateral mayor a la asociada con la formación de la grieta diagonal principal para alcanzar la condición de falla.

### 3.4 DISCUSIÓN DE LOS RESULTADOS DE LAS PRUEBA

En este apartado se presentará una discusión de los resultados obtenidos a partir de los ensayos realizados con relación a la cuantía de refuerzo horizontal. Otros parámetros tales como el esfuerzo inicial de compresión actuante sobre el espécimen, la frecuencia cíclica, la cantidad de refuerzo vertical y el tipo de lechada de cemento utilizada se mantuvieron constantes. Sin embargo, se debe señalar que los modos de falla exhibidos por los especímenes tuvieron influencia sobre los resultados de prueba, y esta variable se incluye en la discusión.

#### 3.4.1 Modos de Falla

Una vez identificados los modos de falla exhibidos por los especímenes ensayados, resultó de interés abordar las razones detrás del desarrollo de cada uno de estos modos. Una conclusión que resultó aparente a partir de los resultados de prueba fue que la cuantía de refuerzo no pareció tener influencia alguna en el modo de falla observado. El patrón de agrietamiento desarrollado antes de la falla fue la variable que aparentemente determinó el tipo de falla final.

Ninguno de los especímenes desarrolló una grieta horizontal continua a lo largo de las hiladas cercanas a la base del muro y consecuentemente, ninguno de ellos exhibió un modo combinado de falla por flexión y deslizamiento. No existió razón aparente para explicar el hecho en relación a dos especímenes que presentaron un modo combinado de falla por cortante y deslizamiento, siendo que los cuatro restantes presentarían fallas típicas por cortante. Los patrones de agrietamiento fueron similares en todos los casos y el tipo de falla se hizo evidente sólo en las etapas finales de la prueba.

La resistencia asociada con los dos tipos de falla resultó ser prácticamente la misma. Esto puede apreciarse a partir de las curvas envolventes que se presentan en la fig. 3.15.

#### 3.4.2 Resistencia ante Carga Lateral

La resistencia ante carga de los especímenes se analizó en dos etapas: la resistencia desarrollada por los muros en el momento donde ocurrió la primera grieta diagonal principal, a la cual se denominó como resistencia al agrietamiento por cortante; y la resistencia última desarrollada por los muros durante la prueba.

##### 3.4.2.1 Resistencia al Agrietamiento por Corte

La resistencia al agrietamiento por corte de los especímenes (promedio de valores extremos para el ciclo donde la primera grieta diagonal se presentó) se indica en la tabla 3.5 y fue denotada por un punto negro en la envolvente que se muestra en la fig. 3.15. La resistencia promedio al agrietamiento por corte fue de 1.55 MPa (15.8 kg/cm<sup>2</sup>) y el valor promedio del esfuerzo actuante de compresión al alcanzarse esta resistencia fue de 0.68 MPa (6.9 kg/cm<sup>2</sup>).

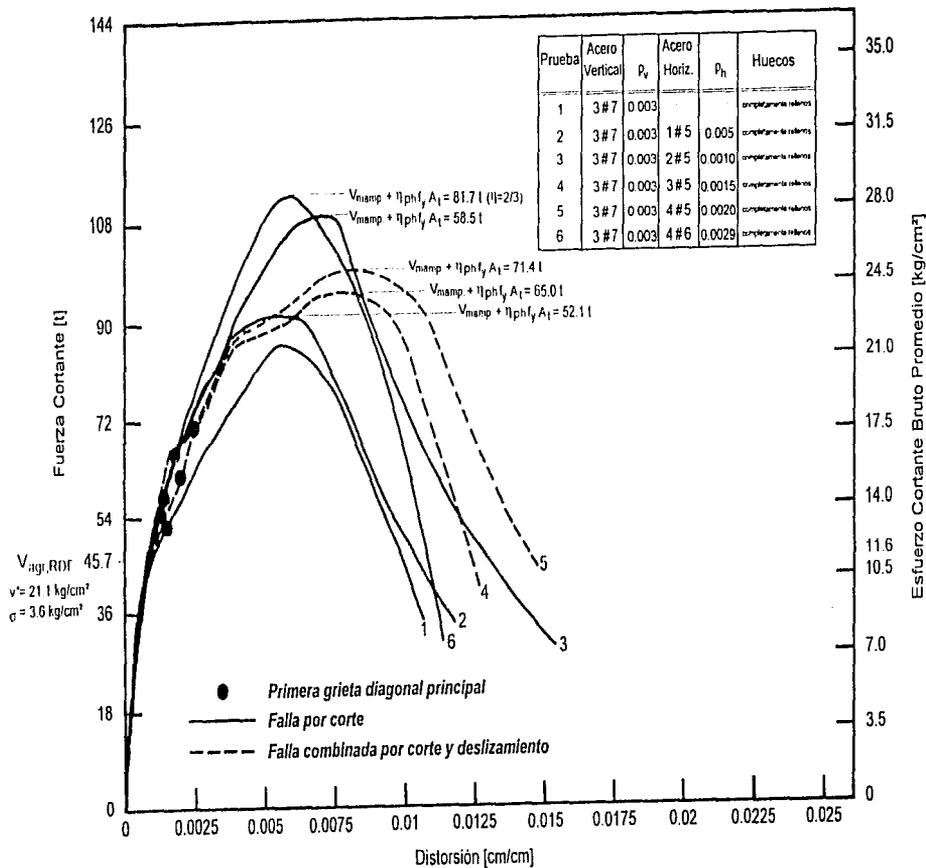


Figura 3.15 Curvas envolventes de los modelos ( $t = 9.81 \text{ kN}$ )

Los resultados consignados en la tabla 3.5 muestran también un incremento en la resistencia al agrietamiento por corte para cuantías mayores de refuerzo horizontal, aunque prevaleció cierta inconsistencia en la tendencia mostrada para el caso del espécimen HCBL-12-4.

### 3.4.2.2 Resistencia Última

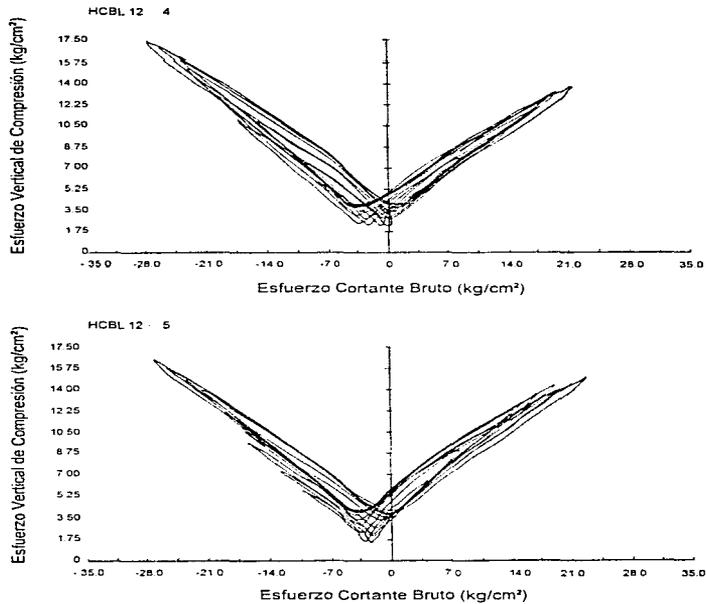
El promedio de resistencias últimas se presenta en la tabla 3.5 y en la fig. 3.15. El valor promedio para la serie de seis especímenes resultó de 2.45 MPa (25 kg/cm<sup>2</sup>). Como en el caso de la resistencia al agrietamiento por cortante, existió una correlación positiva entre el aumento de la cuantía de refuerzo horizontal y la resistencia última. Sin embargo esta correlación resultó ser menos consistente que la anterior debido a los diferentes modos de falla experimentados por los especímenes.

Las líneas horizontales que señalan a cada línea envolvente de la fig. 3.15 indican la resistencia máxima al cortante calculada como la suma de la resistencia de agrietamiento más la resistencia del refuerzo horizontal afectada por un factor de eficiencia " $\eta$ ". La resistencia al agrietamiento inclinado se obtuvo a través de la expresión que especifica el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (DDF, 1989); el factor de eficiencia que afecta a la contribución del refuerzo ante carga lateral, toma en consideración el hecho de que no todo el acero pudiese haber alcanzado la deformación asociada con la fluencia al momento de presentarse el cortante último, esto debido a la distribución no uniforme de esfuerzos en la altura de los muros, el valor de  $\eta$  considerado en el cálculo de la contribución del acero horizontal a la resistencia fue de 2/3.

Del examen de la fig 3.15 se pudo apreciar que la resistencia teórica resultó ser conservadora en comparación con las resistencias experimentales obtenidas; no obstante se debe hacer mención al hecho de que el esfuerzo axial obrante en los modelos experimentó una variación durante los ensayos, alcanzando un valor promedio de 0.68 MPa (6.9 kg/cm<sup>2</sup>), este último coincidente con la resistencia última de los especímenes. Resulta muy probable que la variación de este parámetro haya tenido una influencia benéfica en la resistencia, puesto que la magnitud de la carga axial repercute tanto en la magnitud de los esfuerzos de tensión diagonal que se generan en un muro como en la fricción que se presenta a lo largo de las superficies de las grietas.

En la tabla 3.5 se presenta una comparación entre el valor máximo de resistencia última al corte (valor más alto entre los promedios de valores extremos desarrollados durante cualquier ciclo) y la resistencia al agrietamiento por corte. En la última columna de la tabla a la que se hace referencia se presenta la reserva de resistencia disponible después de la aparición de la primera grieta diagonal principal.

La resistencia experimental ante el deslizamiento, como una función del esfuerzo axial de compresión, se muestra en la fig. 3.16 para aquellos especímenes que presentaron un tipo combinado de falla por deslizamiento y cortante, en ella se muestra la respuesta cíclica completa de los especímenes después de que la falla por deslizamiento comenzara a desarrollarse. Al considerar los tramos de carga de las curvas, la relación promedio entre el esfuerzo cortante y el esfuerzo actuante de compresión resultó de 1.85.



**Figura 3.16 Resistencia al deslizamiento. Modo combinado de falla por corte y deslizamiento**

### 3.4.3 Comportamiento Inelástico

Las curvas envolventes se utilizaron como un marco de referencia para analizar el comportamiento inelástico de los especímenes. Debe de señalarse que la utilidad de las curvas envolventes radica en la posibilidad de poder establecer comparaciones visuales en relación a la ductilidad y a la resistencia última; en contraste, no proporcionan indicación alguna de la energía disipada por ciclo, y la consideración de este parámetro en conjunto con la resistencia última, la capacidad de deformación y la comparación de patrones de agrietamiento para desplazamientos iguales es necesaria para realizar una evaluación completa de las características inelásticas de los modelos.

En la fig. 3.15 se aprecian los cambios en las curvas envolventes con la variación en las cuantías de refuerzo horizontal; de igual manera a través de este gráfico se aprecia en que medida el comportamiento inelástico fue afectado por el tipo de falla experimentado por los especímenes.

Al ir incrementando la cuantía de refuerzo horizontal, los muros mostraron una tendencia a alcanzar un valor más alto de resistencia última así como de capacidad de deformación última, aunque esta tendencia no resultó uniforme ya que algunos especímenes presentaron un comportamiento inelástico menos deseable que un muro similar con cierta cuantía de refuerzo horizontal significativamente menor.

Los especímenes que exhibieron un modo combinado de falla por cortante y deslizamiento mostraron una mayor capacidad de deformación que aquéllos que exhibieron un modo de falla por cortante exclusivamente, puesto que la grieta que describió una trayectoria en forma acampanada, característica del modo de falla combinado por cortante y deslizamiento dejaba una porción en la parte inferior del espécimen que continuaba tomando carga cuando la grieta causada por el deslizamiento se cerraba. Este efecto condujo a un comportamiento elasto - plástico en la envolvente histerética antes de que la carga finalmente descendiera debido a la transferencia de deterioro a lo largo de la grieta con trayectoria en forma acampanada.

Lo anteriormente descrito se resumió de forma cuantitativa a través de los indicadores histeréticos que se presentan en las dos últimas columnas de la tabla 3.4. Mientras que el indicador histerético  $h_j$  mostró muy poca variación, el indicador histerético  $d_j$  mostró un incremento considerable para los especímenes que exhibieron un modo de falla combinado por cortante y deslizamiento (1.14 cm y 1.24 cm, para los especímenes HCBL-12-4 y HCBL-12-5, respectivamente). El indicador histerético citado anteriormente se obtuvo a partir de las curvas envolventes que se presentan en la fig. 3.15. Este indicador estuvo asociado a 0.70 del cortante último correspondiente a la rama descendente de dichas curvas.

#### 3.4.4 Degradación de Rigidez

Todos los especímenes experimentaron una degradación substancial de rigidez cuando se sometieron a incrementos graduales de desplazamiento lateral. En la tabla 3.6 se resume este comportamiento y se muestran dos tipos de resultados. El primero es una comparación entre la rigidez teórica inicial y la rigidez máxima medida durante las etapas iniciales de la prueba. La expresión para el cálculo de la rigidez teórica inicial se presenta en la fig. 3.11 y las consideraciones utilizadas se indicaron en el apartado 3.3.2.1. El valor experimental resultó siempre menor que el valor teórico y varió desde un 75% hasta un 99% del valor teórico. Para el espécimen HCBL-12-6, se obtuvo un valor de rigidez inicial excesivamente alto, esto debido quizá a una medición errónea del desplazamiento lateral de este espécimen en particular; por lo que este valor no fue incluido en la tabla 3.6.

La segunda serie de resultados que se presenta en la tabla 3.6 muestra una comparación de las rigideces medidas en los especímenes cuando fueron sometidos a esfuerzos cortantes de 0.34 MPa (3.5 kg/cm<sup>2</sup>), 0.52 MPa (5.3 kg/cm<sup>2</sup>), 0.69 MPa (7.0 kg/cm<sup>2</sup>) y 1.03 MPa (10.5 kg/cm<sup>2</sup>), y del porcentaje de degradación de rigidez correspondiente a estos niveles de esfuerzo con respecto al valor inicial máximo registrado. Sin considerar al espécimen HCBL-12-6 en los cálculos, los valores obtenidos fueron los siguientes: el porcentaje promedio de degradación de rigidez para un esfuerzo cortante de 0.34 MPa resultó del 5%, para 0.52 MPa del 12%, para 0.69 MPa del 20% y para 1.03 MPa del 35%. Debe destacarse que las primeras grietas visibles aparecieron para un nivel de esfuerzo cortante de 0.45 MPa (4.6 kg/cm<sup>2</sup>), valor promedio obtenido a partir de la serie de seis especímenes ensayados.

En la fig. 3.17 se presentan las curvas de degradación de rigidez para las diferentes cuantías de refuerzo horizontal. Resultó difícil establecer cualquier relación entre la cuantía de refuerzo vertical u horizontal y la proporción a la cual la rigidez disminuía.

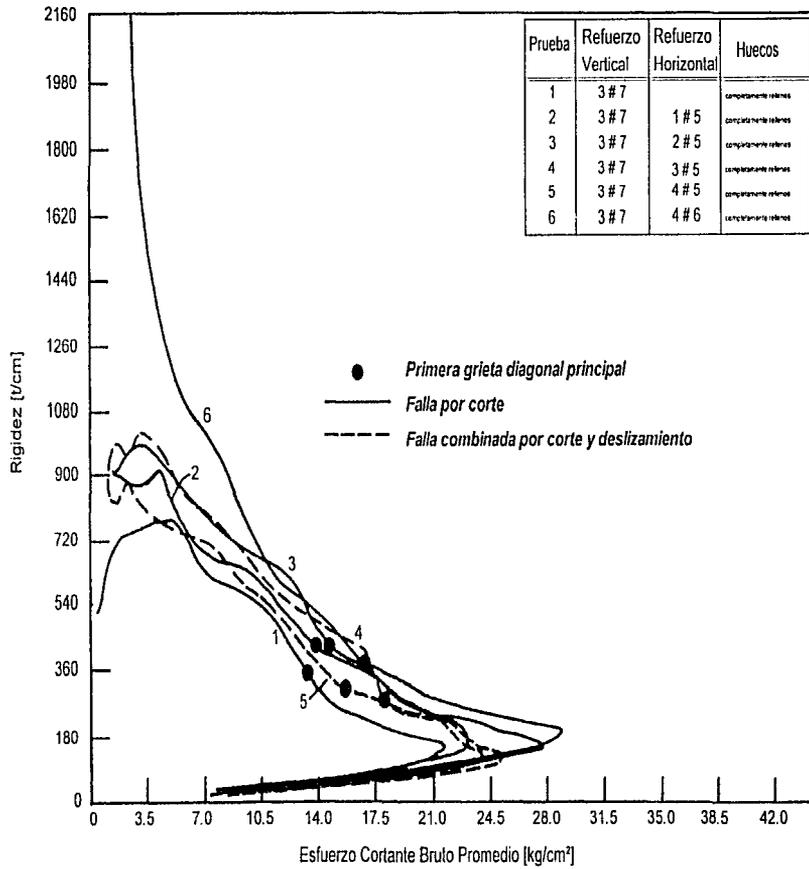


Figura 3.17 Degradación de rigidez en los modelos

### 3.4.5 Disipación de Energía

La influencia del refuerzo horizontal y del tipo de falla sobre la relación adimensional "EDT" se presenta en la fig. 3.18. A partir del estudio de la gráfica fue posible concluir que la capacidad de disipación de energía de los especímenes resultó ser independiente de la cuantía de refuerzo horizontal.

Asimismo, el modo de falla de los especímenes tuvo poca incidencia en la relación adimensional "EDT", exceptuando a aquellos especímenes que exhibieron un modo combinado de falla por cortante y deslizamiento, ya que éstos mostraron una tasa de variación de disipación de energía *menor* en comparación con los especímenes que exhibieron un tipo de falla por cortante exclusivamente. Esta tendencia podría ser atribuible al hecho de que el grado de deterioro en la porción inferior de los muros que mostraron un modo combinado de falla (esta porción estuvo delimitada por la grieta de forma acampanada) no fue tan severo en comparación con el grado de deterioro experimentado en los especímenes que exhibieron la falla gobernada por el cortante, esto posiblemente condujo a que el proceso de deformación permanente fuese menor en los especímenes con el modo de falla por deslizamiento reflejándose este fenómeno en los ciclos de descarga de las curvas de histéresis.

### 3.4.6 Efecto de la Carga de Compresión Sobre el Comportamiento Inelástico

No existió indicación alguna en relación a un cambio en el modo de falla de los especímenes debido a la carga adicional de compresión impuesta por el dispositivo de prueba. Sin embargo, el esfuerzo de compresión adicional que alcanzó un valor máximo de 1.72 MPa (17.6 kg/cm<sup>2</sup>), contribuyó a un incremento en la resistencia última de aquellos especímenes que presentaron un modo de falla por cortante o por deslizamiento.

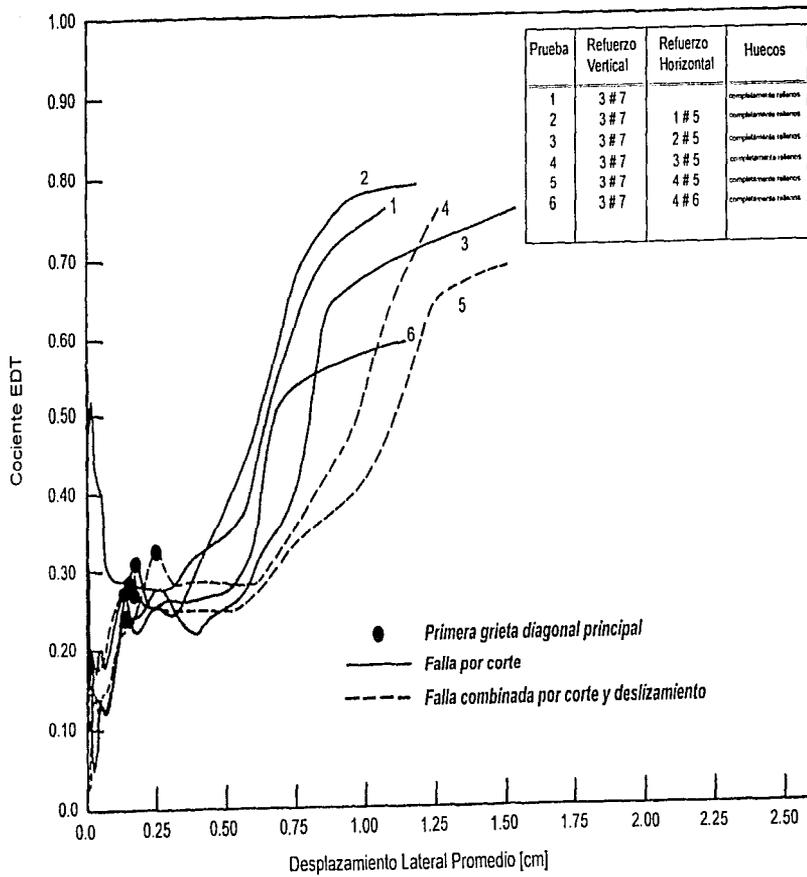


Figura 3.18 Curvas de dissipación de energía

Tabla 3.1 Programa de ensayos

Características Generales de los Especímenes Ensayados	Designación del Especímen	Frecuencia de Prueba (Hz)	Acero de Refuerzo			
			Vertical	$\rho_v$	Horizontal	$\rho_h$
Tipo de Pieza : Bloque Hueco de Concreto	HCBL 12 -1	0.02	3 var. #7	0.0030	Ninguno	-
Altura: H= 101.6 cm	HCBL 12 -2	0.02	3 var. #7	0.0030	1 var. #5	0.0005
Ancho: D= 203.2 cm	HCBL 12 -3	0.02	3 var. #7	0.0030	2 var. #5	0.0010
Espesor: 19.4 cm	HCBL 12 -4	0.02	3 var. #7	0.0030	3 var. #5	0.0015
Area de la Sección Transversal: 3942 cm <sup>2</sup>	HCBL 12 -5	0.02	3 var. #7	0.0030	4 var. #5	0.0020
Carga Vertical: 14.4 t	HCBL 12 -6	0.02	3 var. #7	0.0030	4 var. #6	0.0029
Esfuerzo de Compresión Vertical: 3.6 kg/cm <sup>2</sup>						

Nota: 1kg/cm<sup>2</sup> = 0.0981 MPa

Tabla 3.2 Propiedades de los materiales

Mampostería	HCBL - 12
Resistencia a la compresión de la pieza, evaluada sobre el área bruta (kg/cm <sup>2</sup> )	132 (5%)
Resistencia a la tensión de la pieza, evaluada sobre el área neta (kg/cm <sup>2</sup> )	15.5 (14%)
Resistencia a la compresión del mortero (kg/cm <sup>2</sup> )	388.8 (26%)
Resistencia a la compresión de la lechada de cemento (kg/cm <sup>2</sup> )	273.5 (3%)
Resistencia a la compresión de los prismas con relación de 2:1 en (kg/cm <sup>2</sup> )	253.4 (9%)
Resistencia a la compresión de los prismas con relación de 5:1 en (kg/cm <sup>2</sup> )	210.1 (13%)
Carga última registrada en los muretes cuadrados (t)	70.3 (4%)

Refuerzo Interior	Varilla del No. 5	Varilla del No. 6	Varilla del No. 7
Fluencia, $f_y$ (kg/cm <sup>2</sup> )	4893 (4%)	4732 (1%)	5646 (11%)
Resistencia, $f_u$ (kg/cm <sup>2</sup> )	7720 (4%)	7635 (1%)	8817 (9%)
Módulo de elasticidad, E (kg/cm <sup>2</sup> )	2 017 810	2 024 840	2 024 840
Deformación de fluencia, $\epsilon_y$ (cm/cm)	0.00243	0.00234	0.00279

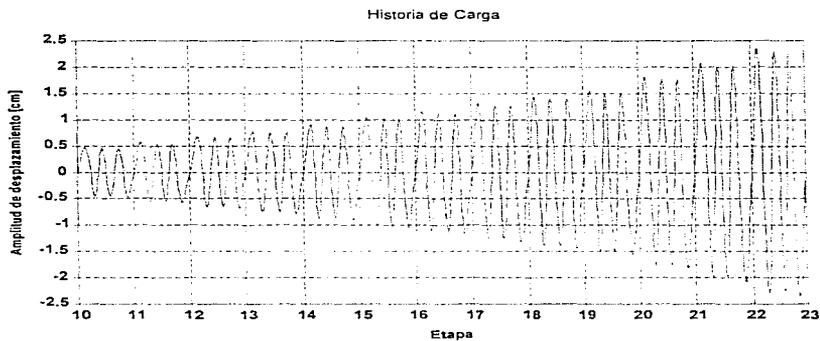
Nota 1: 1 kg/cm<sup>2</sup> = 0.0981 MPa

Nota 2: Valores promedio, el número dentro del parentesis indica la desviación estándar como porcentaje del valor promedio.

**Tabla 3.3 Secuencia de aplicación de carga**

Etapa*	Amplitud de desplazamiento (cm)
1	0.01
2	0.03
3	0.04
4	0.05
5	0.08
6	0.10
7	0.15
8	0.20
9	0.25
10	0.36
11	0.46
12	0.56
13	0.66
14	0.76
15	0.89
16	1.02
17	1.14
18	1.27
19	1.40
20	1.52
21	1.78
22	2.03
23	2.39

\*Cada etapa consistió de tres ciclos con variación *senoidal* hasta alcanzar la amplitud señalada.



Nota: Debido a la gran cantidad de etapas consideradas en los ensayos, el gráfico anterior se construyó a partir de la etapa once, esto con la finalidad de que se apreciarán más claramente los ciclos de desplazamiento aplicados.

Tabla 3.4 Características y resultados de prueba

Espéctimen	Frecuencia de ensaye (Hz)	Refuerzo Vertical		Refuerzo Horizontal				Relación entre el Área Total de Acero y el Área Bruta del Muro	Fuerza Cizante Última Promedio (1)	Esfuerzo Cizante Último Promedio (kg/cm <sup>2</sup> )	Fuerza Cortante P <sub>cu</sub> (1)	Esfuerzo Cortante Pico (4) (kg/cm <sup>2</sup> )	Carga de Compresión Última (2)	Esfuerzo de Compresión Último (4) (kg/cm <sup>2</sup> )	Indicadores Histeréticos		
		No. de Varilla	$\rho_v = \frac{A_{sv}}{A_g}$ (3)	No. de Varilla	Esfuerzo de fluencia (kg/cm <sup>2</sup> )	$\rho_h = \frac{A_{sh}}{A_g}$ (3)	$A_{sh}/f_k$ (4)								P <sub>v</sub> + P <sub>h</sub>	h <sub>1</sub>	d <sub>2</sub> (cm)
HCBL-12-1	0.02	3 # 7	0.0030	-	-	-	-	0.0030	85.8	21.8	90.9	23.1	53.8	13.6	4.0	0.89	
HCB-12-2	0.02	3 # 7	0.0030	1 # 5	4.893	0.0005	9.8	0.0035	91.4	23.2	98.0	24.4	55.3	14.1	2.9	0.89	
HCB-12-3	0.02	3 # 7	0.0030	2 # 5	4.893	0.0010	19.6	0.0040	110.0	28.0	114.0	29.0	67.4	17.1	3.8	0.99	
HCB-12-4	0.02	3 # 7	0.0030	3 # 5	4.893	0.0015	29.3	0.0045	95.2	24.2	90.2	25.2	58.7	14.9	2.6	1.14	
HCB-12-5	0.02	3 # 7	0.0030	4 # 5	4.893	0.0020	39.1	0.0050	99.9	25.4	103.4	26.3	59.4	15.1	3.6	1.24	
HCB-12-6	0.02	3 # 7	0.0030	4 # 6	4.732	0.0029	53.7	0.0058	114.3	29.0	118.7	30.2	64.9	16.5	3.5	0.94	

(1) Valor más alto entre los promedios de valores extremos alcanzados durante cualquier ciclo.

(2) Promedio de los valores registrados cuando se alcanzaron las fuerzas cortantes máximas.

(3) El área bruta de la sección transversal fue de 3 942 cm<sup>2</sup>

(4) 1 kg/cm<sup>2</sup> = 0.0981 MPa

Tabla 3.5 Comparación entre la resistencia al agrietamiento por corte y la resistencia última

Especimen	Esfuerzo Vertical de Compresión Inicial (kg/cm <sup>2</sup> )	Refuerzo Vertical	Refuerzo Horizontal	Resistencia al Agrietamiento por Corte			Esfuerzo de Compresión Vertical en el instante del Agrietamiento Diagonal (kg/cm <sup>2</sup> )	Fuera Cortese Última Pico			Esfuerzo de Compresión Vertical en el instante de la Carga Última (kg/cm <sup>2</sup> )	Resist. Últ. Resist. de Agr.
		No. de Varilla	No. de Varilla	Carga (t)	Esfuerzo (kg/cm <sup>2</sup> )	R=δ/h (cm/cm)		Carga (t)	Esfuerzo (kg/cm <sup>2</sup> )	R=δ/h (cm/cm)		
HCBL-12-1	3.7	3 # 7	-	55.2	14.1	0.0015	6.0	90.9	23.1	0.0056	13.6	1.65
HCBL-12-2	3.7	3 # 7	1 # 5	56.9	14.5	0.0012	6.0	96.0	24.4	0.0055	14.1	1.69
HCBL-12-3	3.7	3 # 7	2 # 5	59.4	15.1	0.0013	5.8	114.0	29.0	0.0071	17.1	1.92
HCBL-12-4	3.7	3 # 7	3 # 5	72.2	18.4	0.0025	8.9	99.2	25.2	0.0090	14.9	1.37*
HCBL-12-5	3.7	3 # 7	4 # 5	62.6	15.9	0.0019	7.5	103.4	26.3	0.0025	15.1	1.65*
HCBL-12-6	3.7	3 # 7	4 # 6	67.5	17.2	0.0018	7.2	118.7	30.2	0.0059	16.5	1.76

\* Muros que exhibieron un modo combinado de falla por corte y deslizamiento.

Nota:  $1 \text{ kg/cm}^2 = 0.0981 \text{ MPa}$

**Tabla 3.6 Efecto del esfuerzo cortante y del refuerzo interior en la degradación de rigidez**

Especimen	Refuerzo Vertical	Refuerzo Horizontal	Rigidez Teórica Inicial (t/cm)	Rigidez Inicial Máxima (t/cm)	Rigidez en 3.5 kg/cm <sup>2</sup>		Rigidez en 5.3 kg/cm <sup>2</sup>		Rigidez en 7.0 kg/cm <sup>2</sup>		Rigidez en 10.5 kg/cm <sup>2</sup>	
					Medida	Porcentaje de Decremento (%)	Medida	Porcentaje de Decremento (%)	Medida	Porcentaje de Decremento (%)	Medida	Porcentaje de Decremento (%)
					(t/cm)	(%)	(t/cm)	(%)	(t/cm)	(%)	(t/cm)	(%)
HCBL-12-1	3 # 7	Ninguno	1031.5	777.4	*	*	751.6	3	633.8	18	527.7	32
HCBL-12-2	3 # 7	1 # 5	1031.5	910.0	879.9	3	804.3	12	693.2	24	586.8	36
HCBL-12-3	3 # 7	2 # 5	1031.5	990.4	968.4	2	877.4	11	853.6	14	661.9	33
HCBL-12-4	3 # 7	3 # 5	1031.5	1016.7	997.9	2	867.0	15	794.0	22	616.1	39
HCBL-12-5	3 # 7	4 # 5	1031.5	910.4	798.4	12	746.8	18	710.0	22	559.1	39
HCBL-12-6	3 # 7	4 # 6	1031.5	-	-	-	-	-	-	-	-	-

\* La rigidez inicial máxima se obtuvo después de haber alcanzado un esfuerzo cortante de 3.5 kg/cm<sup>2</sup>.

## CAPÍTULO 4

### ENSAYES EFECTUADOS POR EL CENTRO PARA TECNOLOGÍA EN LA CONSTRUCCIÓN (1984 - 1985)

#### 4.1 INTRODUCCIÓN

Este capítulo contempla el estudio de tres programas experimentales realizados en el Laboratorio Nacional de Ingeniería del Centro para Tecnología en la Construcción ubicado en Gaithersburgh, Maryland (EUA). Los tres programas experimentales fueron agrupados en un capítulo debido a que, tanto los especímenes como los procedimientos de prueba presentaron características similares. A su vez, resultaba preponderante contemplar la posible interacción de las variables de estudio en la resistencia al corte de los modelos. Todos los especímenes ensayados carecieron de refuerzo interior así como de relleno (lechada de cemento) en los huecos de las piezas. Los modelos fueron ensayados con el dispositivo de prueba denominado "NBS Tri-directional Test Facility" el cual restringió la rotación en los extremos de los especímenes. Los desplazamientos laterales fueron inducidos mientras se mantenía un esfuerzo axial de compresión constante durante la prueba.

El primer programa experimental estudió la influencia del *esfuerzo vertical de compresión* sobre la resistencia al corte en el plano. Para este propósito se ensayaron ocho especímenes con las siguientes dimensiones nominales: 162.6 cm x 162.6 cm x 20.3 cm (64 pulg x 64 pulg x 8 pulg). Los bloques de concreto utilizados tenían una resistencia nominal a la compresión de 12.4 MPa ( $126.5 \text{ kg/cm}^2 = 1800 \text{ lb/pulg}^2$ ) referida sobre área bruta. El mortero fue dosificado para cumplir con los lineamientos establecidos para el tipo S de la *ASTM*. La proporción volumétrica que se guardó para el mortero fue de: 1:3/8:4, con una parte por volumen de cemento, 3/8 partes por volumen de cal y cuatro partes por volumen de arena. El esfuerzo axial de compresión varió entre 0.83 MPa ( $8.5 \text{ kg/cm}^2 = 120 \text{ lb/pulg}^2$ ) y 3.4 MPa ( $35.0 \text{ kg/cm}^2 = 500 \text{ lb/pulg}^2$ ); este esfuerzo estuvo referido al área transversal neta de los especímenes.

El segundo programa experimental recabó información acerca de siete especímenes sujetos a desplazamientos laterales en su plano en combinación con varios niveles de carga axial de compresión. La totalidad de los muros contó con una altura y espesor nominal de 162.6 cm y 20.3 cm (64 pulg y 8 pulg), respectivamente. La variable de estudio en este programa experimental fue la *relación de aspecto*. Para tal efecto, la longitud de los especímenes varió; las longitudes de muro utilizadas fueron las siguientes: 121.9 cm (48 pulg), 203.2 cm (80 pulg) y 243.8 cm (96 pulg). De este modo, se obtuvieron relaciones de aspecto (h/L) de 1.3, 0.8 y 0.67, respectivamente. El bloque hueco de concreto utilizado tuvo una resistencia a la compresión de aproximadamente 12.4 MPa ( $126.5 \text{ kg/cm}^2 = 1800 \text{ lb/pulg}^2$ ); esta resistencia estuvo referida al área bruta. El mortero utilizado fue dosificado de acuerdo a las especificaciones para el tipo S.

El tercer programa experimental obtuvo información sobre el comportamiento ante fuerza cortante de 17 paneles. Las variables de estudio principales fueron la *resistencia de los bloques de concreto* así como la *resistencia del mortero*. El esfuerzo vertical de compresión y la relación de aspecto también fueron parámetros secundarios. Los especímenes fueron contruidos de dos maneras, ya sea con bloques de concreto de *alta* resistencia o con bloques de *baja* resistencia; éstos contaron con resistencias

<sup>1</sup> La *ASTM*, fundada en 1898, es una organización técnica y científica constituida para "el desarrollo de normas relacionadas con las características y el desempeño de los materiales".

(referidas al área bruta) de aproximadamente 12.4 MPa ( $126.5 \text{ kg/cm}^2=1800 \text{ lb/pulg}^2$ ) y 9.0 MPa ( $91.4 \text{ kg/cm}^2=1300 \text{ lb/pulg}^2$ ), respectivamente. Para los propósitos del programa experimental, a los bloques que contaron con la resistencia de 12.4 MPa se les denominó de *alta* resistencia, mientras que a los bloques restantes se les denominó de *baja* resistencia. Estos términos fueron índices relativos y no una clasificación absoluta de sus resistencias. Se utilizaron dos tipos de mortero durante la construcción: el tipo S y el tipo N y, por conveniencia, se les denominó de alta y baja resistencia, respectivamente. El mortero tipo N guardó la siguiente proporción volumétrica: 1:1:5, con una parte por volumen de cemento, una parte por volumen de cal y cinco partes por volumen de arena. Trece de los paneles contaron con las siguientes dimensiones nominales: 162.6 cm x 162.6 cm x 20.3 cm (64 pulg x 64 pulg x 8 pulg), dos de los paneles contaron con 243.8 cm (96 pulg) de longitud y los dos restantes tuvieron 121.9 cm (48 pulg) de longitud. El esfuerzo axial de compresión (referido al área neta de la sección transversal) permaneció constante para cada prueba en particular. Sin embargo, este esfuerzo varió para la serie de ensayos realizados, permaneciendo entre 0.69 MPa ( $7.0 \text{ kg/cm}^2=100 \text{ lb/pulg}^2$ ) y 2.7 MPa ( $28.0 \text{ kg/cm}^2=400 \text{ lb/pulg}^2$ ).

## 4.2 MATERIALES

Todos los materiales utilizados en la construcción de los modelos fueron representativos de los comúnmente utilizados en la construcción de edificaciones en los Estados Unidos de América.

### 4.2.1 Bloques de Concreto

Dos tipos de piezas fueron utilizadas para los modelos y pilas:

1. Bloque hueco de concreto constituido con dos núcleos huecos, tipo "*stretcher*". Las dimensiones nominales de la pieza eran: 20.3 cm (8 pulg) x 20.3 cm (8 pulg) x 40.6 cm (16 pulg).
2. Bloque hueco de concreto ranurado constituido con dos núcleos huecos, tipo "*kerfed corner*". Las dimensiones nominales de la pieza fueron las mismas que para el primer tipo.

Las dimensiones anteriores representan tamaños nominales. Las piezas de concreto se ilustran en la fig. 4.1. Los medios bloques colocados en los extremos de hiladas alternas se hicieron cortando los bloques ranurados por la mitad. Ambas mitades se utilizaron en la construcción de los paneles.

Para la elaboración de las piezas se utilizó una mezcla cuyas proporciones se especificaron para alcanzar una resistencia a la compresión (referida sobre el área bruta) de aproximadamente 13.7 MPa ( $140 \text{ kg/cm}^2$ ). Para el caso del tercer programa experimental se utilizaron bloques con dos distintas resistencias. Las proporciones de la mezcla fueron especificadas para producir bloques que alcanzaran una resistencia a la compresión ya sea de 6.9 MPa ( $70 \text{ kg/cm}^2$ ) o de 13.7 MPa ( $140 \text{ kg/cm}^2$ ). Las proporciones de la mezcla fueron las siguientes

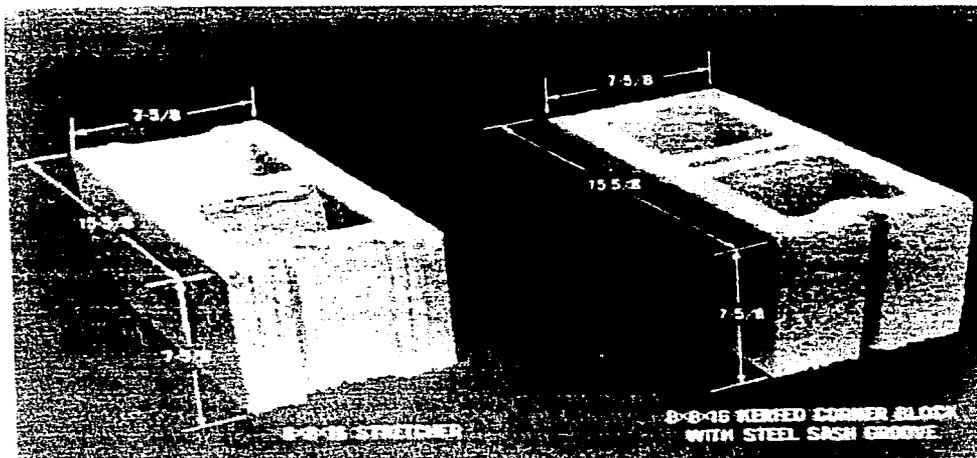
#### unidades de 6.9 MPa

884.5 kg (1950 lb)  
567.0 kg (1250 lb)  
90.7 kg (200 lb)  
86.2 kg (190 lb)

#### unidades de 13.7 MPa

884.5 kg (1950 lb) agregado ligero (lutita)  
567.0 kg (1250 lb) arena  
117.9 kg (260 lb) cemento portland  
86.2 kg (190 lb) *NEWCEM*

*Newcom* es el nombre comercial designado a una escoria granulada proveniente de los hornos de fundición de metales que se utiliza como sustituto parcial del cemento portland; esta cumple con los requerimientos de la Norma C989 de la ASTM (1983), grado 120 y cuando se mezcla dentro de un intervalo de 25% hasta 65% con el cemento portland, cumple con los requerimientos de la Norma C595 (1983). La mezcla elaborada para la producción de los bloques en los dos primeros programas experimentales produjo 115 unidades, obteniéndose 1.77 kg (3.9 lb) de materiales cementantes por unidad. Para el caso del tercer programa experimental la mezcla elaborada para la producción de los bloques de mayor resistencia produjo 118 unidades con 1.5 kg (3.3 lb) de materiales cementantes por unidad.



Acotaciones en pulgadas

Figura 4.1 Bloques de concreto utilizados

#### 4.2.2 Mortero

Se utilizaron dos tipos de mortero en la construcción de los paneles y las pilas. El primer tipo, común a los tres programas experimentales, fue dosificado dentro de los límites para un mortero tipo S de acuerdo con las especificaciones de la norma C270 del ASTM (1983). El segundo tipo, utilizado solamente en el tercer programa experimental, fue dosificado dentro de los límites para un mortero tipo N

de acuerdo con las especificaciones de la norma citada anteriormente. Los elementos constitutivos del mortero se enlistan a continuación.

1. Arena : obtenida a partir de la excavación de un banco natural. Del análisis de cribado se obtuvo un módulo de finura de 1.57.
2. Cemento portland : tipo I, de acuerdo con las especificaciones de la Norma C150 de la ASTM (1983).
3. Cal : cal hidratada, tipo S, de acuerdo con las especificaciones de la Norma C207 de la ASTM (1983).

Para el caso del mortero tipo S los materiales fueron dosificados guardando la siguiente proporción volumétrica: 1:3/8:4, con una parte por volumen de cemento, 3/8 partes por volumen de cal, y cuatro partes por volumen de arena. El mortero tipo N guardó la siguiente proporción volumétrica: 1:1:5, con una parte por volumen de cemento, una parte por volumen de cal, y cinco partes por volumen de arena. Los materiales empleados fueron mezclados en una mezcladora motorizada durante un lapso de tiempo de no menos de tres minutos.

Por cada modelo construido se elaboraron seis cubos de mortero de 5 cm de arista, así como tres pilas. Los cubos de mortero y las pilas fueron ensayadas con el propósito de obtener información acerca de la resistencia a la compresión del mortero y de la resistencia a la compresión de los paneles.

#### **4.3 DESCRIPCIÓN DE LOS ESPECÍMENES DE PRUEBA**

##### **4.3.1 Fabricación**

Los muros fueron construidos con el aparejo ordinario entre las piezas, es decir, traslapando el 50% de la longitud de cada bloque en hiladas adyacentes (fig. 4.2). La primera hilada de cada modelo se colocó sobre una viga de acero de sección acanalada; posteriormente ambas eran niveladas utilizando cuñas. La primer pieza colocada en cada muro fue siempre un bloque ranurado completo sin mortero sobre su cara de costado. Subsecuentemente las juntas verticales entre bloques se formaban colocando mortero sobre la cara de costado de la siguiente pieza por colocar. Las juntas horizontales entre hiladas se formaban colocando el mortero a lo largo de todo el perímetro de las piezas de la hilada inferior, es decir, sin aplicar mortero sobre las almas de las piezas exceptuando a aquéllas que coincidían con el extremo del muro. La altura de cada hilada de bloque fue de aproximadamente 20.3 cm (8 pulg). La puesta a nivel de cada hilada se verificó por medio de un cordón de nivel el cual se extendía entre dos postes verticales. Las piezas de los extremos fueron puestas a plomo utilizando un nivel de aproximadamente 1.20 m (4 pie).

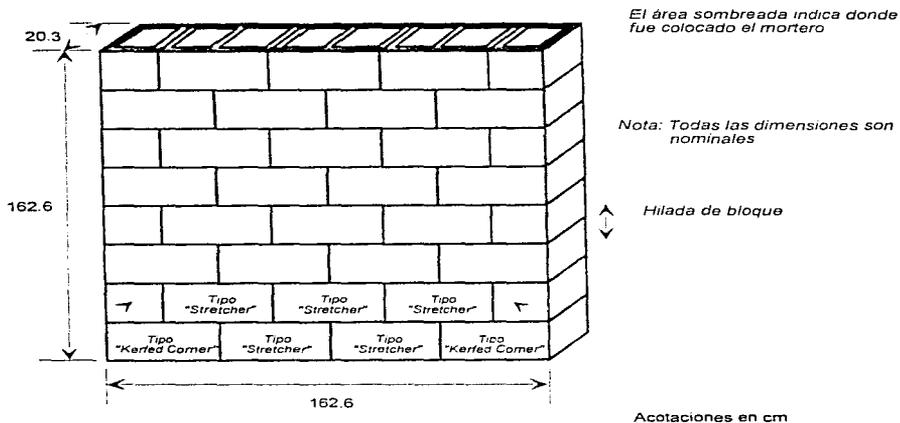
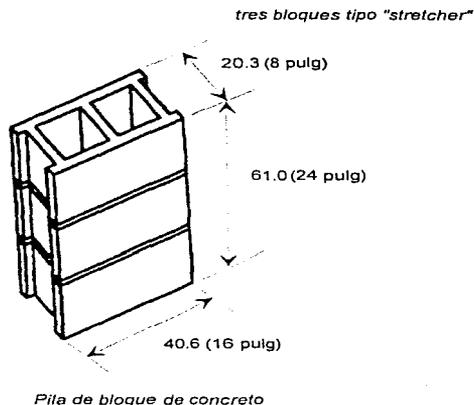


Figura 4.2 Espécimen típico

#### 4.3.2 Fabricación de las Pilas

Se fabricaron tres pilas a la par de cada panel construido, empleando el mismo mortero utilizado para la construcción de los paneles. Cada pila estuvo constituida por tres bloques de concreto tipo "stretcher". La cama de mortero entre los bloques fue tendida ya sea sobre el perímetro de la cara superior de las piezas (sin incluir las almas) o cubriendo la totalidad del área alrededor de los dos huecos. Dentro de cada grupo de tres pilas la forma en que se colocó la cama de mortero fue la misma. Para la puesta a plomo de cada pila se utilizó un nivel de 1.20 m (4 pie). La resistencia última a la compresión de las pilas se determinó a partir del ensaye de las mismas en una máquina para pruebas uniaxiales que contaba con una capacidad máxima de aproximadamente 180 t (400 000 lb). La carga sobre las pilas se aplicó a una velocidad conveniente para las primeras 18 t (40 000 lb), mientras que la carga restante se aplicó a una velocidad de 18 t/min hasta alcanzar la falla. La máxima carga sostenida por las pilas se utilizó en el cálculo del esfuerzo último.



Anotaciones en cm

Figura 4.3 Pila característica

#### 4.3.3 Detalles de los Especímenes

Los detalles de todos los modelos ensayados se presentan en la tabla 4.1. Los identificadores utilizados para nombrar a cada muro estuvieron compuestos por dos términos separados por un guión. Aquel término que precedió al guión tuvo la forma  $mHn$  para los especímenes pertenecientes a los dos primeros programas experimentales, para el caso del tercer programa experimental el primer término tuvo la forma  $mABn$ ; a  $m$  y  $n$  les fue asignado un valor numérico a su vez que  $HH$  implicó la utilización de piezas y mortero de alta resistencia. Debe señalarse que el término *alta* resistencia se empleó solamente en sentido relativo, es decir, no implicó un valor específico de resistencia (primeros dos programas experimentales). Las posiciones representadas por  $A$  y  $B$  en los identificadores de los modelos del tercer programa experimental indicaron la resistencia de las piezas y el mortero, respectivamente. La letra  $H$  se refirió ya sea a los bloques o al mortero con la mayor resistencia mientras que la letra  $L$  hizo referencia a la resistencia menor. El valor de  $m$  representó la longitud nominal del espécimen medida en pulgadas. El valor de  $n$  representó el esfuerzo axial de compresión. Este esfuerzo estuvo referido sobre el área neta de la sección transversal de cada muro medido en  $\text{lb/pulg}^2$ . El segundo término correspondió a un número secuencial único asignado a cada panel durante su construcción.

**Tabla 4.1 Detalles de los especímenes de prueba**

Identificación del Especimen	Edad a la Prueba [días]	Resistencia a la Compresión de los Cubos de Mortero <sup>1</sup>		Forma de Colocar el Mortero en las Pilas	Resistencia a la Compresión de las pilas (promedio de tres pruebas)	
		28 días - en MPa - (kg/cm <sup>2</sup> )	edad [días]		[MPa] (kg/cm <sup>2</sup> )	edad [días]
64HH120 - 21.04	210	16.8 (171.5)		abarcando el área de los patines	12.7 (129.5)	28
64HH160 - 31.01	121	12.6 (128.5) - 17.7 (180.0)	154	abarcando el área de los patines	12.6 (128.0)	89
64HH240 - 31.04	131	15.4 (157.5) - 21.0 (214.5)	154	abarcando el área de los patines	14.7 (150.0)	88
64HH300 - 21.05	211	14.9 (152.0)		abarcando el área de los patines	12.9 (131.5)	28
64HH320 - 31.03	128	14.4 (147.5) - 19.9 (203.0)	154	abarcando el área de los patines	14.4 (147.0)	85
64HH400 - 31.02	127	14.8 (150.5) - 21.1 (215.5)	154	abarcando toda el área	19.4 (197.5)	86
64HH400 - 21.03	207	15.4 (157.0)		abarcando el área de los patines	14.3 (146.0)	28
64HH500 - 21.06	226	15.1 (154.0)		abarcando el área de los patines	13.8 (141.0)	28
48HH150 - 31.06	134	12.7 (130.0) - 18.4 (188.0)	154	abarcando toda el área	18.4 (187.0)	91
48HH450 - 31.05	132	14.2 (144.5) - 19.0 (193.5)	154	abarcando toda el área	18.2 (186.0)	90
80HH250 - 31.07	147	13.8 (140.0) - 19.5 (199.0)	154	abarcando el área de los patines	12.9 (131.5)	185
80HH400 - 41.01	135	22.4 (229.0) - 26.3 (268.5)	140	abarcando el área de los patines	14.1 (144.0)	164
96HH200 - 41.03	123	21.2 (218.5) - 22.6 (230.0)	140	abarcando el área de los patines	13.2 (135.0)	167
96HH300 - 41.02	130	18.9 (193.0) - 23.1 (235.5)	140	abarcando toda el área	18.0 (184.0)	166
96HH400 - 41.04	120	16.7 (170.5) - 20.1 (205.0)	140	abarcando toda el área	19.2 (195.5)	168
64HL160 - 51.01	121	12.6 (128.5) - 11.2 (114.5)	121	abarcando el área de los patines	14.1 (144.0)	48
64HL240 - 51.02	120	12.5 (127.0) - 11.7 (119.0)	121	--	--	--
64HL320 - 51.03	119	12.1 (124.0) - 12.5 (127.5)	121	--	--	--
64HL400 - 51.04	118	10.3 (105.0) - 11.6 (118.5)	121	abarcando el área de los patines	13.3 (135.0)	50
64LL170 - 61.07	103	13.7 (139.5) - 15.5 (158.5)	103	abarcando el área de los patines	10.5 (107.0)	58
64LL250 - 61.06	99	12.7 (129.5) - 13.0 (133.0)	99	abarcando toda el área	13.5 (137.5)	57
64LL340 - 61.08	98	11.0 (112.0) - 14.0 (142.0)	99	abarcando toda el área	13.7 (139.5)	61
64LL420 - 61.09	96	10.4 (106.0) - 13.1 (133.5)	111	abarcando el área de los patines	10.0 (101.5)	62
64LL105 - 61.01	113	18.2 (186.0) - 21.2 (216.0)	112	abarcando el área de los patines	11.2 (114.5)	51
64LL170 - 61.02	112	18.3 (187.0) - 20.0 (204.5)	112	abarcando toda el área	10.0 (103.0)	55
64LL250 - 61.03	111	19.1 (195.0) - 18.4 (187.5)	113	abarcando el área de los patines	10.5 (107.0)	54
64LL330 - 61.04	106	21.6 (220.0) - 25.7 (262.0)	113	abarcando toda el área	14.7 (145.0)	56
64LL420 - 61.05	104	21.5 (218.5) - 25.9 (264.0)	103	--	--	--
48LL170 - 61.10	89	20.6 (210.0) - 21.6 (219.5)	89	abarcando el área de los patines	10.0 (101.5)	57
48LL450 - 61.11	86	19.9 (203.5) - 21.9 (223.0)	89	abarcando toda el área	14.4 (147.0)	62
96LL220 - 61.12	83	18.6 (190.0) - 20.1 (205.0)	89	abarcando el área de los patines	10.6 (108.0)	63
96LL320 - 61.13	79	19.4 (197.5) - 19.1 (195.0)	89	abarcando toda el área	14.0 (142.5)	64

<sup>1</sup> En caso de aparecer un solo valor, éste correspondió al promedio de seis ensayos realizados a 28 días; en caso de aparecer dos valores, el primero de ellos correspondió al promedio de tres ensayos realizados a 28 días, y el segundo, al promedio de tres ensayos realizados a la edad que indica la columna contigua del lado derecho.

#### 4.4 ENSAYE DE LOS MODELOS

##### 4.4.1 Dispositivo de prueba

El dispositivo de prueba utilizado fue, como se citó anteriormente, el *NBS Tri-directional Test Facility*, un aparato de aplicación de carga permanente diseñado para el ensayo de elementos estructurales utilizando historias de carga tridimensionales (fig. 4.4). El dispositivo es controlado por computadora y tiene la capacidad de aplicar fuerzas e inducir desplazamientos en los seis grados de libertad asociados a un extremo de un espécimen de prueba. El extremo restante del espécimen permanece fijo. Los seis grados de libertad corresponden a las translaciones y rotaciones en y con respecto a tres ejes ortogonales. La aplicación de tales acciones se realiza por medio de siete actuadores hidráulicos los cuales reciben instrucciones a través de comandos generados por computadora. El sistema de reacción lo componen una losa de reacción y dos contrafuertes verticales de concreto reforzado. El sistema de distribución de carga consiste de dos cabezales metálicos en forma de "X". El sistema de aplicación de carga lo integran siete actuadores hidráulicos. El sistema de control no se aprecia en la figura, pero incluyó el equipo electrónico de control, el equipo de captura de datos, y una computadora personal.

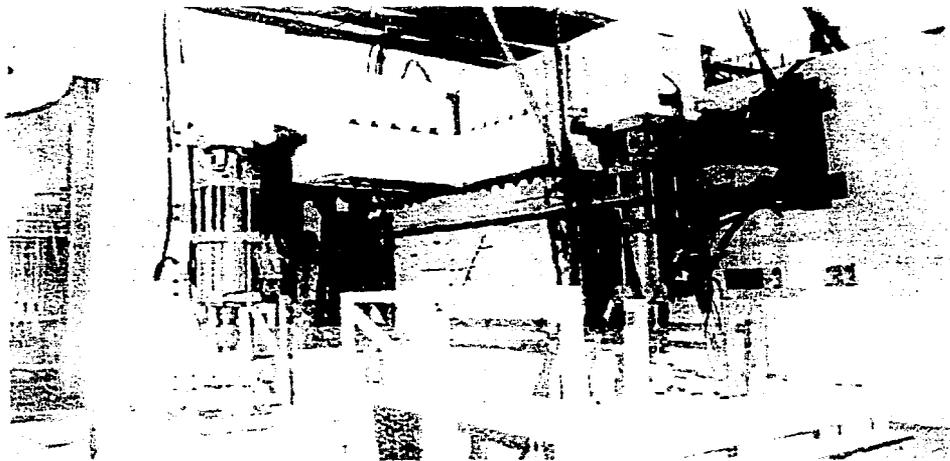
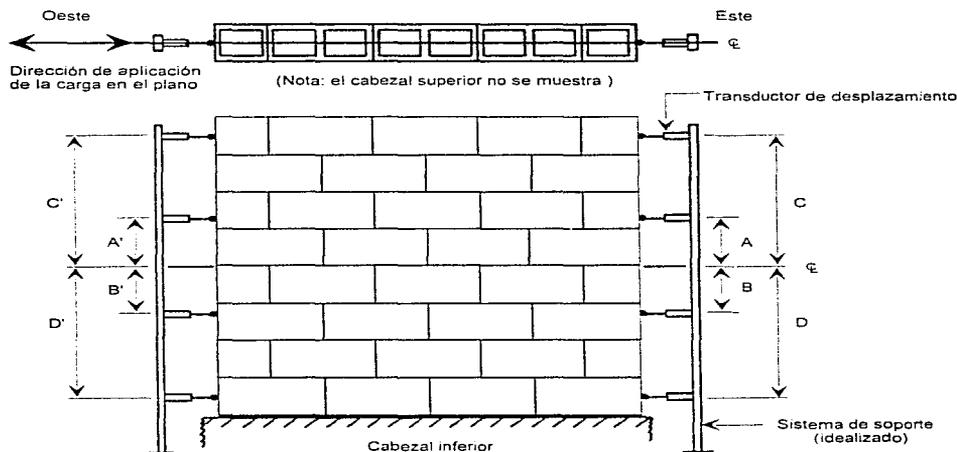


Figura 4.4 Conformación del dispositivo de prueba

#### 4.4.2 Instrumentación

La instrumentación utilizada para monitorear el desarrollo de las pruebas se dividió en dos grupos. El primer grupo consistió de transductores de carga y desplazamiento dispuestos sobre los actuadores hidráulicos. Estos dispositivos midieron las fuerzas aplicadas por los actuadores al cabezal metálico superior y los desplazamientos de los pistones de los actuadores cuando se indujo movimiento al cabezal. El segundo grupo de instrumentos registró directamente el comportamiento durante el transcurso del proceso de carga. Toda la instrumentación fue conectada a un convertidor capaz de transformar señales analógicas en señales digitales, el cual contó con una tasa de muestreo de 50 000 lecturas por segundo.

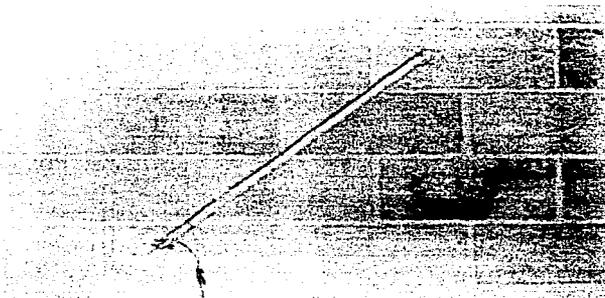
El desplazamiento en el plano de los especímenes se midió a través de transductores de desplazamiento. La ubicación de estos últimos se presenta en la fig. 4.5, en donde sobre cada superficie extrema del modelo se localizaron cuatro instrumentos.



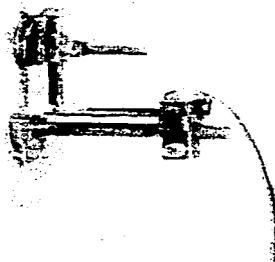
**Figura 4.5 Configuración de los dispositivos de medición de desplazamiento**

Conjuntamente con la medición general del desplazamiento lateral de los muros, se efectuaron también mediciones locales de desplazamiento en ambas caras de los mismos. Estas mediciones de desplazamiento se tomaron entre puntos sobre la superficie de los muros, es decir, sin referenciarlas a una posición fija. Para realizar las mediciones locales se utilizaron longitudes de calibración específicas con el objeto de calcular las deformaciones unitarias correspondientes. El desplazamiento a lo largo de las diagonales de los paneles (longitudes de calibración mayores) fue medido a través de transductores montados sobre postes deslizantes anclados a la superficie de los especímenes (fig. 4.6). El

desplazamiento medido a lo largo de las longitudes de calibración menores fue registrado con transductores especialmente diseñados los cuales contaron con un mecanismo de resorte (fig. 4.7). Estos transductores se componen de tiras de metal (*titanio*) en las cuales se colocan a ambos lados deformímetros eléctricos compensados por temperatura tal que la señal de salida del deformímetro sea proporcional al desplazamiento en el extremo del resorte. Cada uno de estos instrumentos fue calibrado para determinar la relación entre el desplazamiento en el extremo del resorte y la señal de salida del deformímetro; estos instrumentos fueron colocados sobre postes anclados a los modelos siendo que su longitud de calibración en ningún caso atravesó juntas de mortero. En la fig. 4.8 se presenta la ubicación de la instrumentación local colocada sobre la superficie de uno los modelos ensayados; cabe señalar que la disposición fue similar en los tres programas experimentales estudiados.



**Figura 4.6** Transductor de desplazamiento colocado diagonalmente



**Figura 4.7** Transductor utilizado para medir deformaciones

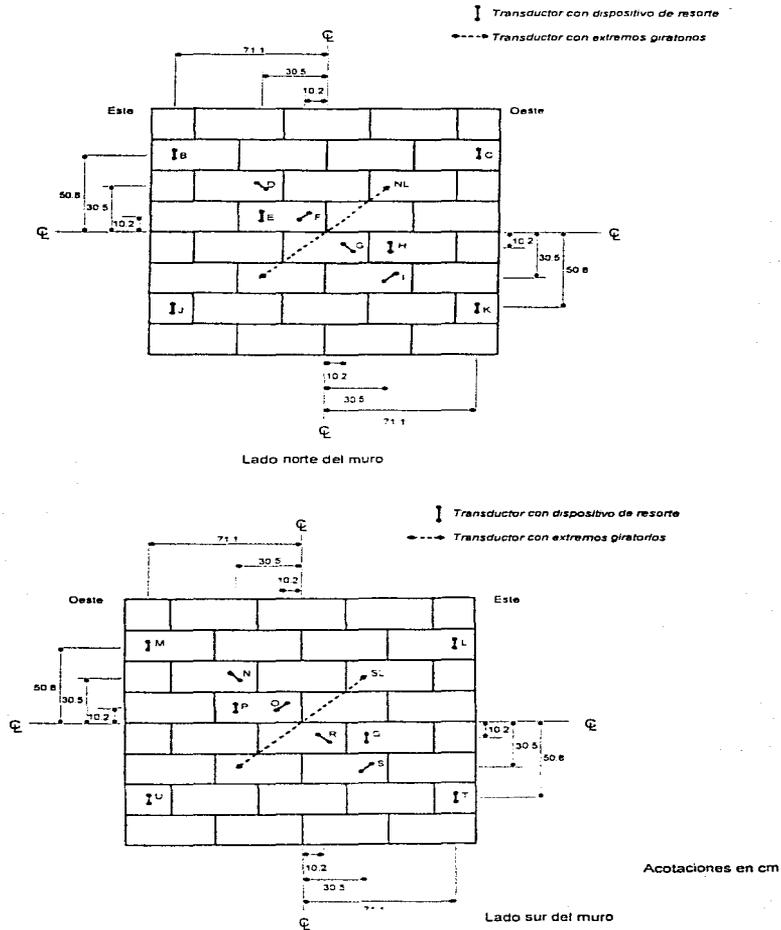


Figura 4.8 Instrumentación local en los especímenes

### 4.4.3 Procedimiento de Prueba

En un ensayo característico se procedió de la siguiente manera: primeramente, se verificaba que no existieran variaciones inusuales en la señal de salida de los canales de datos, a su vez se obtenía una medida de la oscilación ambiental del voltaje. A continuación una primera serie de datos se capturaba, misma que correspondería a la condición inicial del ensayo. Posteriormente se suministraba presión a los actuadores hidráulicos realizándose una nueva captura de datos. Más adelante se aplicaba la carga axial de compresión al espécimen, obteniendo series de datos en intervalos de tiempo regulares. Después de haber alcanzado el nivel de carga axial deseado se procedía a inducir el desplazamiento lateral en el plano del modelo. El desplazamiento lateral se indujo a través de la acción del cabezal metálico superior, el cual restringió la rotación. El desplazamiento vertical del cabezal superior varió para mantener el nivel de carga axial deseado. La dirección inicial del desplazamiento lateral impuesto fue siempre hacia el Oeste (fig. 4.9). El patrón de desplazamientos varió ligeramente entre pruebas, sin embargo, generalmente, el desplazamiento lateral se incrementaba en la dirección inicial (Oeste) hasta la formación completa de una grieta diagonal. Más adelante, la dirección del desplazamiento lateral se invertía o este mismo se incrementaba hasta alcanzar el punto en el cual el modelo era incapaz de soportar la carga axial impuesta.

La captura de datos se realizó en intervalos regulares de tiempo. Los intervalos coincidieron con los incrementos en el desplazamiento lateral, los cuales fueron de aproximadamente de 0.01 cm (0.005 pulg).

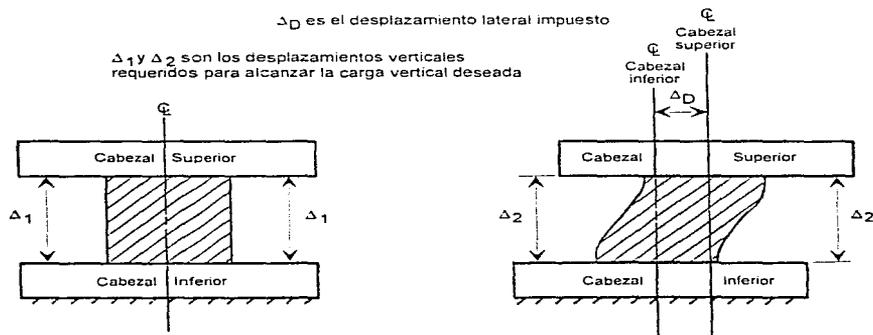


Figura 4.9 Descripción simplificada del desplazamiento impuesto

## 4.5 DESCRIPCIÓN DE LOS ENSAYES

En este subcapítulo se presenta, para el caso de los dos primeros programas experimentales, una descripción del ensayo de cada modelo y del comportamiento general observado. En las descripciones se mantendrá un formato común, conformado por la curva carga - desplazamiento, el patrón final de

agrietamiento, y un resumen en donde se destacarán los aspectos relevantes de la información contenida en ambas figuras.

La carga lateral utilizada para construir las gráficas *carga - desplazamiento*, fue la carga lateral actuante en el plano de los especímenes registrada por los transductores de carga ubicados en el actuador hidráulico. A esta carga se le hará referencia como "carga global en el plano". El desplazamiento utilizado en la construcción de las curvas fue el desplazamiento del cabezal metálico superior a lo largo del plano del espécimen. A este desplazamiento se le hará referencia como "desplazamiento global en el plano" con objeto de diferenciarlo del desplazamiento lateral medido por los trasductores horizontales ubicados en cada superficie extrema del modelo (fig. 4.5). El "desplazamiento global en el plano" se obtuvo a través de los transductores de desplazamiento ubicados en los actuadores hidráulicos. El "desplazamiento global en el plano" y el desplazamiento del muro medido directamente por los transductores no son iguales necesariamente. El "desplazamiento global en el plano" puede verse afectado por el desplazamiento total del dispositivo de prueba mientras que el desplazamiento registrado por el transductor representa con más exactitud el desplazamiento absoluto en el plano del muro. Sin embargo, la medición del desplazamiento obtenida a partir del transductor apoyado sobre la superficie extrema del muro puede verse afectada considerablemente por el daño en el modelo después de la aparición del agrietamiento, puesto que el desconchamiento y desprendimiento en regiones cercanas a un transductor puede conducir a mediciones erróneas. En los programas experimentales estudiados en este capítulo se consideró al "desplazamiento global en el plano" como una medida consistente del desplazamiento que, al no tener la influencia de imperfecciones locales propias de cada modelos resultaba mejor para establecer comparaciones entre pruebas.

Los patrones de agrietamiento proporcionaron información útil relacionada con la respuesta física de cada modelo al ser sometidos a una historia de carga. Los patrones de agrietamiento también sirvieron como guía para identificar regiones de alta concentración de esfuerzos así como los mecanismos físicos de resistencia ante la carga impuesta. Con el propósito de identificar en la curva carga - desplazamiento aquellos puntos durante la prueba en los cuales se obtuvieron los patrones de agrietamiento, se utilizaron símbolos dentro de dichas curvas. Los símbolos utilizados fueron letras mayúsculas comenzando con la letra "A". Dentro de la descripción del ensayo de cada modelo se hará referencia a puntos específicos sobre la curva carga - desplazamiento (identificados por los símbolos) y por ende al patrón de agrietamiento asociado a dicho símbolo.

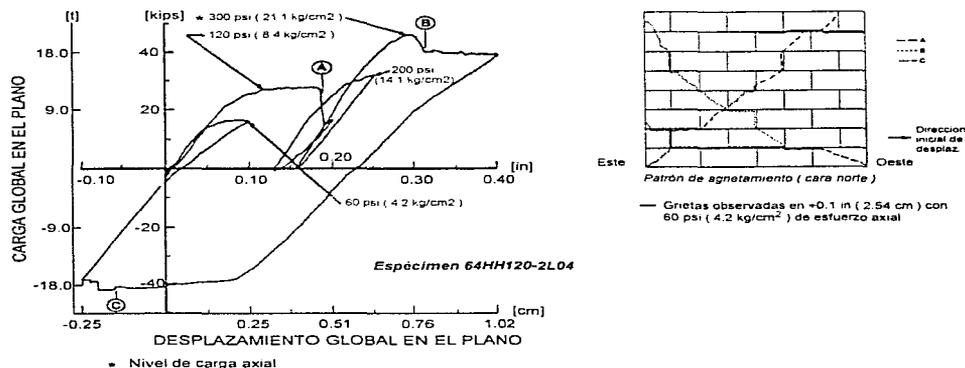
Para el caso del tercer programa experimental en este subcapítulo se incluye la descripción del comportamiento general observado en los 17 especímenes ensayados; además, se contemplará en dicha descripción la información obtenida en los dos programas experimentales que antecedieron a este último.

#### 4.5.1 Primer Programa Experimental (Influencia del Esfuerzo Axial de Compresión)

##### 4.5.1.1 Modelo 64HH120-2L04

La historia de carga para este modelo incluyó desplazamientos con diversos niveles de carga axial (fig. 4.10). La finalidad de esta prueba en particular fue la de encontrar el nivel de carga axial mínimo requerido para inducir una falla por corte (*agrietamiento diagonal*) en lugar de una falla por flexión (*agrietamiento horizontal*). El esfuerzo axial inicial de 0.41 MPa (4.2 kg/cm<sup>2</sup>) no evitó el modo de falla por flexión, puesto que, como se puede apreciar en el patrón de agrietamiento de la fig. 4.10, el muro exhibió una grieta horizontal pronunciada a lo largo de la junta de mortero de la primera hilada. Posteriormente el desplazamiento fue llevado de nueva cuenta a cero y el esfuerzo axial de compresión se incrementó hasta 0.83 MPa (8.4 kg/cm<sup>2</sup>). Más adelante el desplazamiento lateral fue incrementado hasta que en el bloque extremo de la primera hilada (lado Oeste) se desarrollara una grieta diagonal la cual se

extendiese desde la grieta por flexión previamente formada hasta la esquina inferior de dicho bloque. El desplazamiento alcanzado se denotó en la fig. 4.10 por la letra "A". El decremento en la resistencia ante carga lateral asociado con la formación de la grieta diagonal en el bloque fue muy pronunciado. En esta etapa de la prueba se optó por incrementar la magnitud del esfuerzo axial de compresión y repetir el movimiento lateral hasta la formación de una grieta diagonal cuya extensión abarcara prácticamente la diagonal del modelo; por lo que se procedió a disminuir el desplazamiento lateral impuesto hasta que el valor de la carga lateral fuera aproximadamente nulo. El esfuerzo axial de compresión se incrementó hasta 1.38 MPa (14.1 kg/cm<sup>2</sup>) a su vez que el desplazamiento lateral fue también incrementado. La tendencia del agrietamiento posterior fue a permanecer confinado por las grietas ya existentes por lo que se decidió aumentar nuevamente el esfuerzo axial de compresión. Los pasos descritos anteriormente fueron repetidos excepto que el esfuerzo axial se incrementó a 2.07 MPa (21.1 kg/cm<sup>2</sup>). Coincidente con este nivel de carga axial se formó una grieta diagonal completa asociada también a una reducción en la resistencia. La grieta diagonal pasó mayormente a través de los bloques en lugar de extenderse a lo largo de las juntas de mortero. El desplazamiento correspondiente se denotó con la letra "B" en la fig. 4.10. Más adelante la dirección de la carga fue invertida e incrementada hasta la formación de una grieta a lo largo de la diagonal opuesta del muro. El desplazamiento asociado a este evento se denotó por la letra "C" en la fig. 4.10.

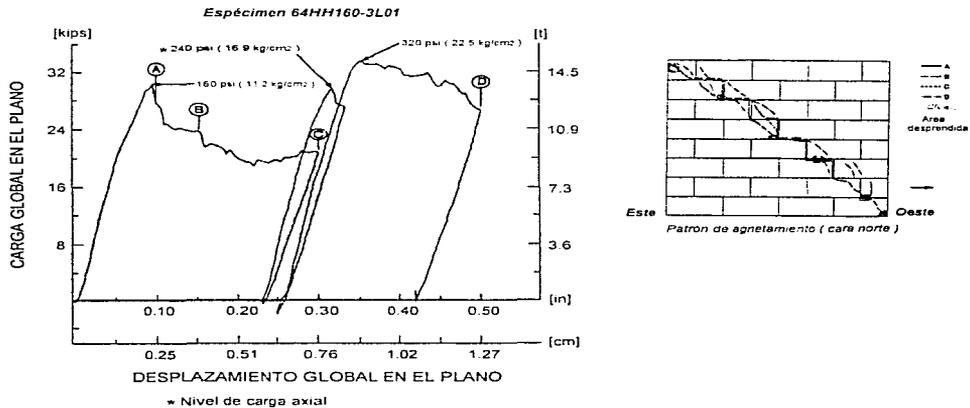


**Figura 4.10** Curva histerética y patrón de agrietamiento para el modelo 64HH120-2L04 ( $1t = 9.81$  kN)

#### 4.5.1.2 Modelo 64HH160-3L01

Para este modelo el esfuerzo axial inicial fue de 1.10 MPa (11.2 kg/cm<sup>2</sup>). El desplazamiento lateral fue incrementado eventualmente hasta un desplazamiento cercano al triple de aquél asociado con la formación del agrietamiento inclinado en el espécimen (fig. 4.11). El agrietamiento diagonal que se presentó cuando el modelo estuvo sometido a un esfuerzo axial de 1.10 MPa fue confinado principalmente a las juntas de mortero siguiendo una tendencia escalonada (fig. 4.11). Subsecuentemente

el esfuerzo axial se incrementó para observar el efecto de incrementar la carga axial después de la formación del agrietamiento. A partir del análisis de la curva carga - desplazamiento se puede apreciar que la resistencia observada para el mismo desplazamiento lateral con niveles de carga axial menores. Sin embargo, los valores máximos generales no variaron significativamente. Por ejemplo, la resistencia observada cuando el espécimen se sometió a un esfuerzo axial de mayor magnitud fue significativamente mayor que la resistencia observada para el mismo desplazamiento lateral con niveles de carga axial menores. Sin embargo, los valores máximos generales no variaron significativamente. Por ejemplo, la resistencia observada cuando el espécimen se sometió a un esfuerzo axial de mayor magnitud fue significativamente mayor que la resistencia observada para el mismo desplazamiento lateral con niveles de carga axial menores. Sin embargo, los valores máximos generales no variaron significativamente. Por ejemplo, la resistencia observada cuando el espécimen se sometió a un esfuerzo axial de mayor magnitud fue significativamente mayor que la resistencia observada para el mismo desplazamiento lateral con niveles de carga axial menores. Sin embargo, los valores máximos generales no variaron significativamente. Por ejemplo, la resistencia observada cuando el espécimen se sometió a un esfuerzo axial de mayor magnitud fue significativamente mayor que la resistencia observada para el mismo desplazamiento lateral con niveles de carga axial menores.



**Figura 4.11** Curva histerética y patrón de agrietamiento para el modelo 64HH160-3L01 (1t = 9.81 kN)

### 4.5.1.3 Modelo 64HH240-3L04

Para este modelo el esfuerzo axial de compresión se mantuvo en 1.66 MPa (16.9 kg/cm<sup>2</sup>) a lo largo de toda la prueba. El agrietamiento diagonal se presentó en la región central de la diagonal del muro y posteriormente se extendió hacia las esquinas. Cuando la grieta diagonal alcanzó la totalidad de su longitud se presentó un súbito descenso en la resistencia ante carga lateral (fig. 4.12). La grieta diagonal atravesó tanto a las piezas de concreto como a las juntas de mortero. A medida que el desplazamiento lateral impuesto se incrementaba más allá de aquél asociado con la ocurrencia del primer agrietamiento diagonal la resistencia empezó a disminuir lentamente. Sin embargo, durante la historia de carga se alcanzó un punto tal (denotado por la letra "B" en la curva carga - desplazamiento) donde se escucharon dos fuertes estallidos provenientes del espécimen lo que trajo como consecuencia que a partir de este punto la resistencia decreciera con una tasa de degradación mayor. El evento anteriormente descrito no se acompañó de grietas nuevas y con base en una revisión posterior se sugirió que los estallidos habían sido causados por el resquebrajamiento de las almas transversales de las piezas en las zonas de compresión del muro. Más adelante se continuó con la aplicación de medios ciclos de carga induciendo una amplitud pequeña de desplazamiento cercana al desplazamiento límite extremo; este proceder tuvo el propósito de observar la tasa de degradación de resistencia al aplicar medios ciclos de carga. Posteriormente la dirección del desplazamiento fue invertida hasta provocar la formación de una grieta inclinada a lo largo de la diagonal contraria del modelo. La falla final se debió principalmente al aplastamiento de los bloques ubicados en la esquina inferior Oeste sujeta a compresión.

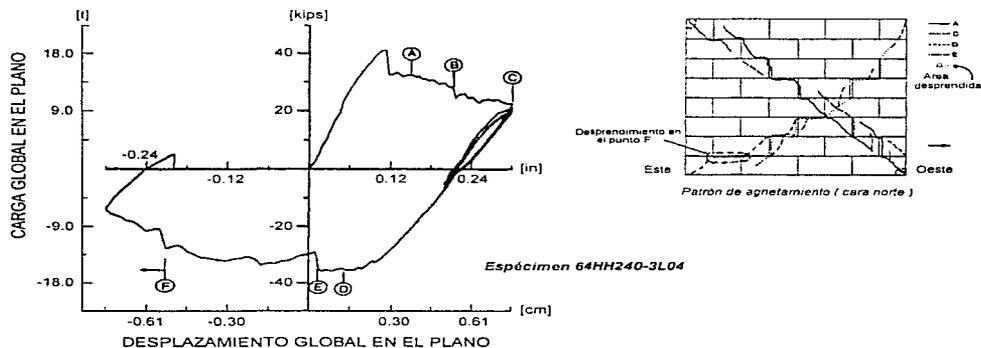


Figura 4.12 Curva histerética y patrón de agrietamiento para el modelo 64HH240-3L04 ( $1t = 9.81 \text{ kN}$ )

#### 4.5.1.4 Modelo 64HH300-2L05

La carga axial impuesta a este espécimen se mantuvo durante el transcurso de la prueba en 2,07 MPa (21.1 kg/cm<sup>2</sup>). La historia de carga se conformó básicamente de un solo ciclo con desplazamientos completamente reversibles (fig. 4.13). La grieta diagonal que se formó durante el desplazamiento lateral inicial del muro se inició en la región central del mismo y se extendió posteriormente hacia esquinas opuestas. El agrietamiento se presentó a través de los bloques de concreto principalmente y no en las juntas de mortero. La formación de una pequeña grieta debida a la flexión, la cual se extendió a lo largo de la región Este de la primera junta horizontal, estuvo asociada con un desplazamiento cercano a aquel que propició el agrietamiento inclinado en el modelo. A medida que el desplazamiento se fue incrementado por encima de aquel asociado con la formación completa de la grieta diagonal la resistencia se mantuvo estable inicialmente, sin embargo, a medida que el desplazamiento lateral siguió aumentando comenzó a formarse una grieta diagonal paralela a la primera y la resistencia decreció. El desplazamiento lateral siguió incrementándose hasta que las piezas de la esquina inferior Oeste del muro experimentaron un aplastamiento significativo. El aplastamiento de los bloques trajo consigo un decremento pronunciado en la resistencia. A continuación la dirección del desplazamiento impuesto fue modificada. Con esto, aparecieron grietas inclinadas a lo largo de la diagonal opuesta pero en esta ocasión el agrietamiento a través tanto a piezas de concreto como a las juntas de mortero. El ángulo de inclinación de la grieta diagonal principal asociada al ciclo negativo fue también diferente.

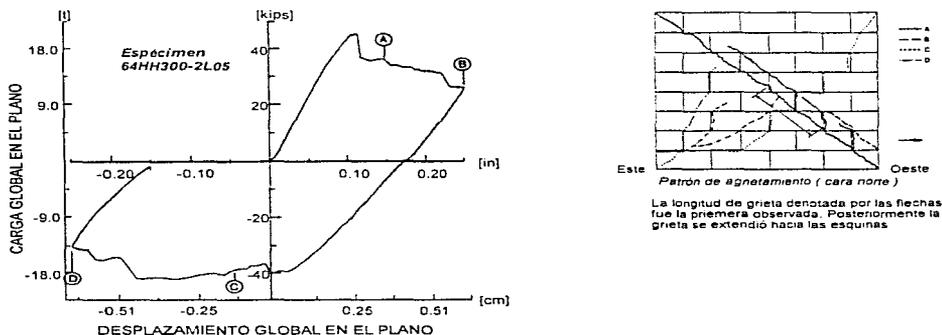


Figura 4.13 Curva histerética y patrón de agrietamiento para el modelo 64HH300-2L05 ( $1t = 9.81 \text{ kN}$ )

## 4.5.1.5 Modelo 64HH320-3L03

Para este espécimen el esfuerzo axial se mantuvo constante con un valor de 2.21 MPa (22.5 kg/cm<sup>2</sup>) durante todo el ensayo. El desplazamiento inicial impuesto al modelo fue de 0.51 cm (0.2 pulg) y su dirección fue hacia el Oeste (fig. 4.14). La grieta diagonal que se formó durante la incursión a este desplazamiento fue acompañada de un fuerte ruido y de un decremento súbito en la resistencia ante carga lateral. El desplazamiento comprendido entre aquél asociado con la ocurrencia del primer agrietamiento y el de 0.51 cm produjo solamente ruidos provenientes del modelo sin que se formaran grietas nuevas. La resistencia siguió degradándose al incrementarse la magnitud del desplazamiento. Posteriormente a la aplicación del primer ciclo de carga en donde los límites de desplazamiento fueron  $\pm 0.51$  cm, se procedió a aplicar tres ciclos de carga los cuales contaron con la misma amplitud máxima de desplazamiento que el primer ciclo. La primera incursión a 0.51 cm (letra "C" en la figura 4.14) en la dirección Este (dirección negativa) provocó la formación de dos grietas diagonales, una después de la otra. La primera grieta no se extendió hacia las esquinas del modelo (Este inferior y Oeste superior), sin embargo la segunda grieta sí presentó extensiones hacia las esquinas. El segundo ciclo positivo a 0.51 cm de desplazamiento (letra "D" en la figura 4.14) produjo una grieta vertical que se extendió a lo largo del extremo Oeste del muro; este evento se acompañó de una considerable reducción en la resistencia. La segunda incursión a 0.51 cm en la dirección negativa (letra "E" en la figura 4.14) provocó la formación de agrietamiento vertical sobre el lado Este del panel sin que se presentara un decremento en la resistencia. La aplicación del tercer ciclo de carga trajo consigo cierta degradación de rigidez y de resistencia, sin embargo no se formaron grietas nuevas. El intento por aplicar un cuarto ciclo de carga finalizó cuando el modelo no pudo sostener el nivel de carga axial presentándose aplastamiento de las piezas en diversas regiones del modelo.

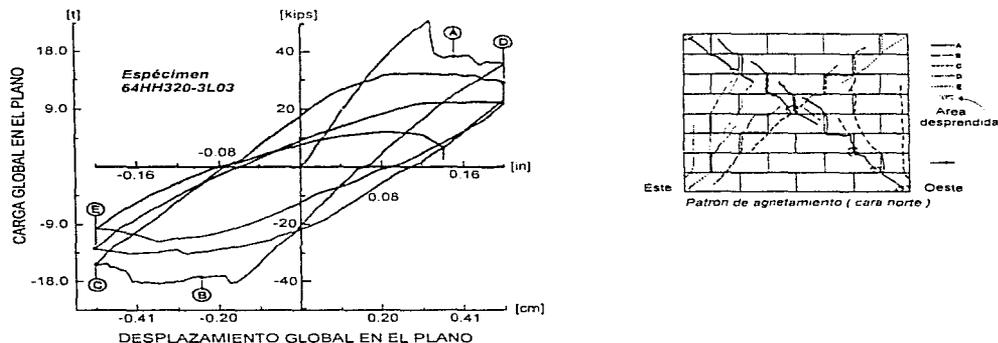
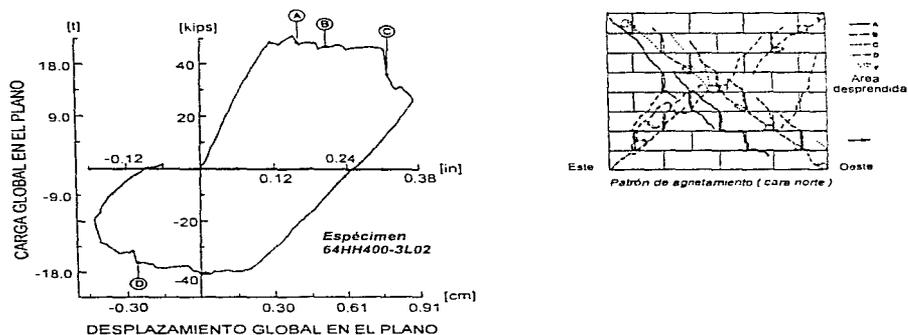


Figura 4.14 Curva histerética y patrón de agrietamiento para el modelo 64HH320-3L03 (1t = 9.81 kN)

**4.5.1.6 Modelo 64HH400-3L02**

En este modelo el esfuerzo axial de compresión se mantuvo en 2.76 MPa (28.1 kg/cm<sup>2</sup>). La historia de carga se conformó básicamente de un solo ciclo comprendido entre dos desplazamientos límite los cuales tuvieron magnitudes distintas (fig. 4.15). La primera grieta diagonal ocasionada por la imposición de desplazamiento lateral en la dirección Oeste se presentó para un desplazamiento de 0.32 cm (0.125 pulg). El agrietamiento se inició en la región central del espécimen y se propagó a lo largo de una línea ubicada por debajo de la diagonal verdadera del modelo. Una segunda grieta diagonal se formó para un desplazamiento de 0.44 cm (0.175 pulg), misma que se extendió tanto a lo largo como por encima de la diagonal verdadera del muro. La resistencia ante carga lateral permaneció prácticamente constante durante la formación de ambas grietas. Al alcanzarse un desplazamiento lateral de 0.76 cm (0.30 pulg) se escuchó un estruendo considerable proveniente del modelo seguido de la propagación de las grietas previamente formadas; este evento estuvo asociado a un decremento repentino en la resistencia. Durante el cambio de dirección de la carga se formaron grietas inclinadas a lo largo de la diagonal opuesta del muro, sin embargo el ensaye finalizó cuando el panel fue incapaz de sostener el esfuerzo axial de 2.76 MPa.



**Figura 4.15 Curva histerética y patrón de agrietamiento para el modelo 64HH400-3L02**  
 ( $t_t = 9.81 \text{ kN}$ )

## 4.5.1.7 Modelo 64HH400-2L03

Para el caso de este espécimen la variable de estudio se mantuvo en 2.76 MPa (28.1 kg/cm<sup>2</sup>). El modelo fue sometido a un ensaye monótono hasta alcanzar la falla (fig. 4.16). La falla final del modelo se debió a la inhabilidad del mismo para sostener el nivel de carga axial impuesto. La primera grieta diagonal en formarse incluyó a la esquina superior del lado Este, sin embargo no se extendió hacia la esquina inferior del lado Oeste (fig. 4.16). La grieta fue visible después del descenso en la resistencia. Justo antes del descenso en la resistencia se escuchó un fuerte ruido proveniente del modelo. La aparición de una segunda grieta diagonal (aproximadamente paralela a la primera) ocurrió solamente después de un incremento significativo en el desplazamiento por encima de aquél asociado con la formación de la primera grieta diagonal principal. La resistencia ante carga lateral siguió incrementándose a medida que el desplazamiento lateral seguía aumentando hasta que se alcanzó un desplazamiento tal, en que la longitud de la primera grieta diagonal abarcó por completo la diagonal del muro. El seguir incrementando la magnitud del desplazamiento condujo a la formación de una zona de aplastamiento ubicada en la esquina inferior del lado Oeste, después de lo cual se presentó un súbito decremento en la resistencia ante carga vertical.

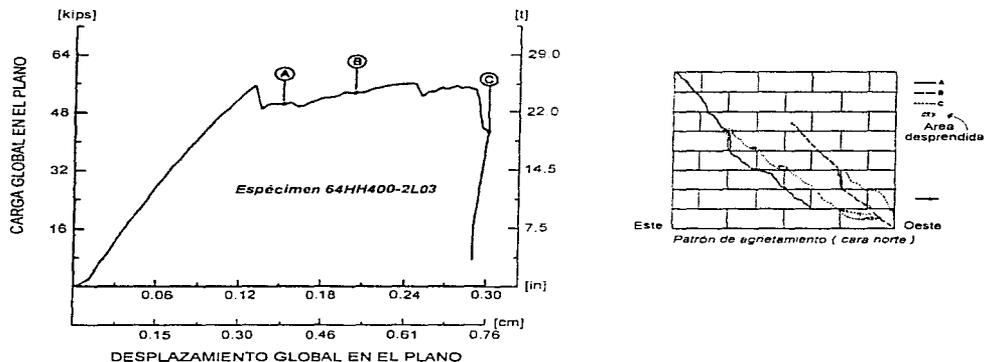
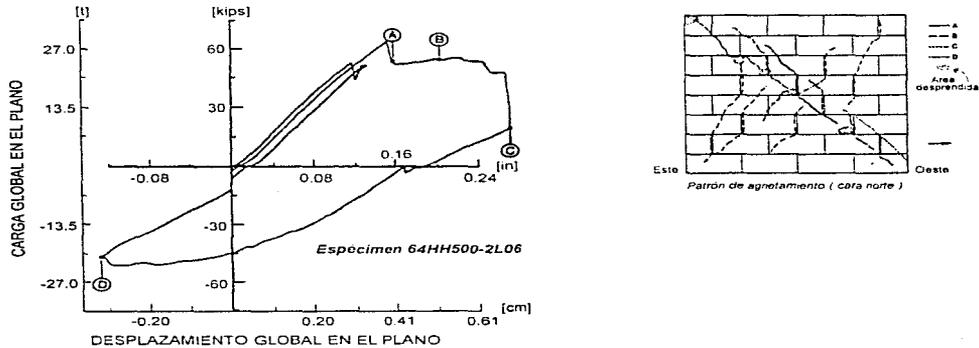


Figura 4.16 Curva histerética y patrón de agrietamiento para el modelo 64HH400-2L03 ( $1t = 9.81 \text{ kN}$ )

**4.5.1.8 Modelo 64HH500-2L06**

En este panel el esfuerzo axial de compresión se mantuvo durante la mayor parte de la prueba en 3.45 MPa (35.2 kg/cm<sup>2</sup>). La historia de carga consistió básicamente de un solo ciclo (fig. 4.17). El primer intento por inducir un desplazamiento lateral se vio interrumpido por el programa de control debido a que los límites de carga preestablecidos fueron excedidos. Estos límites tuvieron la función de restringir el rango de cargas aplicables al espécimen como una medida de precaución ante una sobrecarga no intencional sobre el espécimen. Posteriormente, el esfuerzo axial de compresión fue reducido y el desplazamiento lateral fue llevado a cero. Después de ampliar los límites de carga se procedió a incrementar el esfuerzo axial de compresión hasta 3.45 MPa. Más adelante se comenzó a aplicar carga nuevamente sin que se presentaran problemas. El agrietamiento inclinado inicial se presentó en la región central del muro (fig. 4.17) acompañado de una reducción en la resistencia. El incremento en la magnitud del desplazamiento lateral provocó la propagación de la grieta hacia las esquinas formándose también una segunda grieta inclinada paralela a la primera. Más adelante se alcanzó un nivel de desplazamiento tal (letra "C" en la fig. 4.17), que ocasionó que en diversas regiones del modelo hubiese aplastamiento de los bloques de concreto; este evento se vio acompañado de un descenso pronunciado en la resistencia así como de la inhabilidad del espécimen por sostener el nivel de carga axial impuesto. El esfuerzo axial fue reducido y la dirección del desplazamiento invertida hasta llevar la carga a cero. Posteriormente, el esfuerzo axial fue incrementado nuevamente a 3.45 MPa y el desplazamiento acrecentado en la dirección opuesta, lo anterior trajo consigo la formación de nuevas grietas diagonales, sin embargo las grietas carecieron de continuidad. La prueba finalizó puesto que el desplazamiento vertical requerido para mantener el nivel de carga axial se consideró como excesivo.



**Figura 4.17 Curva histerética y patrón de agrietamiento para el modelo 64HH500-2L06**  
 ( $1t = 9.81 \text{ kN}$ )

## 4.5.2 Segundo Programa Experimental (Influencia de la Relación de Aspecto)

### 4.5.2.1 Modelo 48HH150-3L06

La historia de carga para este modelo consistió esencialmente de un solo ciclo comprendido entre límites de desplazamiento completamente reversibles (fig. 4.18). El esfuerzo axial de compresión aplicado al espécimen se mantuvo durante el primer ciclo en 1.03 MPa (10.5 kg/cm<sup>2</sup>). El ensayo continuó después de la aplicación del primer ciclo de carga con un nivel de carga axial más alto (2.07 MPa=21.1 kg/cm<sup>2</sup>). La curva carga - desplazamiento del modelo exhibió cierto suavizamiento a medida que se alcanzaba el desplazamiento asociado con la formación del agrietamiento inclinado (fig. 4.18). Apparently the smoothing of the load - displacement curve was due to the influence of the damage by flexion, this supposition was sustained in the fact that in the specimen were presented horizontal cracks to the length of the joints of mortar both in the upper part as inferior of the same. The resistance against lateral load decreased suddenly with the formation of the main diagonal crack. The load - displacement curve showed characteristics similar when the direction of lateral displacement was modified (direction Este). It is worth noting that the diagonal cracking included both to the concrete blocks as to the mortar joints.

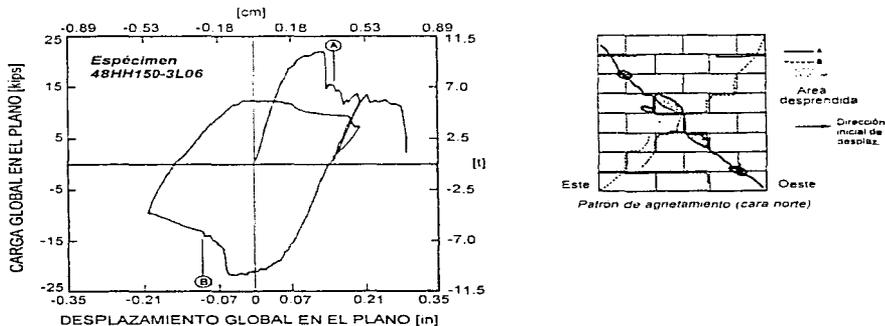
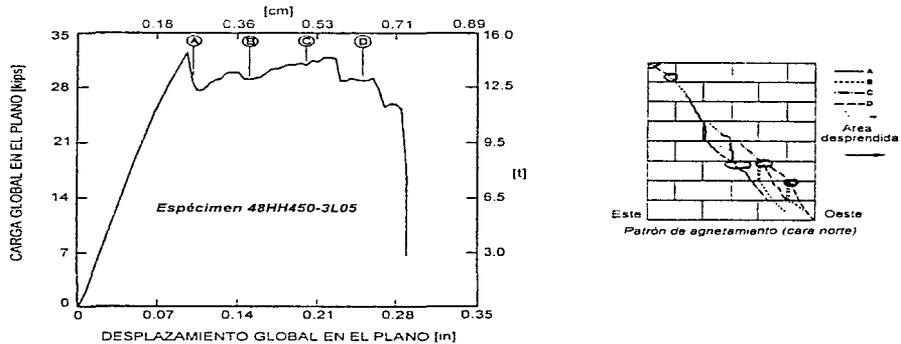


Figura 4.18 Curva carga - desplazamiento y patrón de agrietamiento para el modelo 48HH150-3L06 (1t = 9.81 kN)

**4.5.2.2 Modelo 48HH450-3L05**

Este modelo fue sometido a una historia de carga monótona como se puede apreciar en la fig. 4.19. El esfuerzo axial de compresión se mantuvo durante toda la prueba en 3.10 MPa (31.6 kg/cm<sup>2</sup>). La curva carga - desplazamiento exhibió una variación lineal hasta la formación de una grieta diagonal en el muro (figura 4.19); la grieta diagonal no se desarrolló por completo. La grieta diagonal se extendió solamente en la región central del modelo. El decremento en la resistencia, coincidente con la formación de la grieta diagonal principal, fue súbito; sin embargo; el incremento progresivo del desplazamiento lateral hizo que la resistencia ante carga lateral también se incrementara hasta alcanzar aproximadamente el mismo nivel que precedió al agrietamiento inclinado. Posteriormente el aumento en la magnitud del desplazamiento lateral provocó la aparición de nuevas grietas hasta que el muro fue incapaz de sostener el nivel de carga axial.



**Figura 4.19 Curva carga - desplazamiento y patrón de agrietamiento para el modelo 48HH450-3L05 ( $1t = 9.81 \text{ kN}$ )**

## 4.5.2.3 Modelo 80HH250-3L07

En el caso de este espécimen el esfuerzo axial de compresión referido al área neta de la sección transversal se mantuvo en 1.72 MPa ( $17.6 \text{ kg/cm}^2$ ). La historia de carga se conformó de tres cuartos de ciclo. La curva carga - desplazamiento (fig. 4.20) mostró una tendencia aproximadamente lineal a medida que el desplazamiento lateral se incrementaba inicialmente, sin embargo al alcanzarse un desplazamiento de aproximadamente 0.30 cm (0.12 pulg) se presentó una pequeña pero a su vez súbita caída en la resistencia misma que se acompañó de la formación de una grieta diagonal (fig. 4.20). A medida que el desplazamiento lateral seguía incrementándose la resistencia ante carga lateral permaneció esencialmente constante conservando un nivel aceptablemente alto; cuando se alcanzó un desplazamiento de aproximadamente 0.66 cm (0.26 pulg) la resistencia decreció súbitamente y en mayor medida que en la ocasión anterior, en este punto de la prueba el nivel de resistencia se mantenía relativamente alto (aproximadamente 16.5 t). La curva carga - desplazamiento exhibió un comportamiento ligeramente distinto al incursionar en el tercer cuadrante, puesto que la resistencia disminuyó de manera estable después de alcanzar la resistencia máxima en la dirección opuesta.

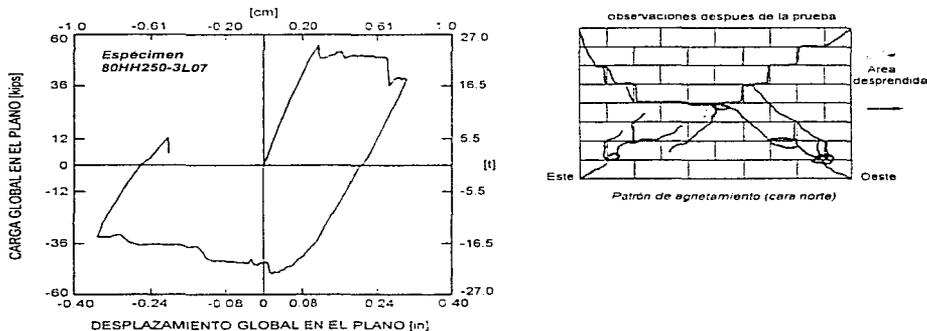
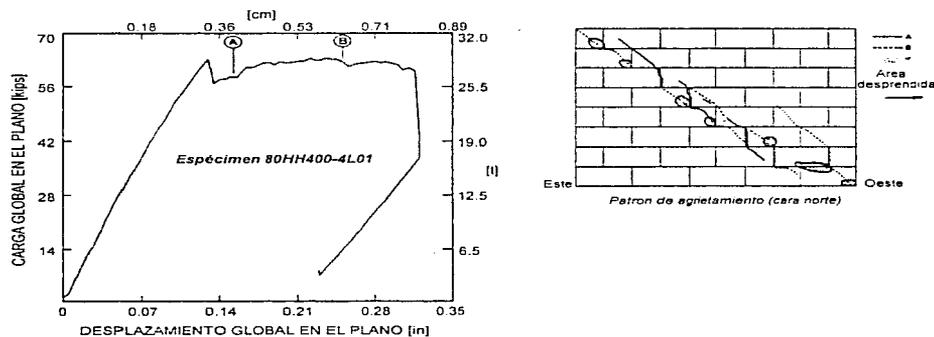


Figura 4.20 Curva carga - desplazamiento y patrón de agrietamiento para el modelo 80HH250-3L07 ( $1t = 9.81 \text{ kN}$ )

**4.5.2.4 Modelo 80HH400-4L01**

La historia de carga para este modelo fue aproximadamente monótona hasta la falla. El esfuerzo axial de compresión referido al área neta de la sección transversal del muro se mantuvo en 2.76 MPa (28.1 kg/cm<sup>2</sup>). La curva carga - desplazamiento (fig. 4.21) exhibió solamente un ligero suavizamiento a medida que se inducía el desplazamiento lateral. La resistencia ante carga lateral decreció abruptamente cuando se alcanzó un desplazamiento de 0.25 cm (0.1 pulg), pero se incrementó nuevamente a medida que el desplazamiento aumentaba más allá de 0.25 cm. El agrietamiento diagonal, mismo que también estuvo asociado a un desplazamiento de 0.25 cm, no se extendió a lo largo de toda la diagonal del modelo (fig. 4.21). Las primeras grietas se formaron principalmente en las juntas de mortero presentando extensiones hacia los bloques. Cuando se arribó a un desplazamiento lateral, denotado por la letra "B" en la fig. 4.21, se formó una segunda serie de grietas; este evento se acompañó de un decremento ligero en la resistencia. Más adelante la resistencia permaneció relativamente constante hasta que se presentó el aplastamiento de las piezas de concreto en la esquina inferior Oeste; a partir de este punto el nivel de carga axial no pudo ser sostenido y se dió por terminado el ensaye.



**Figura 4.21** Curva carga - desplazamiento y patrón de agrietamiento para el modelo 80HH400-4L01 ( $1t = 9.81$  kN)

## 4.5.2.5 Modelo 96HH200-4L03

La historia de carga para este modelo consistió de dos ciclos de carga comprendidos entre límites de desplazamiento lateral completamente reversibles. El esfuerzo axial de compresión se mantuvo a lo largo del ensaye en 1.38 MPa (14.1 kg/cm<sup>2</sup>). La curva carga - desplazamiento (fig. 4.22) exhibió un ligero suavizamiento a medida que el desplazamiento lateral impuesto se incrementaba hasta que, al alcanzarse la resistencia, se presentó una pequeña plataforma antes de que la resistencia decayera rápidamente, aunque no en gran medida. La grieta diagonal que se formó justo antes del decremento en la resistencia siguió un patrón escalonado a lo largo de las juntas de mortero (fig. 4.22). La orientación de la grieta fue básicamente a lo largo de una línea a 45 grados que se extendió desde la esquina superior (Este) hasta la esquina opuesta. La grieta se extendió horizontalmente a lo largo de la primera junta horizontal de mortero hasta aproximadamente la mitad del bloque de esquina (Oeste). La resistencia permaneció constante después del descenso en la carga a pesar del aumento en el desplazamiento lateral. Con el aumento en la magnitud del desplazamiento lateral, la grieta diagonal se propagó hasta cubrir las esquinas del panel (grietas denotadas por la letra "B" en la fig. 4.22). Cabe resaltar que aparentemente la grieta diagonal actuó como una superficie de deslizamiento a lo largo de la cual el segmento superior derecho del muro se desplazaba relativo al segmento inferior izquierdo. Posteriormente la curva carga - desplazamiento exhibió un comportamiento similar cuando la dirección de la carga fue modificada (hacia el Este). La falla final del espécimen fue el resultado del aplastamiento de las piezas de concreto en la esquina inferior Oeste.

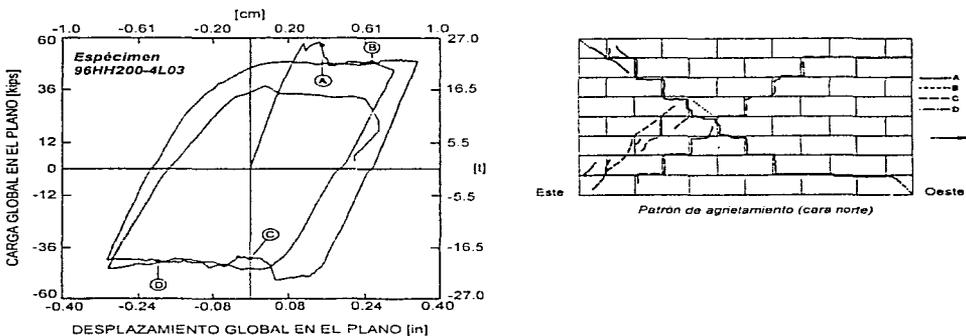
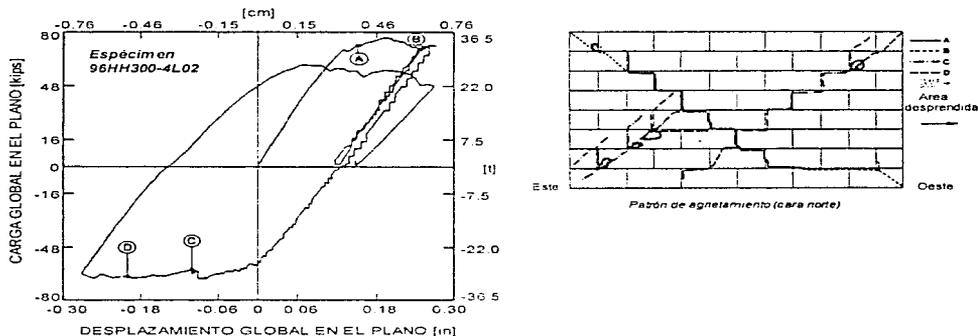


Figura 4.22 Curva carga - desplazamiento y patrón de agrietamiento para el modelo 96HH200-4L03 (1t = 9.81 kN)

#### 4.5.2.6 Modelo 96HH300-4L02

Para este ensaye el esfuerzo axial de compresión referido al área neta de la sección transversal se mantuvo en 2.07 MPa (21.1 kg/cm<sup>2</sup>). La longitud del espécimen fue de 243.8 cm (96 pulg) y la historia de carga a la que fue sometido consistió básicamente de un solo ciclo de carga. El segmento inicial de la curva carga - desplazamiento (fig. 4.23) mostró la tendencia lineal usual, aunque para el desplazamiento denotado por la letra "A" en la fig. 4.23 la pendiente general de la curva cambió significativamente. En este punto de la prueba se presentó un ligero descenso en la resistencia, mismo que fue de carácter temporal, puesto que la resistencia comenzó a incrementarse nuevamente con el aumento en el desplazamiento lateral tal que esta última excedió subsecuentemente a aquélla que precedió el cambio en la pendiente de la curva. La aparición del agrietamiento fue coincidente con el desplazamiento lateral asociado al cambio en la pendiente de la curva. El agrietamiento (fig. 4.23) tuvo en general la misma apariencia que la mostrada en el espécimen 96HH200. El agrietamiento se propagó de manera escalonada siguiendo las juntas de mortero o a lo largo de una línea con inclinación de 45 grados que se extendió desde la esquina superior Este. En este punto del ensaye la grieta diagonal principal no alcanzaba aún a extenderse de esquina a esquina. Una vez que el desplazamiento lateral sobrepasó a aquél asociado con la resistencia máxima (aproximadamente 0.51 cm), esta última decreció gradualmente a la vez que la grieta diagonal se extendía hacia las esquinas definiendo un plano a lo largo del cual se presentó el deslizamiento relativo del segmento superior derecho del muro. Más adelante la dirección del desplazamiento impuesto fue modificada (hacia la dirección negativa) hasta alcanzar un desplazamiento donde la carga lateral fuese aproximadamente cero. Posteriormente la magnitud del desplazamiento se incrementó nuevamente hasta alcanzar un desplazamiento ligeramente mayor de aquél que había servido como límite previamente. Aparentemente no hubo ningún efecto como resultado del cambio parcial en la dirección de la carga. La falla final se debió al aplastamiento de las piezas en la esquina inferior Oeste.



**Figura 4.23 Curva carga - desplazamiento y patrón de agrietamiento para el modelo 96HH300-4L02 ( $1t = 9.81$  kN)**

## 4.5.2.7 Modelo 96HH400-4L04

La historia de carga aplicada a este modelo fue monótona con un esfuerzo axial de compresión de 2.76 MPa (28.1 kg/cm<sup>2</sup>), mismo que permaneció constante durante el transcurso de la prueba. La curva carga - desplazamiento (fig. 4.24) tuvo una apariencia similar a la curva obtenida para el espécimen 96HH300, puesto que la curva carga - desplazamiento perteneciente a este modelo presentó una rama inicial ascendente con variación aproximadamente lineal la cual precedió a un ligero descenso en la resistencia. A este último le siguió otra rama ascendente con pendiente menor en comparación con la rama inicial. Después de que el modelo alcanzó su resistencia, la cual fue de aproximadamente 42 t, se presentó un decremento pronunciado en la resistencia el cual fue de carácter moderado. El incremento subsecuente en la magnitud del desplazamiento trajo consigo poco cambio en la resistencia. El patrón de agrietamiento (fig. 4.24) fue similar al exhibido por los dos muros restantes que contaron con una longitud de 243.8 cm (96 pulg.), aunque en el caso de este modelo hubo mayor cantidad de regiones afectadas por el aplastamiento y el desprendimiento del mortero y las piezas de concreto. El muro falló finalmente como resultado aparente del aplastamiento excesivo en la junta horizontal de mortero cercana a la esquina inferior Oeste del muro. A partir de este punto el panel fue incapaz de sostener el nivel de carga axial impuesto.

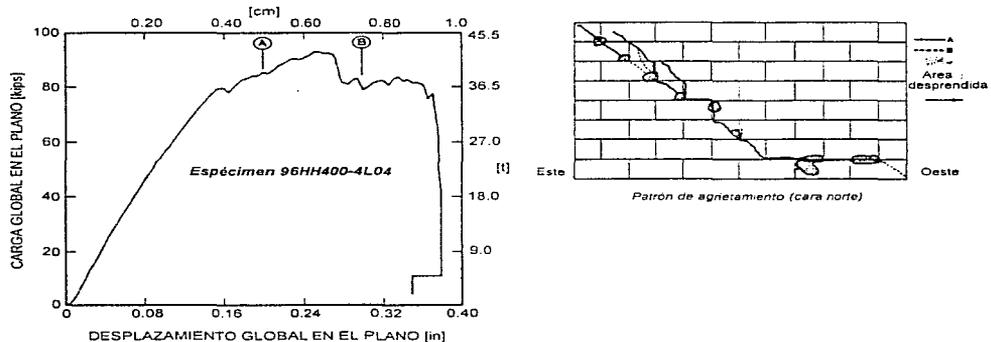


Figura 4.24 Curva carga - desplazamiento y patrón de agrietamiento para el modelo 96HH400-4L04 (1t = 9.81 kN)

### 4.5.3 Tercer Programa Experimental (Influencia de la Resistencia de los Bloques y el Mortero)

#### 4.5.3.1 Comportamiento General Observado

El tipo de daño que caracterizó la respuesta de los especímenes fue el agrietamiento pronunciado a lo largo de las diagonales provocado por la tensión diagonal (figs. 4.25 y 4.26). La excepción a este tipo de daño se presentó cuando el nivel de carga axial fue bajo (especímen 64LH105), lo que dio como resultado un comportamiento dominado inicialmente por la flexión (fig. 4.27), caracterizado por la formación de una grieta horizontal. Sin embargo, aún para el caso de los paneles que exhibieron un comportamiento similar al descrito en segundo término, fue posible inducir la formación de una grieta diagonal local y, si el nivel de carga axial era incrementado lo suficiente, un modo de falla por tensión diagonal.

Dado que la indicación característica del daño en los especímenes resultó ser el agrietamiento inclinado, existieron ciertas diferencias en la forma de las trayectorias descritas por las grietas. En general, la trayectoria del agrietamiento se mantuvo relativamente constante desarrollándose a lo largo de una línea con inclinación de 45 grados, especialmente en el caso de los paneles cuadrados. La trayectoria que la grieta diagonal siguió, sin embargo, resultó ser ligeramente más variable para la mayoría de los modelos considerados previamente en este capítulo que exhibieron agrietamiento a través de los bloques en lugar de una grieta escalonada con trayectoria a lo largo de las juntas de mortero. La totalidad de dichos modelos contó tanto con bloques de concreto como con mortero de *alta* resistencia. Aparentemente la influencia de la resistencia de las piezas y el mortero fue consistente, con la resistencia del mortero teniendo un mayor efecto. El grado de participación de cada uno de estos dos parámetros fue una función del esfuerzo axial de compresión y en menor grado de la relación de aspecto. Los muros que contaron con bloques de concreto de alta resistencia y mortero de baja resistencia mostraron una tendencia a exhibir un patrón de agrietamiento diagonal escalonado (fig. 4.25), sin embargo, con niveles altos de carga se presentó cierto agrietamiento a través de los bloques (fig. 4.28).

En contraste, los muros construidos con bloques de baja resistencia y mortero de alta resistencia mostraron mucho mayor agrietamiento que cruzó a través de las piezas (fig. 4.26). La combinación de parámetros conformada por piezas de concreto y mortero de baja resistencia dio lugar a una combinación clara de los dos tipos de trayectorias (fig. 4.29), aunque aparentemente el agrietamiento se desarrolló inicialmente a lo largo de las juntas de mortero y poco después lo hizo a través de los bloques de concreto.

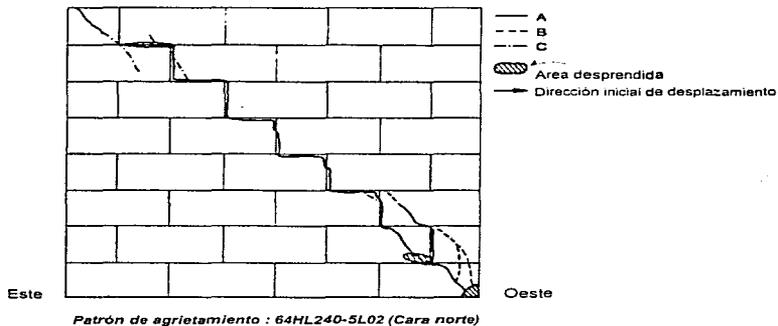


Figura 4.25 Patrón de agrietamiento característico (64HL240)

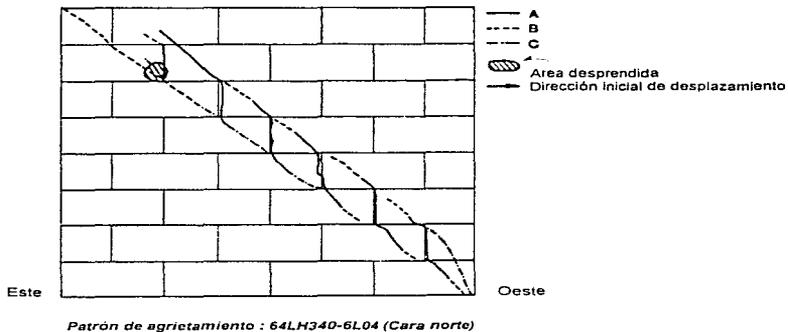


Figura 4.26 Patrón de agrietamiento característico (64LH340)

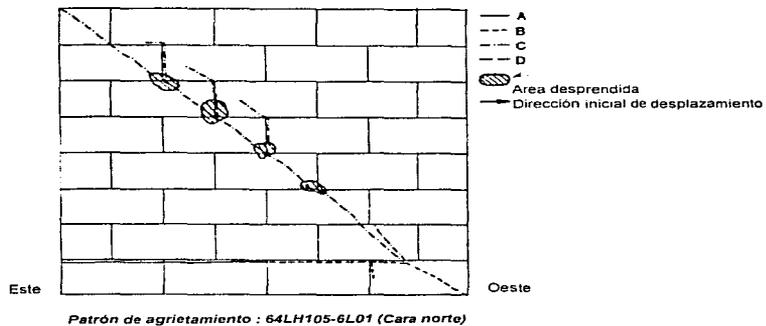


Figura 7.27 Agrietamiento por flexión (64LH105)

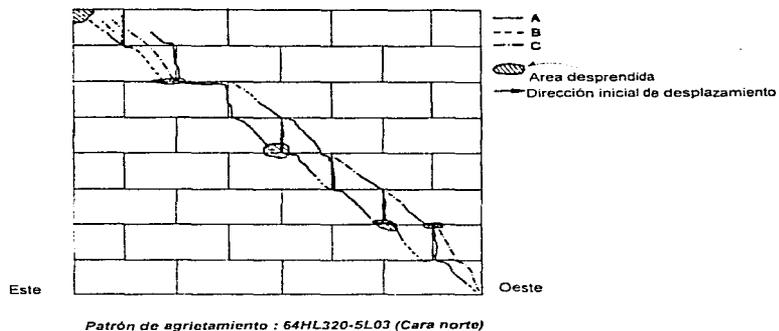
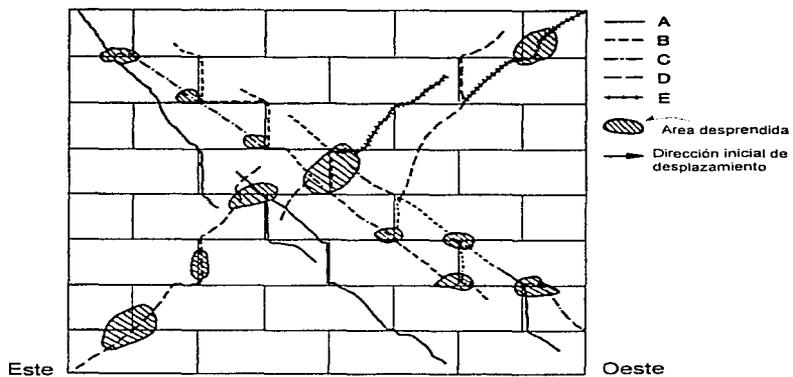


Figura 7.28 Patrón de agrietamiento con esfuerzo axial alto (64HL320)



Patrón de agrietamiento : 64LL250-6L06 (Cara norte)

Figura 4.29 Patrón de agrietamiento en un muro con piezas y mortero de baja resistencia (64LL250)

## 4.6 DISCUSIÓN DE RESULTADOS

### 4.6.1 Primer Programa Experimental (Influencia del Esfuerzo Axial de Compresión)

#### 4.6.1.1 Comportamiento General

Los patrones de agrietamiento exhibidos por cada modelo indicaron la ocurrencia de un tipo de falla por tensión diagonal cuando se suprimió el modo de falla por flexión con la aplicación de un nivel de carga axial suficiente. Existieron diferencias en los patrones de agrietamiento que apuntaron hacia un cambio en la región crítica de los modelos para distintos niveles de carga axial. El espécimen 64HH120 que estuvo sujeto a un esfuerzo axial de compresión de 0.83 MPa (8.4 kg/cm<sup>2</sup>) presentó una falla por tensión diagonal en la esquina inferior Oeste (fig. 4.10). Sin embargo, el mismo panel falló después de la formación de una grieta diagonal completa cuando el esfuerzo axial se había incrementado a 2.07 MPa (21.1 kg/cm<sup>2</sup>) alcanzando una resistencia ante carga lateral mayor. Tal comportamiento indicó que el modo de falla fue dependiente del estado de esfuerzo en el panel como conjunto y no solamente de una componente particular del esfuerzo. También de igual importancia, sin embargo, es el reconocimiento de que las estimaciones del estado de esfuerzo no deben basarse exclusivamente en los esfuerzos promedio generales, sino también deben de contemplar las condiciones locales las cuales pueden ser radicalmente diferentes. Un ejemplo es la zona de compresión de una sección agrietada. Los esfuerzos de compresión y los esfuerzos cortantes pueden alcanzar valores excesivos dando como consecuencia una falla local por tensión diagonal.

Por otra parte, se pudo constatar que con la aplicación de un esfuerzo axial relativamente alto se alteraba el patrón de agrietamiento, tal que en lugar de la formación de una grieta diagonal completa, se formaron múltiples grietas inclinadas. Las grietas comenzaron a propagarse desde esquinas opuestas con ángulos de inclinación que hicieron que las grietas delimitaran una región en el muro ubicada a lo largo de la diagonal del mismo. Un ejemplo es el patrón del agrietamiento obtenido para el espécimen 64HH400 mostrado en la fig. 4.16. La falla final se debió aparentemente al aplastamiento de las piezas en la región delimitada por las grietas. Debe destacarse que el nivel de esfuerzo axial de compresión requerido para producir el agrietamiento diagonal *bandeado* es alto en comparación con los niveles comunes de diseño.

Dentro de los dos comportamientos extremos el patrón de agrietamiento consistió principalmente de una grieta diagonal con trayectoria relativamente recta que generalmente siguió la diagonal del modelo. En los especímenes ensayados, las grietas generalmente pasaron a través de los bloques de concreto o por lo menos incluyeron segmentos que atravesaron las piezas. Basándose en lo anteriormente descrito fue factible establecer que, puesto que el agrietamiento atravesó principalmente a los bloques de concreto, la susceptibilidad general al agrietamiento por parte de estos modelos se determinó por las propiedades de los materiales constituyentes de los bloques y no por las propiedades de los elementos constituyentes del mortero.

#### 4.6.1.2 Relaciones Carga - Desplazamiento

Las curvas carga - desplazamiento obtenidas para los ocho especímenes se presentan en la fig. 4.30. Las curvas se presentan solamente hasta un punto ligeramente más alejado de aquél donde se presentó la resistencia máxima pico. Las curvas correspondientes a los especímenes 64HH120 y 64HH500 fueron ajustadas con el objeto de eliminar sus ciclos iniciales de carga. A partir del análisis de la fig. 4.30 se aprecia que el comportamiento del espécimen 64HH120 se vio fuertemente influenciado por la flexión lo que explica el suavizamiento general de la curva y el considerable desplazamiento requerido para inducir la falla por tensión diagonal. El muro 64HH160 mostró mucho menos influencia de la flexión, solamente

con un pequeño aumento en la resistencia máxima. Los modelos restantes exhibieron la misma tendencia general, curvas menos suaves y un súbito descenso en la resistencia ante carga lateral.

Los muros 64HH400-3L02, 64HH400-2L03, y 64HH500 exhibieron una resistencia ante carga lateral notablemente más estable en comparación con los cinco especímenes restantes. Las curvas carga - desplazamiento no se muestran completas en la fig. 4.30, sin embargo, la curva correspondiente al modelo 64HH400-2L03 puede utilizarse como guía de su comportamiento general. La resistencia ante carga lateral se mantuvo en un nivel alto para un desplazamiento mucho mayor de lo que fue posible para los cinco muros restantes. La curva carga - desplazamiento para el panel 64HH400-2L03 sugirió un cambio en el mecanismo resistente de carga durante el transcurso del ensaye. El primer pico en la resistencia coincidió con la formación de las grietas inclinadas iniciales mientras que el incremento gradual de resistencia posterior fue asociado con el desarrollo del patrón de agrietamiento bandeado. La falla final vino como resultado del aplastamiento del material dentro de la región bandeada.

El efecto del cambio en la dirección del desplazamiento impuesto se observó en los especímenes 64HH240 y 64HH320. Del estudio de la curva carga - desplazamiento para el muro 64HH240 que se presenta en la fig. 4.12 se advierte que, para cambios parciales en la dirección de la carga el efecto en la rigidez y en la resistencia fue poco considerable. Sin embargo, a partir del análisis de la curva carga - desplazamiento perteneciente al modelo 64HH320 se aprecia que al invertir la dirección del desplazamiento lateral y aplicar un ciclo completo el efecto es considerable con reducciones importantes en la rigidez y en la resistencia.

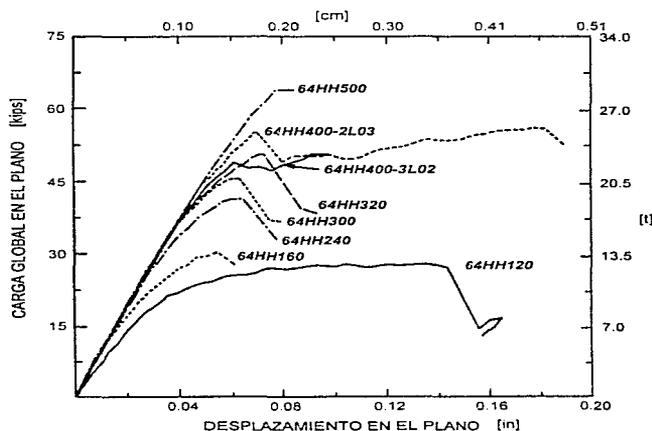


Figura 4.30 Curvas carga - desplazamiento ( $1t = 9.81$  kN)

#### 4.6.1.3 Deformación por Tensión Diagonal

La deformación medida por el transductor colocado paralelo a las diagonales del modelo proporcionó una indicación general aceptable de la deformación diagonal del mismo. En la fig. 4.31 se presentan las deformaciones calculadas a partir de las lecturas del transductor *NL* colocado en la cara Norte de los especímenes (fig. 4.8) graficadas contra el desplazamiento lateral de los modelos. Las curvas deformación diagonal - desplazamiento exhibieron un punto bien definido para el cual las curvas siguieron una tendencia *asintótica* asociada a grandes incrementos en la deformación para incrementos pequeños en el desplazamiento: esto resultó indicativo de la formación de grietas en los especímenes. La curva perteneciente al modelo *64HH120* fue una excepción de la tendencia general observada, aunque debe resaltarse que este panel resultó fuertemente influenciado por la flexión a diferencia de los modelos restantes, en los cuales el comportamiento fue regido por el cortante. También resulta de importancia destacar el hecho de que para los muros sometidos a un nivel de carga axial moderado, 1.10 a 2.21 MPa (11.2 a 22.5 kg/cm<sup>2</sup>), la deformación diagonal coincidente con el cambio en la tendencia de la curva deformación diagonal - desplazamiento fue aproximadamente la misma para todos los modelos alcanzando un valor de alrededor de 150  $\mu\epsilon$ . Este valor en común sugirió ciertamente que el criterio limitante para la formación del agrietamiento diagonal y consecuentemente de la resistencia máxima ante carga lateral fue determinado por una deformación de tensión crítica. Este valor crítico o valor *umbral* de deformación se aprecia más claramente en la fig. 4.32, en la cual se presenta la relación carga - deformación diagonal. Los especímenes *64HH400-3L02* y *64HH500* fueron excepciones con respecto al valor crítico común de 150  $\mu\epsilon$ , sin embargo estos dos modelos exhibieron una deformación diagonal crítica similar.

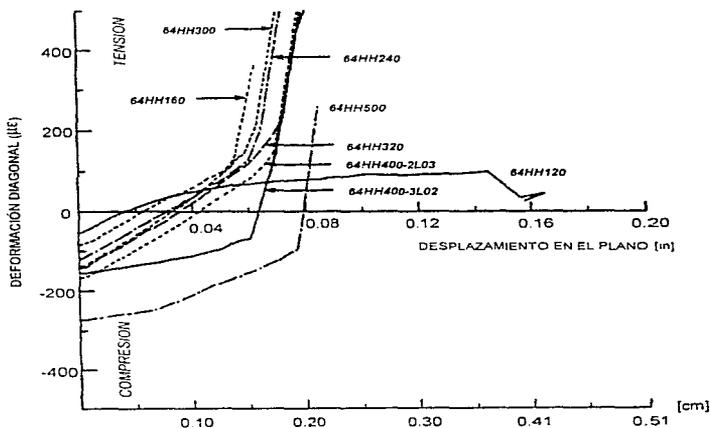


Figura 4.31 Curvas deformación diagonal - desplazamiento

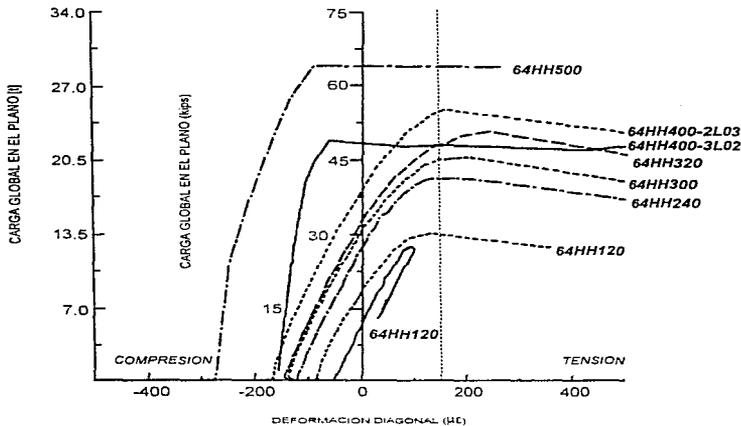


Figura 4.32 Curvas carga - deformación diagonal ( $1t = 9.81 \text{ kN}$ )

#### 4.6.1.4 Resistencia

Comúnmente, para un diseñador, el aspecto más importante del comportamiento de un elemento estructural es la resistencia. Como resultado, los factores que tienen injerencia en la resistencia deben de contemplarse en el diseño. A partir de los resultados obtenidos para los ocho especímenes pertenecientes al primer programa experimental se pudo constatar que la influencia del esfuerzo axial de compresión sobre la capacidad a tensión diagonal en los modelos siguió una tendencia definida. En la tabla 4.2 se presenta una lista de las resistencias máximas correspondientes a los especímenes ensayados. Se puede apreciar claramente que para cambios en el esfuerzo axial entre 0.83 y 3.45 MPa (8.4 y 35.2 kg/cm<sup>2</sup>), el incrementar la magnitud de este último aumentó la resistencia máxima ante carga lateral. La tendencia de la relación se presenta en la fig. 4.33. La relación entre el esfuerzo axial de compresión y la resistencia máxima fue prácticamente *lineal*, como lo evidenció la línea que mejor se ajustó a los valores obtenidos al realizarse un análisis de regresión, el cual arrojó un coeficiente de correlación de 0.98.

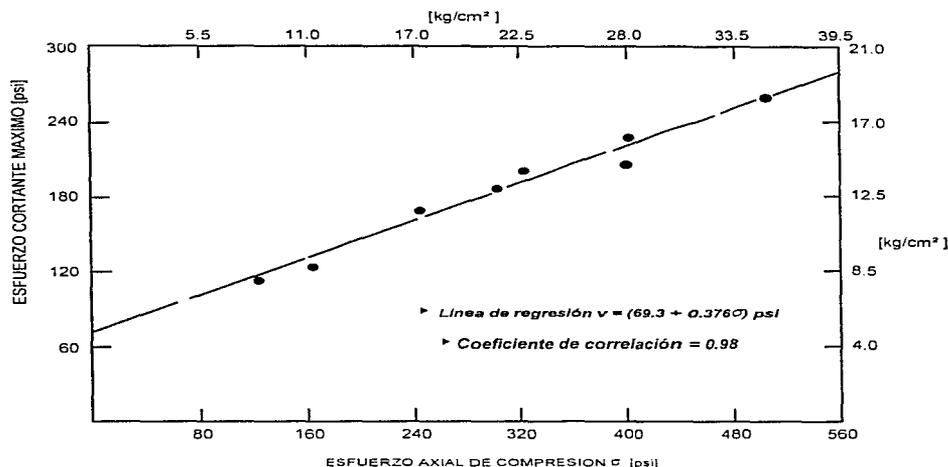
**Tabla 4.2 Cargas laterales máximas**

Espécimen	Esfuerzo Axial de Compresión [MPa] (kg/cm <sup>2</sup> )	Resistencia ante Carga Lateral [t - MPa (kg/cm <sup>2</sup> ) <sup>1</sup>	Desplazamiento Asociado a la Resistencia [cm]
64HH120 - 2L04	0.84 (8.6)	12.6 - 0.78 (7.9)	0.43
64HH160 - 3L01	1.12 (11.4)	13.7 - 0.85 (8.6)	0.14
64HH240 - 3L04	1.68 (17.1)	18.7 - 1.15 (11.7)	0.14
64HH300 - 2L05	2.10 (21.4)	20.7 - 1.28 (13.1)	0.15
64HH320 - 3L03	2.24 (22.8)	23.0 - 1.42 (14.5)	0.18
64HH400 - 3L02	2.80 (28.5)	22.9 - 1.41 (14.4)	0.23
64HH400 - 2L03	2.80 (28.5)	25.4 - 1.57 (16.0)	0.44/0.17 <sup>2</sup>
64HH500 - 2L06	3.50 (35.6)	29.0 - 1.79 (18.3)	0.02
48HH150 - 3L06	1.12 (11.5)	9.8 - 0.81 (8.2)	0.50
48HH450 - 3L05	2.99 (30.5)	14.6 - 1.21 (12.3)	0.15
80HH250 - 3L07	1.57 (16.0)	24.8 - 1.23 (12.5)	0.15
80HH400 - 4L01	2.69 (27.4)	28.2 - 1.39 (14.2)	0.17
96HH200 - 4L03	1.50 (15.3)	26.4 - 1.03 (11.0)	0.23
96HH300 - 4L02	2.15 (21.9)	34.8 - 1.43 (14.6)	0.28
96HH400 - 4L04	2.81 (28.6)	42.1 - 1.73 (17.6)	0.40
64HL160 - 5L01	1.12 (11.5)	15.6 - 0.84 (8.6)	0.23
64HL240 - 5L02	1.68 (17.1)	16.8 - 1.04 (10.6)	0.20
64HL320 - 5L03	2.18 (22.2)	19.1 - 1.18 (12.0)	0.22
64HL400 - 5L04	2.81 (28.6)	21.2 - 1.31 (13.4)	0.19
64LL170 - 6L07	1.12 (11.4)	12.6 - 0.79 (8.1)	0.17
64LL250 - 6L06	1.70 (17.3)	15.8 - 0.99 (10.1)	0.42
64LL340 - 6L08	2.29 (23.3)	17.3 - 1.09 (11.1)	0.18
64LL420 - 6L09	2.85 (29.0)	19.1 - 1.20 (12.2)	0.32
64LH105 - 6L01	0.71 (7.2)	11.0 - 0.70 (7.1)	0.30
64LH170 - 6L02	1.11 (11.3)	14.1 - 0.88 (9.0)	0.22
64LH250 - 6L03	1.71 (17.4)	16.6 - 1.05 (10.7)	0.20
64LH340 - 6L04	2.26 (23.0)	18.1 - 1.14 (11.7)	0.18
64LH420 - 6L05	2.88 (29.4)	19.4 - 1.22 (12.4)	0.19
48LH170 - 6L10	1.14 (11.6)	9.6 - 0.80 (8.2)	0.31
48LH450 - 6L11	2.97 (30.2)	13.3 - 1.12 (11.4)	0.19
96LH220 - 6L12	1.52 (15.5)	26.9 - 1.12 (11.5)	0.31
96LH320 - 6L13	2.17 (22.1)	33.4 - 1.40 (14.3)	0.39

Nota : 1 kg/cm<sup>2</sup> = 0.0981 MPa

<sup>1</sup> El esfuerzo se encuentra referido sobre el área neta de la sección transversal de los modelos.

<sup>2</sup> Un primer pico en la resistencia ante carga lateral se presentó para un desplazamiento de 0.17 cm, el cual alcanzó un valor de 25.0 t (245.3 kN).



**Figura 4.33** Relación entre el esfuerzo cortante máximo y el esfuerzo axial de compresión

#### 4.6.2 Segundo Programa Experimental (Influencia de la Relación de Aspecto)

##### 4.6.2.1 Comportamiento General

Cada uno de los siete especímenes ensayados exhibió un tipo de falla por corte, sin embargo, el daño asociado a la tensión diagonal no implicó necesariamente que la falla fuera catastrófica. La mayoría de los especímenes mostró una resistencia estable, si a caso con un decrecimiento moderado, para desplazamientos de por lo menos del doble de aquel desplazamiento lateral coincidente con la formación de las primeras grietas inclinadas. Fallas catastróficas, asociadas a una pérdida considerable en resistencia tanto para carga vertical como carga lateral, fueron el resultado del aplastamiento de las piezas en regiones sujetas a esfuerzos de compresión elevados en los muros.

El patrón de agrietamiento predominante fue esencialmente inclinado. La orientación del agrietamiento se modificó a medida que la relación de aspecto de los modelos cambiaba. El ángulo de inclinación del agrietamiento inclinado para los modelos que contaron con una longitud de 121.9 cm (48 pulg.,  $h/L=1.3$ ) mostró una tendencia en relación a coincidir con la diagonal del espécimen, este ángulo resultó un tanto más pronunciado que 45 grados. En los muros con longitudes de 203.2 y 243.8 cm (80 y 96 pulg.,  $h/L=0.8$  y  $0.67$ , respectivamente) el agrietamiento diagonal estuvo alineado generalmente a lo largo de una línea con inclinación de 45 grados que partía desde la esquina superior sujeta a compresión. Un ejemplo de esta tendencia se pudo apreciar en el patrón de agrietamiento perteneciente al espécimen

96HH300 (fig. 4.23). Aparentemente, los distintos niveles de carga axial no tuvieron influencia sobre la orientación del agrietamiento.

Dentro del intervalo de relaciones de aspecto contemplado en el programa experimental, la variable de estudio no afectó el desplazamiento lateral coincidente con el agrietamiento diagonal cuando el comportamiento del muro no se veía influenciado de manera significativa por la flexión. Sin embargo, el comportamiento de los modelos posterior a la ocurrencia del agrietamiento se vió afectado tanto por la relación de aspecto (longitud del muro) como por el esfuerzo axial de compresión. Las diferencias en el comportamiento se debieron con mayor probabilidad al resultado del impacto de cada uno de los dos parámetros antes citados en la efectividad de un segundo mecanismo de resistencia, *fricción cortante a lo largo de las grietas*. La resistencia debida a la fricción cortante se incrementó para esfuerzos de compresión axial más elevados y para grietas de mayor longitud (*mayor área*). Si la resistencia por fricción cortante era lo suficientemente alta entonces la resistencia ante carga lateral del muro se mantenía aún después de la ocurrencia del agrietamiento inclinado, sin embargo si la resistencia por fricción resultaba considerablemente menor en comparación con la resistencia del modelo antes del agrietamiento entonces el decremento en la resistencia después del agrietamiento resultaba pronunciado. Fue evidente que el espécimen 96HH400 tuvo las ventajas de contar con longitudes de grieta considerables así como con un nivel elevado de carga axial lo que condujo a un aumento en la resistencia después de la formación del agrietamiento inclinado (fig. 4.24). Sin embargo, hay límites para los efectos positivos, puesto que los muros que fueron sometidos a los niveles más altos de carga axial tendieron a experimentar mayor aplastamiento de las piezas de concreto.

#### 4.6.2.2 Relaciones Carga - Desplazamiento

Las curvas carga - desplazamiento correspondientes a los siete paneles ensayados se muestran en la fig. 4.34. Las curvas solamente incluyeron aquella parte de la relación comprendida entre la condición descargada y un desplazamiento escasamente superior a aquél asociado a la resistencia máxima. Aparentemente existió un desplazamiento lateral común para el cual se presentó el *primer pico* en la resistencia de los especímenes; este término hizo referencia a la resistencia alcanzada justo antes del primer descenso en la carga lateral. En algunos paneles la resistencia se incrementó a un valor superior al alcanzado en el primer pico cuando se incrementó la magnitud del desplazamiento lateral impuesto. Los especímenes 48HH150 y 96HH400 fueron excepciones, las cuales resultaron explicables debido a sus modos de falla. El comportamiento del modelo 48HH150 fue influenciado por la flexión como lo evidenció el patrón de agrietamiento (fig. 4.18). El muro 96HH400 contó con la combinación más idónea de esfuerzo axial de compresión y de longitud de muro.

Una visión ligeramente distinta de la misma información se obtuvo al dividir la carga global en el plano por las áreas netas de las secciones transversales de los diferentes muros. El cálculo del esfuerzo cortante resultó un medio conveniente para tomar en consideración las diferentes longitudes de los muros. Las curvas esfuerzo cortante - desplazamiento se presentan en la fig. 4.35. Del análisis de la figura se aprecia claramente que las curvas tendieron a formar un patrón más uniforme especialmente en términos de *rigidez*.

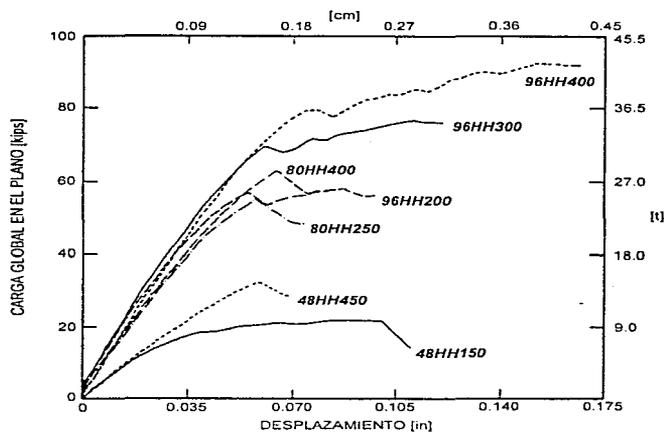


Figura 4.34 Curvas carga - desplazamiento ( $1t = 9.81 \text{ kN}$ )

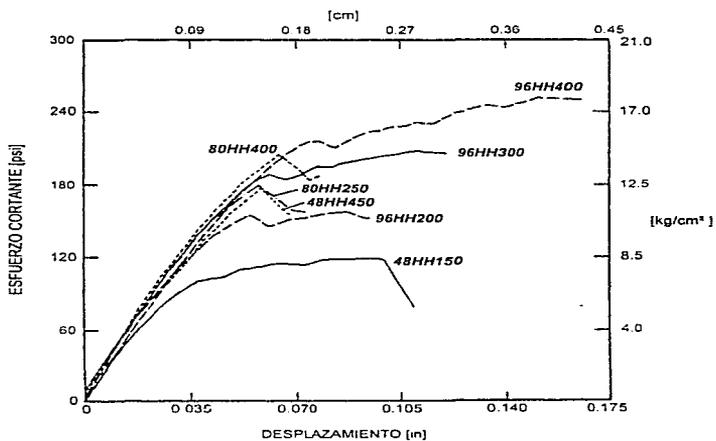


Figura 4.35 Curvas esfuerzo - desplazamiento

#### 4.6.2.3 Deformación por Tensión Diagonal

Las deformaciones registradas por el transductor *NL*, montado paralelo a la diagonal de los modelos en su lado Norte (fig. 4.8), fueron utilizadas para construir la gráfica en donde se relaciona la deformación diagonal y el desplazamiento lateral en el plano para los siete modelos ensayados (fig. 4.36). La tendencia de la curva perteneciente al espécimen *48HH150* evidenció un comportamiento fuertemente influido por la flexión lo que explica sus características divergentes en comparación con las demás curvas. Al igual que en las dos figuras anteriores solamente la porción inicial de las curvas fue trazada. Cada curva exhibió el mismo patrón de comportamiento, una porción inicial con variación aproximadamente lineal asociada a una pendiente modesta, seguida de un cambio repentino en la curva donde se presentaron grandes cambios en la magnitud de la deformación para cambios pequeños en el desplazamiento lateral. El punto correspondiente al cambio en la tendencia de las curvas, evidentemente, estuvo asociado a la formación de grietas en los modelos. Las curvas correspondientes a los modelos que contaron con longitudes de 203.2 y 243.8 cm (80 y 96 pulg.  $h/L=0.8$  y  $0.67$ , respectivamente) mostraron que el desplazamiento lateral asociado a la ocurrencia de las primeras grietas (punto de cambio en la curva) se vio afectado por la magnitud del esfuerzo axial de compresión. Otro aspecto de relevancia en las curvas, fue el valor de la deformación diagonal coincidente con la aparición de las grietas inclinadas. Los puntos de cambio en la tendencia de las curvas se presentaron aproximadamente a la misma deformación en tensión (+). En la fig. 4.37 se presenta una gráfica de la relación esfuerzo cortante - deformación diagonal para cada uno de los especímenes. De nueva cuenta, las curvas exhibieron la misma forma general, dos ramas distintas con puntos de cambio bien definidos. A partir del estudio de la fig. 4.37 se pudo establecer que los puntos de cambio en la tendencia de las curvas ocurrieron para valores similares de deformación diagonal a su vez que definieron el primer pico en la resistencia. La misma información haciendo uso de una escala mayor se presenta en la fig. 4.38. Aparentemente el criterio que mejor definió el advenimiento del agrietamiento diagonal fue el del conocimiento de la deformación por tensión diagonal. El valor umbral de deformación estuvo comprendido entre 75 y 150  $\mu\epsilon$  (tensión). El efecto aparente de aplicar un esfuerzo axial de compresión mayor fue el de inducir un incremento en el presfuerzo de compresión sobre el muro antes de la aplicación de la carga lateral. Como se muestra en la figura 4.38, la deformación diagonal (en compresión) inducida al muro a través del esfuerzo axial de compresión aumentó a mayor compresión aplicada. Puesto que la pendiente de la relación esfuerzo cortante - deformación diagonal permaneció relativamente constante para todos los especímenes y el valor de la deformación en el umbral del agrietamiento también lo fue, el resultado de incrementar la deformación diagonal inicial (en compresión) fue el de aumentar el esfuerzo cortante asociado a la deformación diagonal para la cual se esperaría la aparición del agrietamiento inclinado (fig. 4.39).

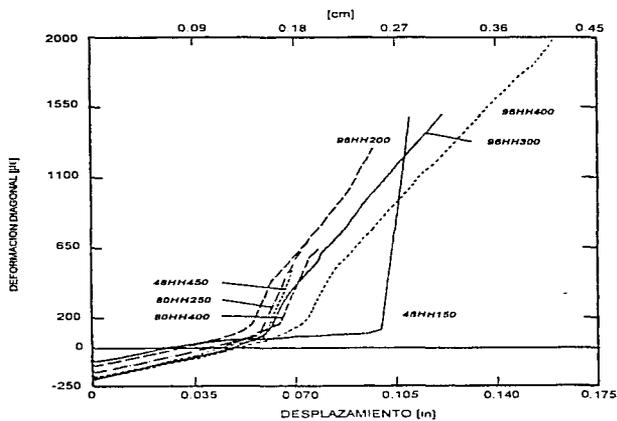


Figura 4.36 Curvas deformación diagonal - desplazamiento

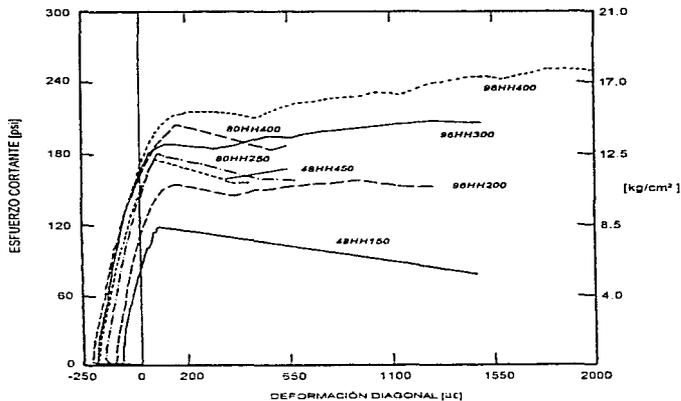


Figura 4.37 Curvas esfuerzo cortante - deformación diagonal

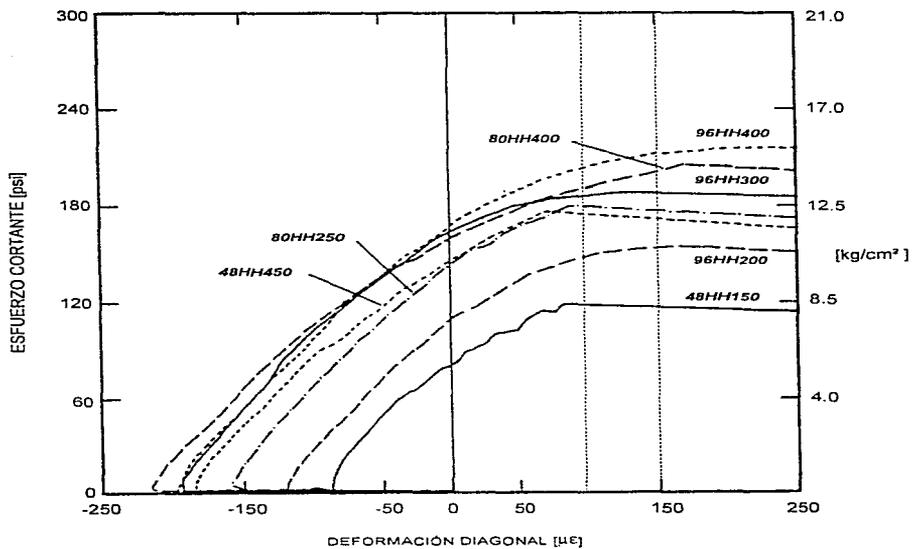


Figura 4.38 Curvas esfuerzo cortante - deformación diagonal

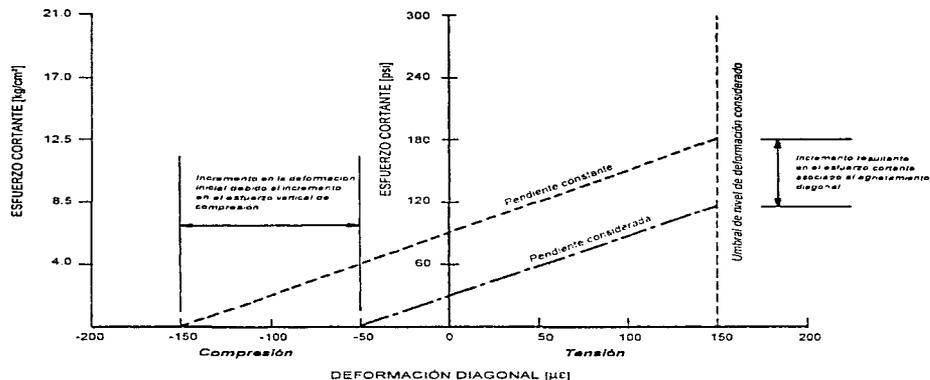
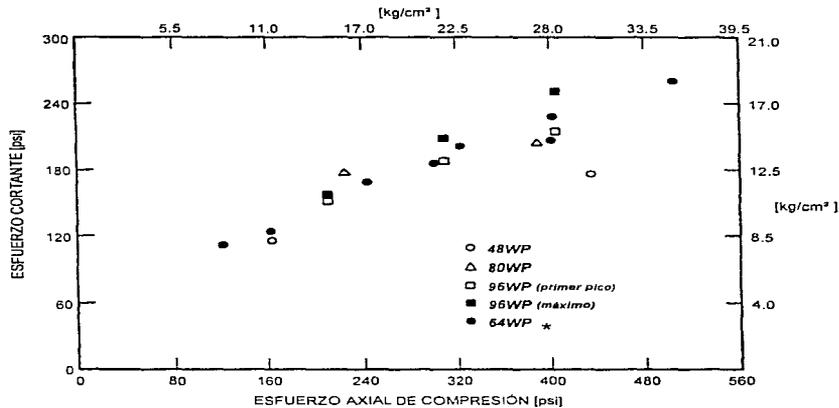


Figura 4.39 Efecto de la deformación inicial en compresión

#### 4.6.2.4 Resistencia

La resistencia exhibida por cada uno de los siete modelos ensayados se presenta en la tabla 4.2. Para el caso de los muros que contaron con 243.8 cm (96 pulg,  $h/L=0.67$ ) de longitud se consignan en la tabla dos valores máximos, el primero correspondiente a la resistencia máxima alcanzada durante la prueba y el segundo asociado con el primer pico en la resistencia y con la formación del agrietamiento inclinado. La relación entre el esfuerzo cortante (referido al área neta de la sección transversal) y el esfuerzo axial de compresión se ilustra en la fig. 4-40. La tendencia de la relación entre el esfuerzo cortante y el esfuerzo axial para los muros que contaron con una longitud de 121.9 cm (48 pulg,  $h/L=1.3$ ) difirió en comparación con los modelos de *mayor* longitud. Si la tendencia realmente existió, y no fue solamente la causa de un resultado de prueba poco válido, esta tendencia pudo ser atribuible a la orientación del agrietamiento inclinado en los dos especímenes. Los valores del esfuerzo cortante correspondientes al primer pico alcanzado para el caso de los muros con relación de aspecto de 0.67 (243.8 cm de longitud) siguieron la tendencia general de forma muy cercana, sin embargo, la resistencia adicional disponible debida a la fricción cortante a lo largo de las grietas causó que los esfuerzos máximos fuesen mayores que de lo que otro modo se hubiera esperado. A partir de los datos obtenidos fue posible establecer que para relaciones de aspecto menores o iguales a 1 el efecto de la relación de aspecto sobre el esfuerzo cortante asociado con la formación del agrietamiento diagonal (*primer pico*) fue mínimo. Por otra parte, el efecto de la relación de aspecto tuvo un impacto notable sobre el esfuerzo cortante máximo para los muros que contaron con una longitud de 243.8 cm (96 pulg,  $h/L=0.67$ ).



\* Especímenes pertenecientes al programa experimental donde se estudio la influencia del esfuerzo vertical de compresión sobre la resistencia al corte

Figura 4.40 Esfuerzo cortante máximo contra esfuerzo axial

### 4.6.3 Tercer Programa Experimental (Influencia de la Resistencia de las Piezas y el Mortero)

#### 4.6.3.1 Resistencia en el Plano

La resistencia de cada panel se presenta en la tabla 4.2 en conjunto con el esfuerzo axial de compresión y el desplazamiento lateral coincidente con el cortante máximo.

En las figs. 4.41 y 4.42 se presentan las gráficas correspondientes a la relación entre el esfuerzo cortante máximo y el esfuerzo axial de compresión. En estas gráficas se incluyen además, datos de los dos programas experimentales previamente revisados en este capítulo. La fig. 4.41 contempla los datos de los paneles que contaron con longitudes de 121.9 y 243.8 cm (48 y 96 pulg.,  $h/L=1.3$  y  $0.67$ , respectivamente). A partir del análisis de la figura 4.41 se pudo establecer que la resistencia de los bloques de concreto para el caso de los muros de 243.8 cm de longitud no afectó el esfuerzo cortante máximo y que para el caso de los modelos que contaron con una longitud de 121.9 cm, el efecto resultó poco considerable; en el caso de estos últimos la tendencia fue, como era esperado, la ocurrencia de un esfuerzo cortante máximo menor asociado a una resistencia más baja en las piezas. La tendencia, o mejor dicho, la falta de una tendencia para los muros de 243.8 cm de longitud fue con mayor certeza el resultado de la trayectoria de la grieta diagonal. El agrietamiento diagonal en los modelos que contaron con una longitud de 243.8 cm (96 pulg.,  $h/L=0.67$ ) se presentó casi exclusivamente a lo largo de las juntas de mortero (fig. 4.43), haciendo poco probable que la resistencia de los bloques hubiese sido un parámetro significativo para la magnitud del esfuerzo cortante máximo. La resistencia del mortero no fue una variable intencional para los muros de 121.9 y 243.8 cm (48 y 96 pulg.,  $h/L=1.3$  y  $0.67$ , respectivamente) de longitud.

La relación que prevaleció entre el esfuerzo cortante máximo y el esfuerzo axial de compresión para los muros que contaron con una longitud de 162.6 cm (64 pulg,  $h/L=1$ ) se presenta en la fig. 4.42. La tendencia general más evidente fue la divergencia que se presentó entre los esfuerzos cortantes máximos a medida que el esfuerzo axial iba incrementándose. El grupo de datos para los cuales se contó con un esfuerzo axial de compresión de 1.10 MPa (11.2 kg/cm<sup>2</sup>) reflejó cuatro combinaciones distintas de parámetros y no obstante exhibieron esfuerzos cortantes máximos muy similares. En contraste, la dispersión en los esfuerzos cortantes máximos correspondientes a los especímenes que fueron sometidos a un esfuerzo axial de 2.76 MPa (28.1 kg/cm<sup>2</sup>), fue bastante considerable. De lo anteriormente descrito resultó factible establecer que el esfuerzo axial de compresión tuvo un efecto sobre la aparente *interacción* entre la resistencia de los bloques y del mortero y el esfuerzo cortante máximo para los muros que contaron con una longitud de 162.6 cm (64 pulg,  $h/L=1$ ).

La tendencia de los datos graficados en la fig. 4.42 puede visualizarse más claramente a partir de análisis que involucren regresiones (fig. 4.44). La regresión lineal fue utilizada en todos los casos excepto para la curva denominada **64LII**, en la cual la tendencia cuadrática mostró un mejoramiento significativo en el ajuste de los datos en comparación con la representación lineal. El identificador asignado a cada curva indica los datos utilizados para su construcción. El identificador **64XX** significa que la totalidad de los datos correspondientes a los muros que contaron con una longitud de 162.6 cm (64 pulg,  $h/L=1$ ) fue utilizada en el análisis de regresión para esta línea en particular. Debe prestarse especial cuidado al evaluar las tendencias especialmente fuera de los límites de los datos recabados. En la gráfica las fronteras se indican con líneas verticales. Otra tendencia que resultó evidente fue que a medida que el esfuerzo axial se incrementaba, el esfuerzo cortante máximo correspondiente a los especímenes que contaron con bloques de baja resistencia, experimentaba un decremento considerable en comparación con los modelos que contaron con bloques y mortero de alta resistencia. Una tendencia similar prevaleció para la resistencia del mortero en los muros con piezas de alta resistencia, sin embargo, la tendencia no fue tan marcada como en el caso de los paneles con bloques de baja resistencia. Esta observación sugirió que el comportamiento general de los modelos pudo haber sido afectado por la interacción entre las resistencias de los bloques y el mortero en lugar de ser afectado por cada una de las resistencias de manera independiente. La línea de regresión que contempló la totalidad de los datos para los modelos de 162.6 cm de longitud (64 pulg,  $h/L=1$ ) se presenta en la fig. 4.44, su identificador es **64XX**. La ecuación de la línea es  $v = (70.8 + 0.321a)$ , donde  $v$  representa al esfuerzo cortante máximo y  $a$  representa al esfuerzo axial de compresión, ambos en unidades de lb/pulg<sup>2</sup>. El error estándar ( $e$ ) del análisis de regresión fue 0.12 MPa (1.2 kg/cm<sup>2</sup>), en la fig. 4.44 se muestran también dos líneas paralelas a la línea de regresión **64XX** ubicadas a  $\pm 2(e)$  de esta última.

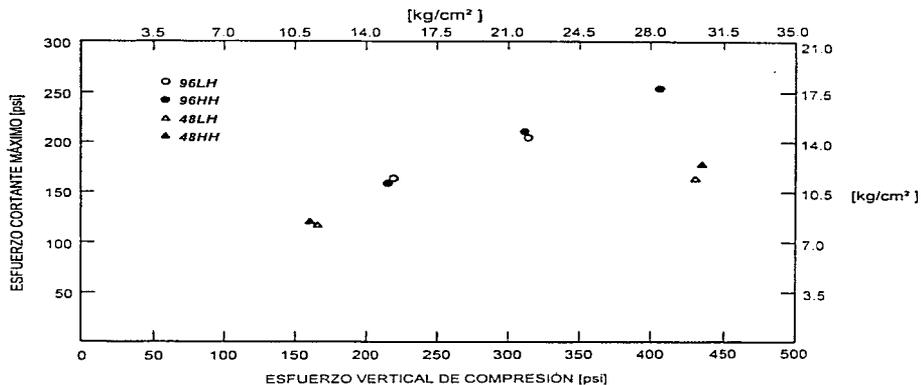


Figura 4.41 Relación entre el esfuerzo cortante máximo y el esfuerzo vertical para los modelos con 48 y 96 pulg de longitud ( $h/L=1$  y 0.67)

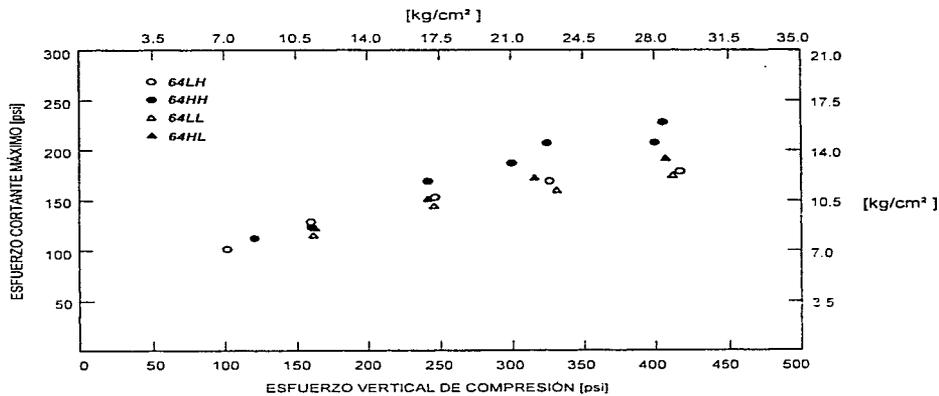


Figura 4.42 Relación entre el esfuerzo cortante máximo y el esfuerzo vertical para los modelos con 64 pulg de longitud ( $h/L=1$ )

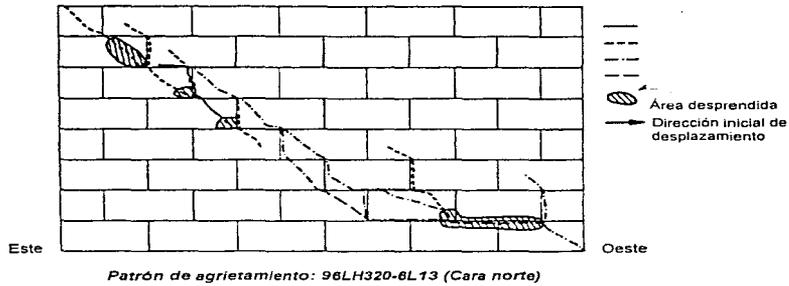


Figura 4.43 Agrietamiento en los especímenes con 96 pulg de longitud ( $h/L=0.67$ )

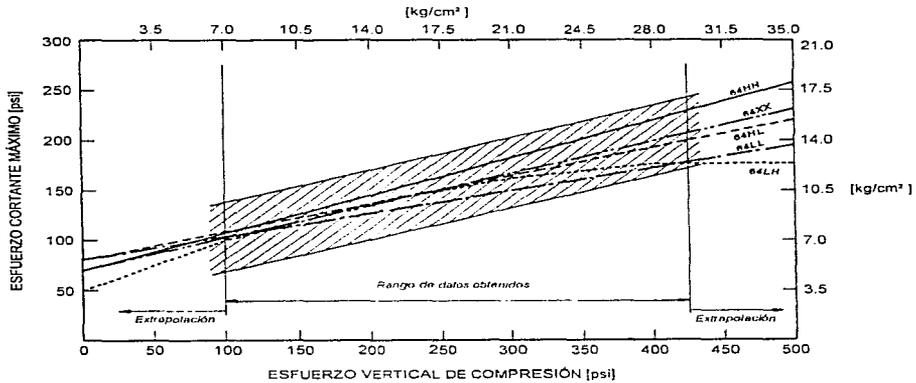


Figura 4.44 Curvas correspondientes al análisis de regresión

#### 4.6.3.2 *Relación Esfuerzo Cortante - Desplazamiento*

Las curvas esfuerzo cortante - desplazamiento se presentan en las figs. 4.45 a 4.50. Las curvas incluyeron solamente los datos obtenidos hasta un desplazamiento lateral ligeramente mayor de aquél asociado con el esfuerzo cortante máximo.

En las curvas correspondientes a las figs. 4.45 y 4.46 se ilustra el efecto de la variación de la resistencia de los bloques de concreto para los muros de 162.6 cm (64 pulg,  $h/L=1$ ) de longitud construidos con mortero de alta y baja resistencia respectivamente. Del análisis de la fig. 4.45 se aprecia que prevaleció un decremento notable en la rigidez para los muros construidos con piezas de baja resistencia en comparación con los muros construidos con bloques y mortero de alta resistencia. Sin embargo, la misma tendencia no se presentó para los muros donde se empleó mortero de baja resistencia. Tampoco existió aparentemente ninguna indicación de que la variación en la resistencia de los bloques hubiese afectado significativamente el desplazamiento lateral coincidente con el cortante máximo alcanzado.

En las curvas de las figs. 4.47 y 4.48 se ilustra el efecto de la variación en la resistencia del mortero para los muros de 162.6 cm (64 pulg,  $h/L=1$ ) de longitud construidos con bloques de alta y baja resistencia, respectivamente. Con base en la información presentada en la fig. 4.47, pudo concluirse que para los muros construidos con bloques de concreto de alta resistencia el utilizar mortero de baja resistencia condujo a un decremento en la rigidez. Una tendencia similar de comportamiento en las curvas no prevaleció para los muros construidos con bloques de baja resistencia, a su vez, estas relaciones tampoco exhibieron una tendencia en la cual la resistencia del mortero haya tenido un efecto significativo en el desplazamiento lateral coincidente con el esfuerzo cortante máximo.

Las curvas esfuerzo cortante - desplazamiento lateral correspondientes a los especímenes que contaron con longitudes de 121.9 y 243.8 cm (48 y 96 pulg,  $h/L=1.3$  y 0.67, respectivamente) se presentan en las figs. 4.49 y 4.50, respectivamente. En todos los modelos cuyos datos se utilizaron para la construcción de las dos figuras anteriores se empleó mortero de alta resistencia. Tomando como fundamento las tendencias observadas en los especímenes de 162.6 cm (64 pulg,  $h/L=1$ ) de longitud, resultaba factible esperar que los modelos construidos con bloques de concreto de baja resistencia exhibieran una rigidez menor, pero a su vez un desplazamiento lateral asociado al esfuerzo cortante máximo que permaneciera relativamente sin cambio. A partir del análisis de las curvas que se muestran en las fig. 4.49 y 4.50, se concluyó que las tendencias observadas para los muros de 162.6 cm (64 pulg,  $h/L=1$ ) de longitud prevalecieron para los muros con longitudes de 121.9 y 243.8 cm (48 y 96 pulg,  $h/L=1.3$  y 0.67, respectivamente).

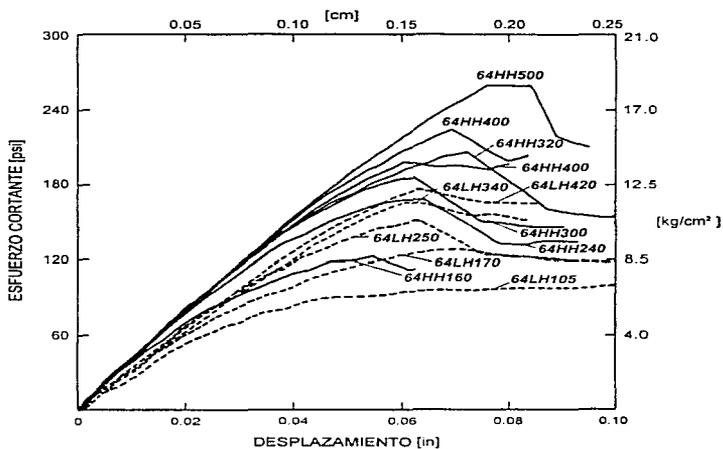


Figura 4.45 Curvas esfuerzo cortante - desplazamiento (64HH y 64LH)

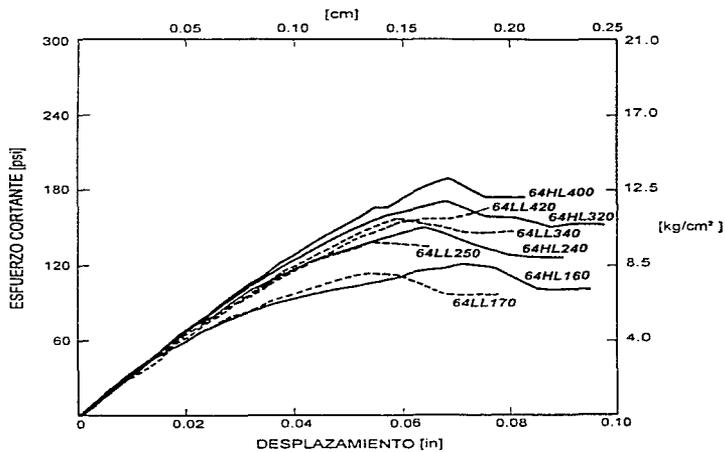


Figura 4.46 Curvas esfuerzo cortante - desplazamiento (64HL y 64LL)

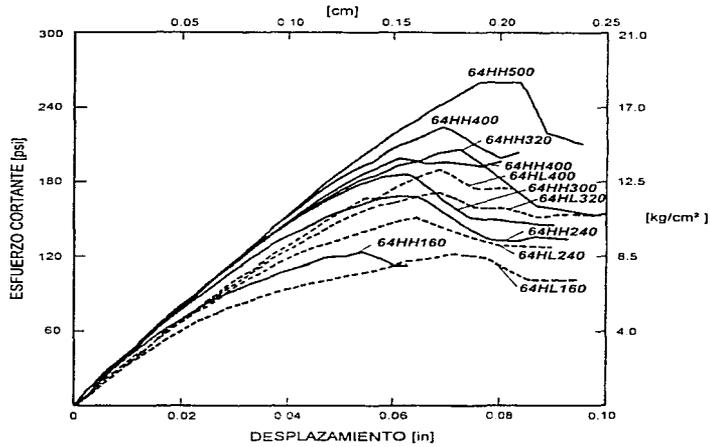


Figura 4.47 Curvas esfuerzo cortante - desplazamiento (64HH y 64HL)

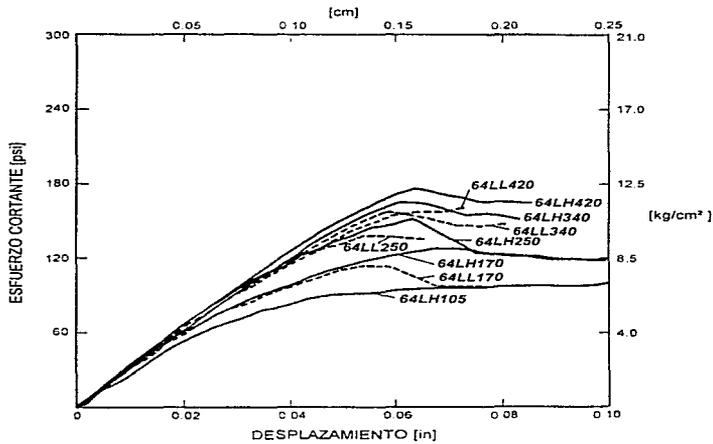


Figura 4.48 Curvas esfuerzo cortante - desplazamiento (64LH y 64LL)

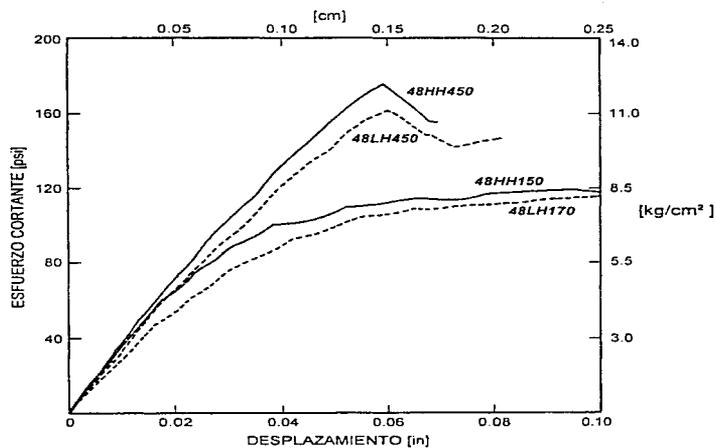


Figura 4.49 Curvas esfuerzo cortante - desplazamiento (48 pulg de longitud,  $h/L=1.3$ )

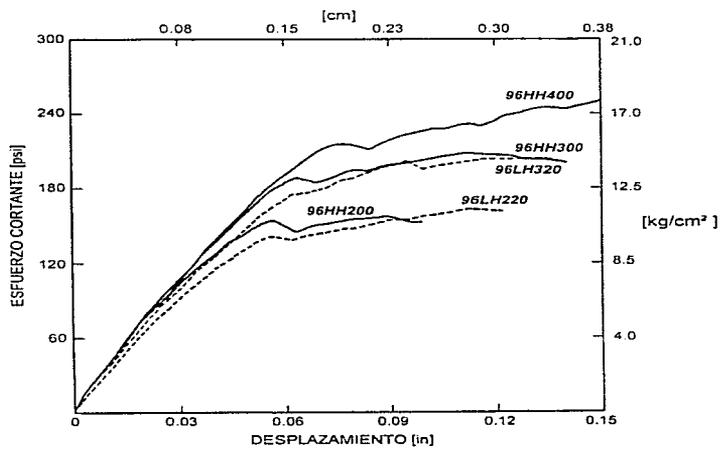


Figura 4.50 Curvas esfuerzo cortante - desplazamiento (96 pulg de longitud,  $h/L=0.67$ )

#### 4.6.3.3 Deformación Diagonal

El tipo principal de daño en los especímenes fue el agrietamiento inclinado provocado por la tensión diagonal. A partir de la información correspondiente a los dos programas experimentales previamente revisados en este capítulo, fue factible establecer que la magnitud de la deformación inducida por la tensión diagonal fue un indicador confiable del comienzo del agrietamiento diagonal y que la deformación en el umbral del agrietamiento se vió relativamente poco afectada por las variaciones en el esfuerzo vertical de compresión y en la relación de aspecto. Los datos obtenidos a partir de los ensayos en donde la variable de estudio principal fue la resistencia de las piezas y la resistencia del mortero también indicaron que la magnitud de la deformación previamente citada no fue afectada por la variación en la resistencia de los bloques y el mortero.

Las relaciones entre el esfuerzo cortante y la deformación diagonal, se presentan en la fig. 4.51, para todos los modelos que contaron con 162.6 cm (64 pulg.  $h/L=1$ ) de longitud. En esta figura se incluyeron los datos de los especímenes pertenecientes a los tres programas experimentales. La deformación diagonal utilizada para la construcción de la gráfica fue aquella registrada por el transductor *NZ* que se muestra en la fig. 4.8. Con cuatro notables excepciones, las curvas exhibieron una tendencia por presentar un crecimiento inestable de la deformación, indicativo del agrietamiento, para un valor de deformación diagonal común. Las excepciones se presentaron en los modelos sometidos a niveles de carga axial relativamente altos, mayores a 2.07 MPa (21.1  $\text{kg/cm}^2$ ), sin embargo no todos los especímenes sometidos a tales esfuerzos verticales mostraron este comportamiento atípico.

Los datos mostrados en la fig. 4.51 fueron divididos en otras figuras (figs. 4.52 a 4.55) en las cuales se destacan las tendencias en el comportamiento de los muros con la variación de la resistencia de las piezas y el mortero. El efecto del cambio en la resistencia de los bloques se presenta en las figs. 4.52 y 4.53 para los modelos construidos con mortero de alta y baja resistencia, respectivamente. El efecto de la variación en la resistencia del mortero se presenta en las figs. 4.54 y 4.55 para los modelos construidos con bloques de alta y baja resistencia, respectivamente. Los datos en estas figuras ponen énfasis en que dentro del rango de variación de los parámetros estudiados el valor de la deformación diagonal en el umbral del agrietamiento resultó independiente de los parámetros variados.

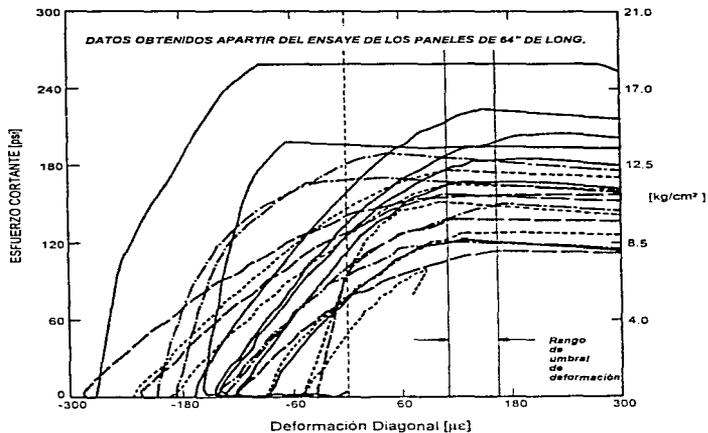


Figura 4.51 Curvas combinadas esfuerzo cortante - deformación diagonal

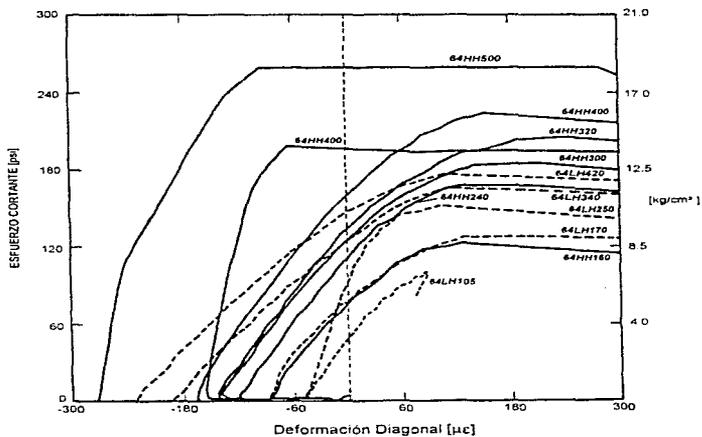


Figura 4.52 Curvas esfuerzo cortante - deformación diagonal (64HH y 64LH)

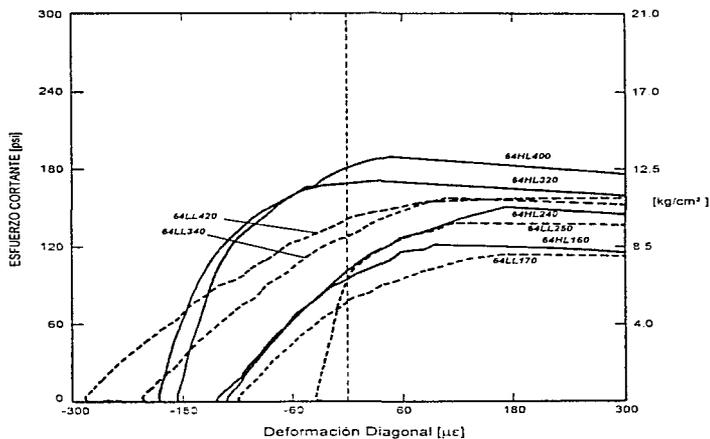


Figura 4.53 Curvas esfuerzo cortante - deformación diagonal (64HL y 64LL)

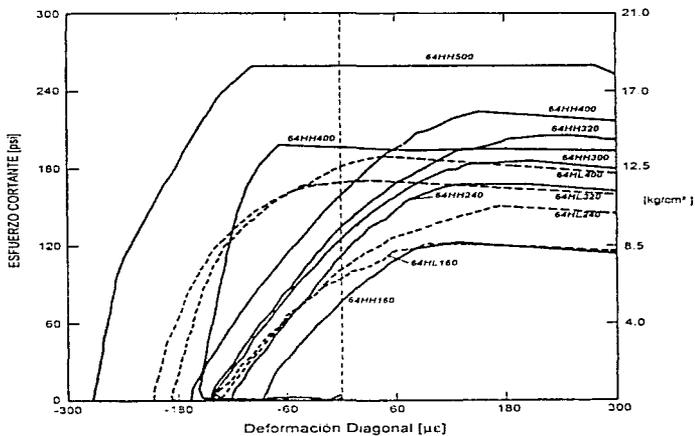
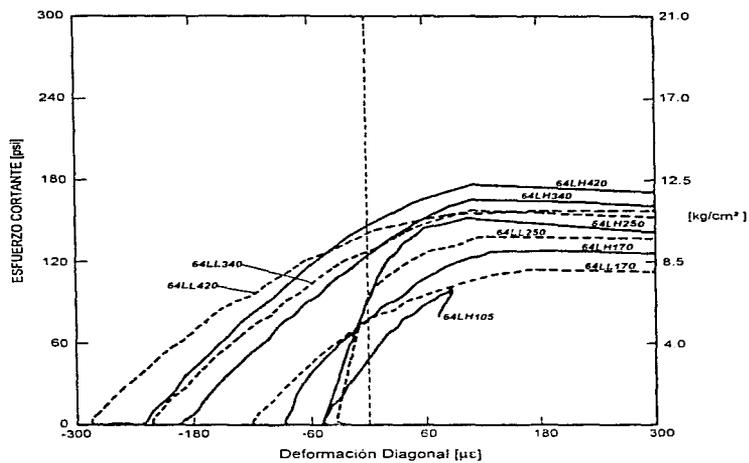


Figura 4.54 Curvas esfuerzo cortante - deformación diagonal (64HH y 64HL)



**Figura 4.55** Curvas esforço cortante - deformação diagonal (64LH y 64LL)

## CAPÍTULO 5

# INFLUENCIA DEL ACERO DE REFUERZO HORIZONTAL SOBRE LA RESISTENCIA AL CORTE DE MUROS DE BLOQUE DE CONCRETO

### 5.1 INTRODUCCIÓN

El objetivo principal de la investigación realizada por *Charles W.C. Yancey* y *Charles F. Scribner* en octubre de 1989, fue determinar el efecto de variar la cuantía y distribución del acero de refuerzo horizontal sobre la resistencia al corte en el plano de muros construidos con piezas de concreto. Se ensayaron 13 especímenes con distintas cuantías de refuerzo sobre las juntas horizontales así como en vigas de amarre. Las vigas de amarre estuvieron conformadas por bloques de concreto cortados de forma tal que permitieron colocar las barras de refuerzo horizontal en la longitud del muro, quedando las barras embebidas en la lechada de cemento. Los muros fueron sometidos a cargas cíclicas reversibles en su plano y a un esfuerzo axial de compresión que permaneció constante durante el transcurso de las pruebas. Las piezas utilizadas en la construcción de los modelos tuvieron una resistencia a la compresión, referida al área bruta de la sección transversal, de aproximadamente 12.4 MPa (126.5 kg/cm<sup>2</sup>). Todos los especímenes contaron con una longitud de 121.9 cm y con 20.3 cm de espesor. Tres modelos tuvieron una altura de 264.2 cm y los diez restantes de 142.2 cm. La carga axial de compresión aplicada a los especímenes, la cual permaneció virtualmente constante, fue de 17.8 t (0.71 MPa=7.2 kg/cm<sup>2</sup>).

Tres de los especímenes ensayados tuvieron una relación de aspecto de 2.17; puesto que estos modelos no exhibieron un tipo de falla debida a cortante, sus resultados de prueba no fueron incluidos en la investigación. Los diez muros restantes tuvieron una relación de aspecto de 1.17. Ocho de los especímenes contaron con más de una *viga de amarre*. Cuatro de los muros contaron con refuerzo horizontal en las juntas horizontales.

### 5.2 ESPECÍMENES DE PRUEBA

Todos los materiales utilizados en la construcción de los muros fueron representativos de aquéllos utilizados en la construcción de edificaciones en el área metropolitana de Washington D.C. en la Unión Americana.

#### 5.2.1 Piezas de Concreto

Los bloques de concreto utilizados fueron huecos, conformados con dos núcleos en su sección, los cuales contaron con una resistencia aproximada a la compresión de 12.4 MPa (126.5 kg/cm<sup>2</sup>), referida sobre el área bruta de la sección transversal. El mortero utilizado en la construcción de los modelos fue dosificado de acuerdo con las especificaciones correspondientes al tipo S de la ASTM (American Society for Testing and Materials). La relación agua/cemento utilizada en la elaboración de la lechada se basó en muestras de prueba, con objeto de obtener una resistencia a la compresión similar a la presentada por los bloques de concreto. Para adecuar las piezas que conformaron las vigas de amarre, las *almas* de los bloques fueron removidas.

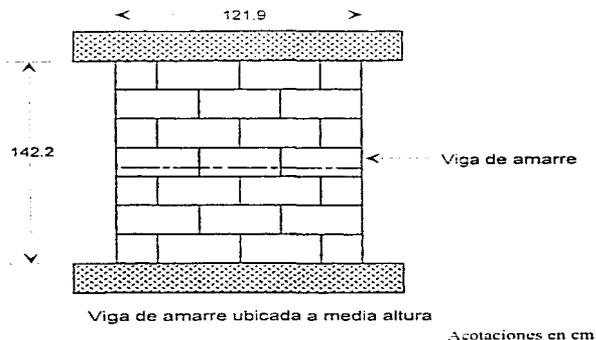
### 5.2.2 Acero de Refuerzo

El acero de refuerzo dispuesto sobre las juntas horizontales consistió de alambre galvanizado de grado 9, tipo *escalerilla*. El refuerzo designado a las vigas de amarre consistió de varillas deformadas con los siguientes números de designación : #3, #4, #5 ( $f_u = 690.3 \text{ MPa} = 7\ 037 \text{ kg/cm}^2$ ).

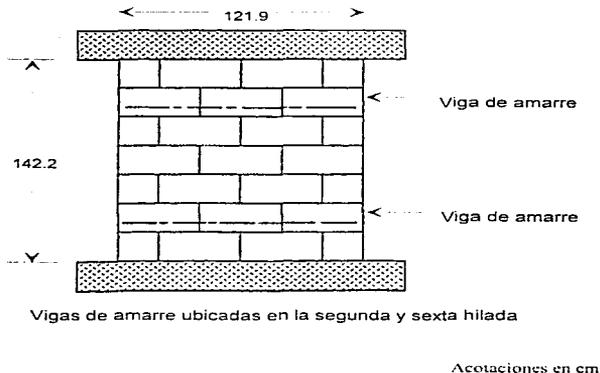
### 5.2.3 Características de los Especímenes

A la par de la realización de los primeros ensayos se llevaron a cabo diversos cambios en la conformación del dispositivo de prueba así como en los especímenes mismos. El cambio más significativo consistió en cambiar la altura de los modelos. Originalmente todos los modelos tuvieron una altura de 264.2 cm cuando fueron construidos. Este valor en particular fue seleccionado para satisfacer las limitaciones de altura del dispositivo de carga. Sin embargo, después de haber realizado el ensayo de tres modelos, se concluyó que los especímenes con una relación de aspecto de 2.17 no exhibirían un modo predominante de falla por corte, como había sido estipulado durante la planeación del programa experimental, por ende los modelos restantes tuvieron que ser acortados antes de ser ensayados.

Once especímenes fueron recortados removiendo seis hiladas completas, tres de cada extremo del muro hasta alcanzar una altura de 142.2 cm (relación de aspecto de 1.17). Los especímenes fueron acortados de esta manera con la finalidad de mantener la simetría con respecto a la hilada central, la cual, en la mayoría de los casos, consistió de una viga de amarre. Como puede apreciarse en la fig. 5.1a y 5.1b se utilizaron dos configuraciones diferentes para la ubicación de las vigas de amarre: 1) una única viga de amarre colocada a media altura, y 2) dos vigas de amarre colocadas en la segunda y sexta hilada. Las características de todos los especímenes se presentan en la tabla 5.1. El espécimen designado como *R3* fue dañado antes de la prueba, por lo tanto solamente 10 modelos fueron ensayados.



**Figura 5.1a Ubicación de las vigas de amarre**



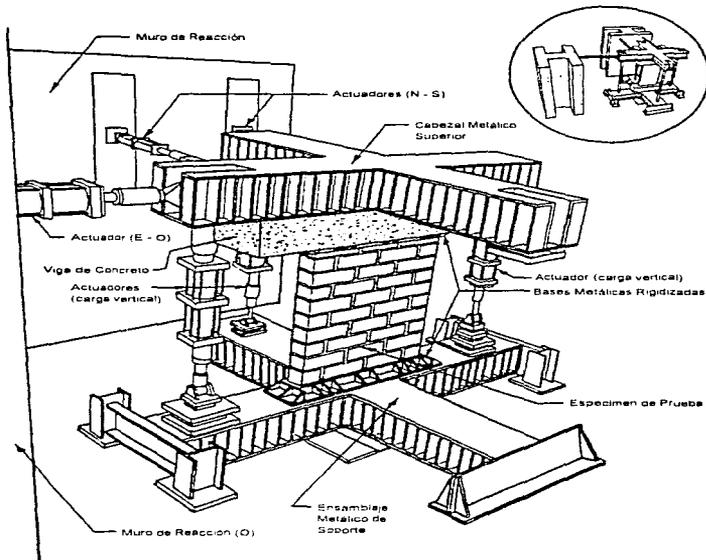
**Figura 5.1b** Ubicación de las vigas de amarre

Con objeto de facilitar la transferencia de carga proveniente de los cabezales metálicos del dispositivo de carga, se asentaron en cada extremo de los modelos, dos vigas de amarre reforzadas, que se unieron por medio de mortero epóxico.

### 5.3 PROTOCOLO DE PRUEBA

#### 5.3.1 Conformación del Dispositivo de Prueba

Los modelos fueron ensayados con el dispositivo de prueba conocido como "TTF" por sus siglas en inglés (Tri-directional Test Facility), el cual, se describió en el capítulo 4. La carga horizontal fue transferida a la parte superior de los especímenes a través de un cabezal metálico en forma de cruz hacia una viga de concreto armado conectada al mismo en su parte inferior. La transferencia final de carga a los especímenes se efectuó a través de una base metálica conformada con ángulos estructurales y rigidizada por medio de placas soldadas. Esta base metálica se conectó con el cabezal a través de la viga de concreto. La parte inferior de los especímenes se mantuvo inmóvil por medio de una base metálica la cual a su vez formó parte de un montaje idéntico al descrito para el cabezal superior del dispositivo de carga. La carga vertical se aplicó por medio de tres actuadores hidráulicos los cuales se conectan a los extremos de los cabezales metálicos. En la fig. 5.2 se presenta la configuración del dispositivo de prueba, en donde se muestran los cabezales metálicos (superior e inferior), los actuadores hidráulicos así como las bases metálicas de transferencia de carga.



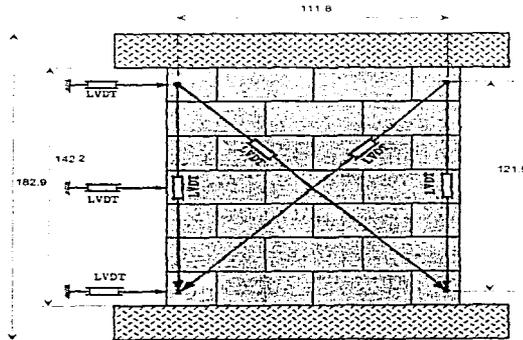
**Figura 5.2 Conformación del dispositivo de prueba**

#### 5.4 INSTRUMENTACIÓN

Los actuadores verticales y horizontales fueron equipados con transductores de carga y desplazamiento con el propósito de medir las fuerzas y momentos inducidos al cabezal superior y los desplazamientos de los pistones de los actuadores durante el transcurso de la imposición de movimiento al cabezal. El resto de la instrumentación consistió de transductores de desplazamiento, los cuales registraron la deformación prevaleciente en los modelos mientras se les sometía a carga. Todos los transductores fueron conectados a un convertidor de señales (análoga a digital) el cual poseía una capacidad de registro de 50 000 lecturas por segundo.

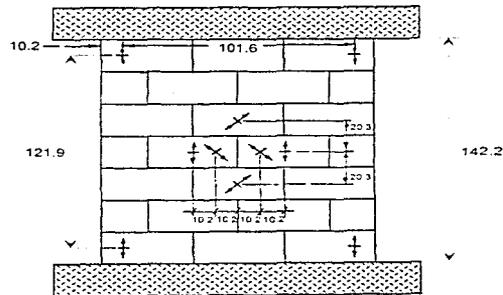
El desplazamiento lateral en el plano de los especímenes fue medido por transductores de desplazamiento los cuales fueron espaciados verticalmente a lo largo del borde cargado como se presenta en la fig. 5.3. Los transductores se montaron sobre una base metálica, misma que fue atornillada a la parte inferior del dispositivo de carga (TTF). Los desplazamientos verticales fueron medidos sobre una cara de los muros haciendo uso de dos transductores, cada uno con una longitud de calibración de 122 cm. En la fig. 5.3 se presenta también la ubicación de dos transductores colocados diagonalmente sobre la cara del modelo. En las figs. 5.4, 5.5 y 5.6 se muestra la localización de una serie de transductores especialmente

diseñados, éstos contaron con un dispositivo de medición conformado por un resorte y se fabricaron con tiras de titanio a las cuales se les colocaron deformímetros eléctricos. La señal de salida de los deformímetros compensados por temperatura resultaba linealmente proporcional al desplazamiento extremo del resorte. Cada transductor contó con una longitud de calibración de 2.54 cm. Estos dispositivos de medición fueron colocados únicamente sobre los bloques de concreto puesto que en ningún caso las longitudes de calibración atravesaron juntas de mortero. La intención de colocar estos dispositivos fue la de medir deformaciones en regiones de agrietamiento potencial.



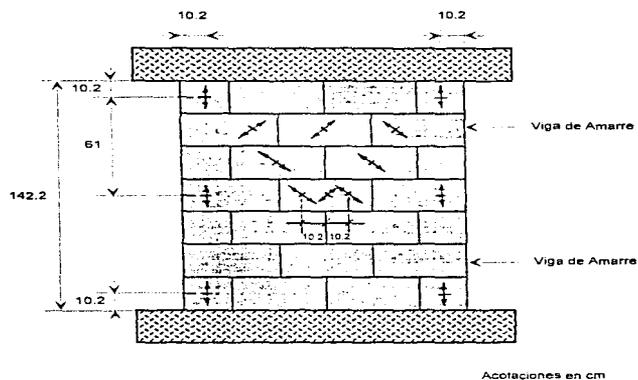
Acotaciones en cm

**Figura 5.3** Localización de los transductores de desplazamiento

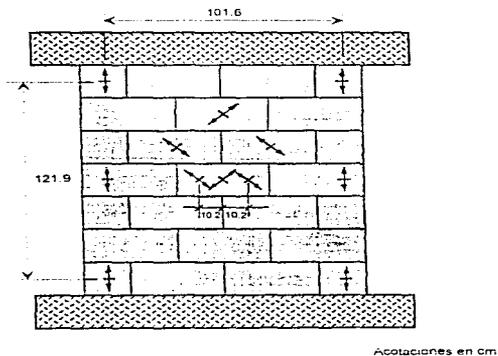


Acotaciones en cm

**Figura 5.4** Ubicación de los deformímetros sobre la cara sur del modelo R1



**Figura 5.5** Ubicación de deformímetros sobre la cara sur del muro R7



**Figura 5.6** Ubicación de deformímetros en la cara sur, para todos los modelos exceptuando a los muros R1 y R7

## 5.5 PROCEDIMIENTO DE PRUEBA

Los especímenes fueron construidos y ensayados en el Laboratorio Nacional de Ingeniería del Instituto Nacional de Normas y Tecnología (NIST) de los Estados Unidos de América. Los modelos fueron inicialmente sometidos a una carga axial de compresión de 17.8 t (174.6 kN); esta fuerza implicó un esfuerzo axial calculado de 1.38 MPa (14.0 kg/cm<sup>2</sup>) referido sobre el área neta. Basándose en ensayos previos realizados por Woodward (1984), se estableció que esta magnitud de carga axial resultaba suficiente para inducir un modo de falla por corte. Para los fines de este programa experimental se utilizó como guía una historia de carga cíclica reversible (la cual se ilustra esquemáticamente en la fig. 5.7). Este programa de aplicación de carga presupone familiaridad con el comportamiento del espécimen antes de su ensayo, y debido a que el comportamiento de muros de mampostería no siempre puede ser estimado con exactitud, no fue posible seguir la historia de carga de manera precisa. La magnitud de las deformaciones impuestas durante cada ciclo de carga se modificó ligeramente durante el transcurso del programa de pruebas a medida que el comportamiento de los especímenes pudo ser predicho de manera más exacta; no obstante, los cambios en el comportamiento de los especímenes causados por la variación en las cuantías de refuerzo horizontal, provocaron en casi la totalidad de los modelos la realización de ajustes en la magnitud de los desplazamientos inducidos.

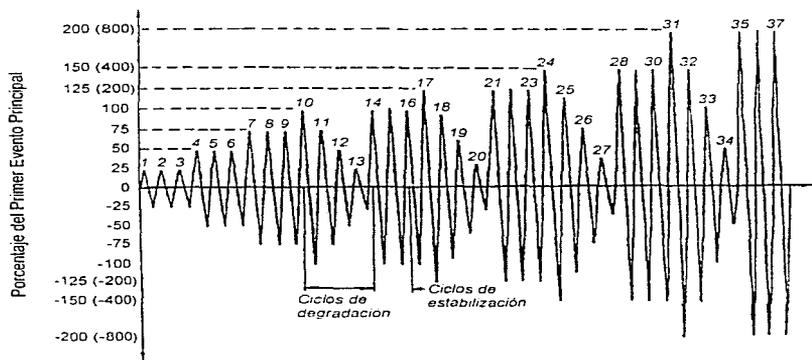


Figura 5.7 Historia de carga aplicada a los muros de mampostería

El procedimiento de prueba fue el mismo para todos los muros exceptuando al espécimen R8; una primera serie de mediciones fue registrada para utilizarse como condición inicial de la prueba. Después se procedía a aplicar la carga de compresión vertical especificada (17.8 t=174.6 kN) mientras que nuevamente se registraba una serie completa de mediciones. Posteriormente, se aplicaban los desplazamientos laterales en el plano de los especímenes. La dirección inicial del desplazamiento fue siempre hacia el Este. La primera amplitud de desplazamiento fue de 0.051 cm (aproximadamente 25% del desplazamiento correspondiente al primer agrietamiento). Posteriormente tres ciclos de carga eran aplicados para cada uno de los tres incrementos en amplitud los cuales fueron de 0.0508 cm hasta alcanzar 0.1524 cm. De ahí en adelante, la magnitud del desplazamiento se incrementaba hasta la

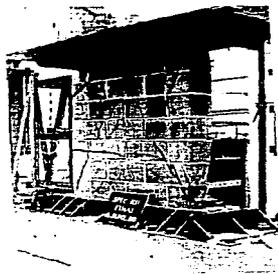
formación de una grieta diagonal principal. A continuación se imponía en la dirección opuesta el mismo desplazamiento necesario para inducir la formación de la primera grieta diagonal principal. Durante los ciclos de degradación, se aplicaron ciclos de carga reversibles hasta alcanzar desplazamientos de 0.1524, 0.1016 y 0.0508 cm, respectivamente. Los ciclos de estabilización se caracterizaron por ciclos sucesivos de desplazamiento alcanzando una amplitud de desplazamiento correspondiente a la formación de la primera grieta diagonal principal.

Para el caso del espécimen R8, el ensayo se llevó a cabo controlando la carga vertical; es decir, el desplazamiento vertical del cabezal superior varió para mantener la magnitud de la carga axial inicial.

## 5.6 RESULTADOS DE PRUEBA

### 5.6.1 Introducción

Los diez muros ensayados exhibieron un modo de falla por corte caracterizado por la propagación de grietas a lo largo de ambas diagonales. Generalmente la aparición de las primeras grietas se presentó en la cama de mortero y juntas verticales cercanas a la sección media de los especímenes. En la fig. 5.8 se presenta una fotografía tomada inmediatamente después de la falla, en donde se aprecia el agrietamiento característico del modo de falla por corte. En la tabla 5.2 se presenta un resumen de los resultados para dos estados límite: 1) *primer agrietamiento visible* y 2) *carga última máxima*. Las cuantías de acero de refuerzo consignadas en la columna 4 fueron calculadas dividiendo el área del refuerzo (ej. varillas en la viga de amarre o alambre galvanizado en las juntas horizontales de mortero) por el producto del espesor y altura del muro. El cortante de agrietamiento y el correspondiente desplazamiento lateral en la parte superior del muro, la magnitud de la carga última así como el desplazamiento último se presentan en las columnas restantes. Los valores de desplazamiento presentados en las columnas 6 y 8 fueron "desplazamientos globales en el plano" medidos por los transductores de desplazamiento ubicados en los actuadores hidráulicos; lo cual condujo a un registro más consistente del desplazamiento lateral, el cual no se vió afectado por imperfecciones locales en la superficie del muro.



**Figura 5.8** Patrón de agrietamiento diagonal en un modelo fallado

En esta sección se presenta la descripción del comportamiento de los modelos, en donde se situó especial atención en los siguientes aspectos: evolución del agrietamiento durante el transcurso de la prueba, magnitud de la carga correspondiente al primer agrietamiento diagonal principal y magnitud de la carga última.

### 5.6.2 Espécimen R1

Este espécimen en particular no contó con acero de refuerzo. El comportamiento de este espécimen proporcionó un punto de referencia para establecer comparaciones con los demás modelos. Como se presenta en la fig. 5.9, el agrietamiento inclinado desarrollado durante la prueba resultó característico de aquél observado en miembros estructurales frágiles sujetos a cargas alternas en su plano. La mayoría de las grietas existentes en el muro al alcanzarse el punto de terminación de la prueba, se formaron durante los primeros ciclos de deformación inelástica y se expandieron a la par del transcurso del ensaye. El deterioro en la capacidad de carga así como la degradación de rigidez ocurrieron como resultado del desgranamiento del mortero a lo largo de las juntas horizontales y del aplastamiento de las piezas de concreto adyacentes a las grietas en las juntas verticales y horizontales. La magnitud de la carga lateral para la cual se presentó la primera grieta diagonal principal correspondió con la magnitud de la carga última.

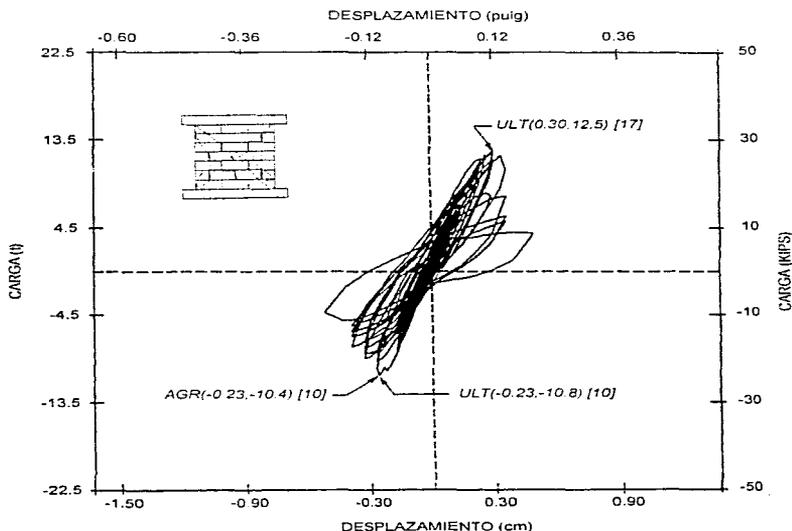


Figura 5.9 Curva histerética para el modelo R1 ( $1t = 9.81$  kN)

### 5.6.3 Espécimen R2 ( $\rho_h=0.0242\%$ )

Este modelo contó con refuerzo de alambre intercalado entre hiladas (@ 40.6 cm). El agrietamiento para este muro se presentó para una carga lateral aproximadamente 20% mayor que aquella requerida para producir el agrietamiento en el muro que careció de refuerzo interior. La grietas tendieron a permanecer cerradas, y en comparación con el espécimen anteriormente descrito, el desgranamiento del mortero así como el aplastamiento de los bloques adyacentes a las grietas de las juntas resultó ser menor. Además la distribución del agrietamiento resultó ser más uniforme a su vez que la magnitud de la carga última se incrementó debido a la presencia de refuerzo horizontal. La configuración final del patrón de agrietamiento se muestra en la fig. 5.10.

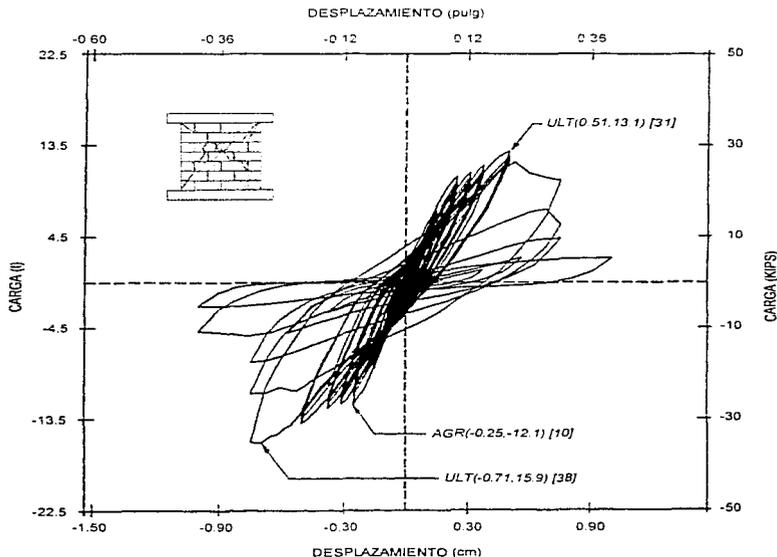


Figura 5.10 Curva histerética para el modelo R2 ( $1t = 9.81 \text{ kN}$ )

### 5.6.4 Espécimen R3

Este modelo fue dañado durante el manejo antes de ser colocado en el dispositivo de carga. Por lo tanto, no fue ensayado.

### 5.6.5 Espécimen R4 ( $\rho_v=0.0566\%$ )

Este espécimen contó con refuerzo de alambre en todas las hiladas (@ 20.3 cm). El comportamiento de este muro fue similar a aquél exhibido por el muro R2. El agrietamiento se distribuyó uniformemente a lo largo de toda la superficie del muro, la extensión de las grietas no fue considerable y hubo poco aplastamiento así como desprendimiento adyacente a las juntas horizontales. Los niveles de carga necesarios para alcanzar el primer agrietamiento y la resistencia última fueron superiores a aquéllos obtenidos por el espécimen R1. La configuración final del daño se muestra en la fig. 5.11.

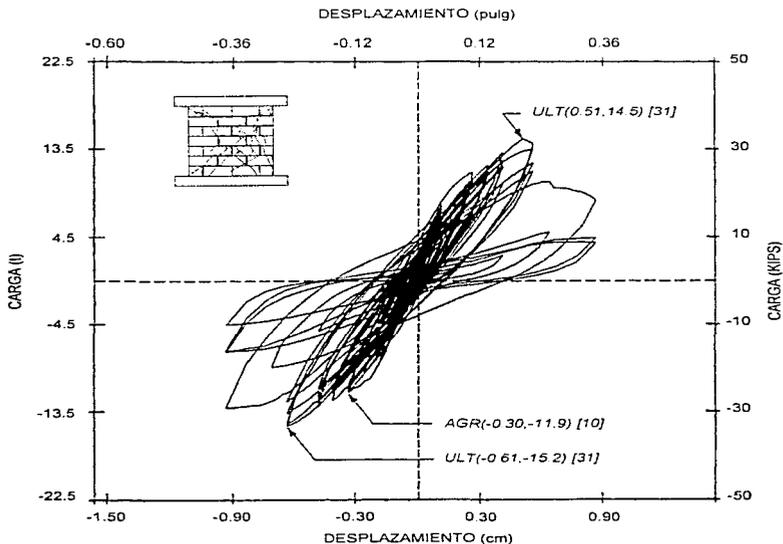


Figura 5.11 Curva histerética para el modelo R4 ( $1t = 9.81 \text{ kN}$ )

### 5.6.6 Espécimen R5 ( $\rho_h=0.0936\%$ )

Este espécimen fue reforzado con una viga de amarre ubicada a media altura la cual contó con 2 var. del # 4 (0.094%). Este muro desarrolló niveles de carga correspondientes tanto al primer agrietamiento como a la resistencia última significativamente superiores de aquéllos desarrollados por el modelo R1. La presencia de la viga de amarre confinó la propagación del agrietamiento a la mitad inferior del espécimen para los primeros veinte ciclos de carga; a su vez, el agrietamiento no presentó una distribución uniforme a lo largo de la superficie del espécimen y el desplazamiento relativo de los bloques de concreto propició el aplastamiento y el desgranamiento del mortero y de los bloques mismos. El patrón final de agrietamiento se presenta en la fig. 5.12.

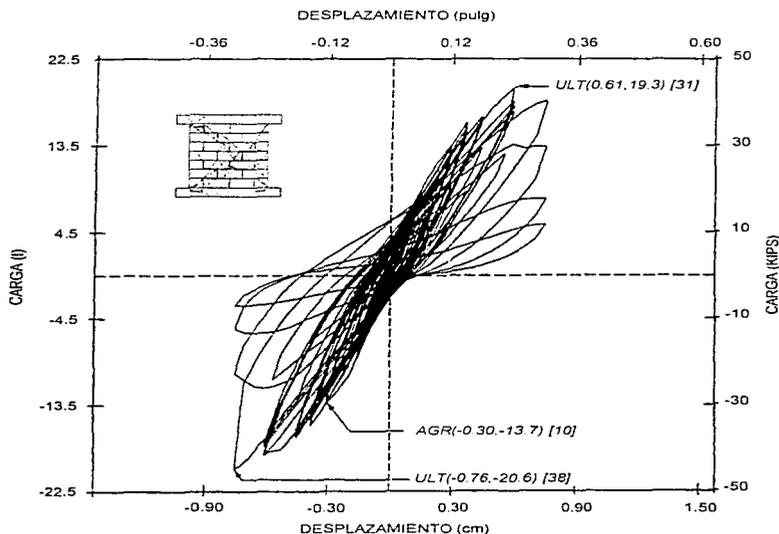


Figura 5.12 Curva histerética para el modelo R5 ( $1t = 9.81 \text{ kN}$ )

### 5.6.7 Espécimen R6 ( $\rho_h=0.218\%$ )

Este modelo fue reforzado con una viga de amarre ubicada a media altura la cual contó con 3 var. del # 5 (0.218%). La viga de amarre resultó eficaz en prevenir la propagación de las grietas debidas a cortante en toda la superficie del modelo durante los primeros 22 ciclos de carga. Durante ese tiempo, el agrietamiento fue confinado principalmente a la mitad inferior del modelo, debido quizá a la existencia de pequeñas grietas por contracción en el mortero en esa sección en particular antes del comienzo de la prueba. Al continuar con la aplicación de los ciclos de carga, las grietas se ensancharon presentándose el aplastamiento de los bloques y el desgranamiento del mortero en regiones adyacentes a las mismas, como había ocurrido en ensayos previos. En el punto de falla, se presentó aplastamiento de bloques en las esquinas. El patrón final de agrietamiento se muestra en la fig. 5.13.

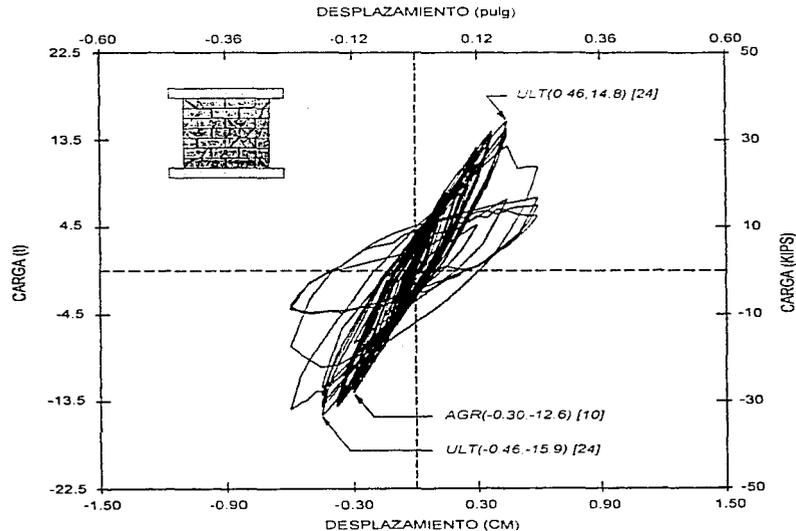


Figura 5.13 Curva histerética para el modelo R6 ( $1t = 9.81 \text{ kN}$ )

### 5.6.8 Especimen R7 ( $\rho_n=0.145\%$ )

Este muro fue reforzado con dos vigas de amarre ubicadas en la segunda y sexta hilada de bloques. Cada viga de amarre contó con una l var. del # 5 (0.145% total). Las vigas de amarre fueron eficaces en confinar las grietas principales a la región central del modelo. Las grietas atravesaron las hiladas de bloques donde se encontraban las vigas de amarre después de la aplicación de varios ciclos de desplazamiento a una amplitud considerable. Al alcanzarse la carga última pico, existieron grietas que se extendieron diagonalmente a través de los bloques de las esquinas. Este patrón de agrietamiento fue visible en ambas caras del muro. Ciclos adicionales de carga propiciaron el aplastamiento de los bloques de esquina así como desprendimiento a lo largo de los bordes verticales (fig. 5.14).

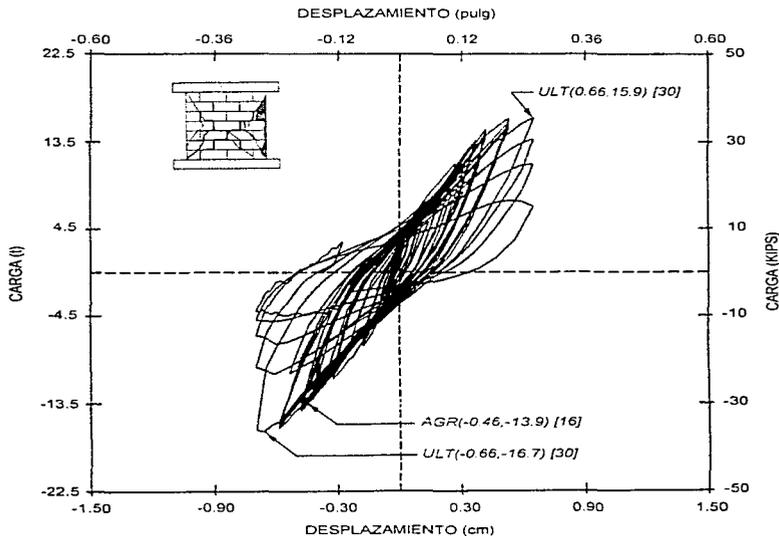


Figura 5.14 Curva histerética para el modelo R7 ( $1t = 9.81 \text{ kN}$ )

### 5.6.9 Especimen R8 ( $\rho_n=0.218\%$ )

Este muro fue idéntico al muro R6. Sin embargo, la manera en que fue ensayado se apartó del procedimiento habitual utilizado para los demás especímenes. Para todos los demás especímenes, la carga axial fue incrementada inicialmente hasta alcanzar la magnitud predefinida y posteriormente el

desplazamiento *axial* se mantuvo constante para los ciclos de carga subsecuentes. Esto propició un ligero incremento de la carga axial al ir incrementándose el desplazamiento lateral impuesto así como un ligero decremento en la misma cuando ocurría cualquier aplastamiento o desgranamiento de mortero.

Para el espécimen R8, el dispositivo de prueba fue programado para imponer una carga axial constante independientemente de la magnitud del desplazamiento lateral o de cambios en la dimensión vertical del espécimen causados por cualquier deterioro del modelo.

El comportamiento de este muro resultó ligeramente diferente de aquél presentado por los demás modelos. Puesto que la carga axial no se incrementó apreciablemente a la par del incremento en la magnitud del desplazamiento inducido, prevaleció una disminución en la tendencia de las grietas a penetrar los bloques; en cambio, las deformaciones horizontales fueron resultado principalmente del deslizamiento de los bloques a lo largo de las juntas horizontales. Las grietas diagonales penetraron a través de los bloques solamente después de la aplicación de diversos ciclos de carga en donde se alcanzaron amplitudes de desplazamiento considerables. Después de alcanzarse la carga última se produjo aplastamiento y desprendimiento de las piezas ubicadas en las esquinas del modelo. El patrón final de agrietamiento se presenta en la fig. 5.15.

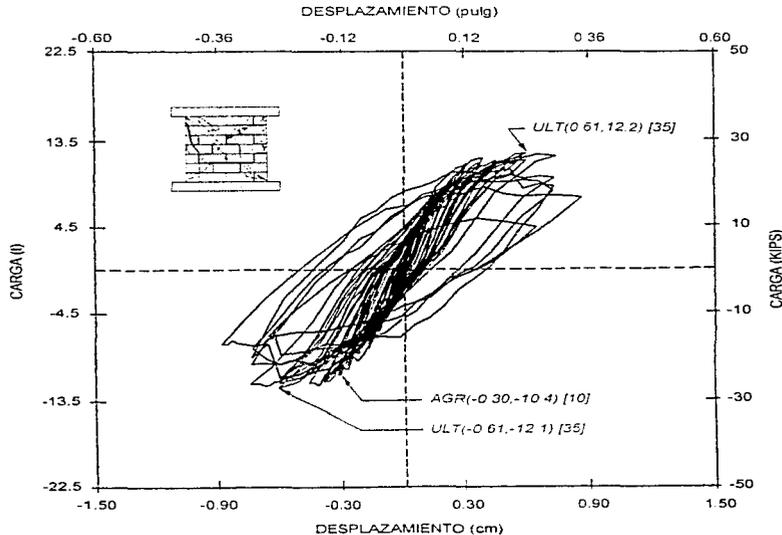


Figura 5.15 Curva histerética para el modelo R8 ( $1t = 9.81 \text{ kN}$ )

### 5.6.10 Especímen R9 ( $\rho_s=0.076\%$ )

Este muro contó con una viga de amarre localizada a media altura la cual fue reforzada con 2 var. del # 3; también se le colocó al modelo refuerzo de alambre dispuesto a cada dos hiladas (0.076% total). Al igual que otros especímenes que contaron con una viga de amarre central, las grietas diagonales principales se extendieron en la mitad inferior del espécimen. La anchura de las grietas permaneció baja hasta alcanzarse la carga última y las grietas se extendieron principalmente a lo largo de una de las diagonales. Las grietas que se formaron después de haberse alcanzado la carga última se extendieron a lo largo de ambas diagonales. El patrón final de agrietamiento se muestra en la fig. 5.16.

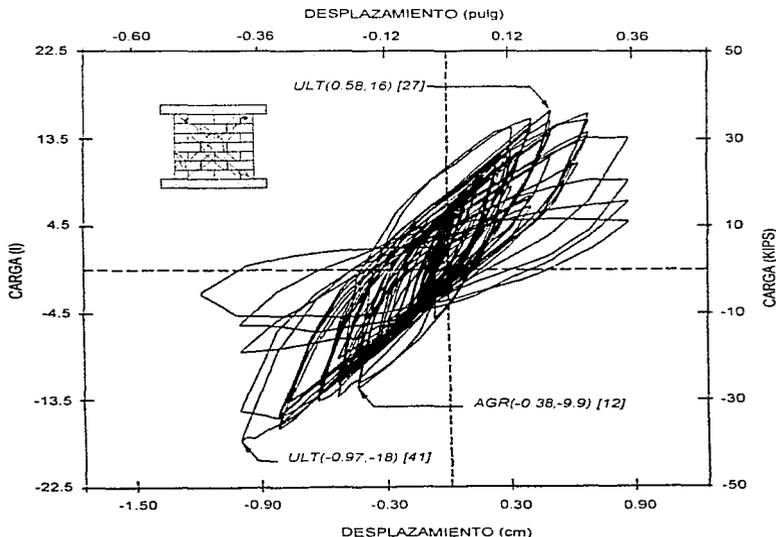


Figura 5.16 Curva histerética para el modelo R9 ( $1t = 9.81 \text{ kN}$ )

### 5.6.11 Espécimen R10 ( $\rho_h=0.215\%$ )

Este modelo contó con una viga de amarre ubicada a media altura la cual fue reforzada con 2 var. del # 4 y 1 var. del # 5; el espécimen también fue reforzado con alambre en cada hilada (0.215% total). Este muro en particular presentó la carga de agrietamiento más alta así como la segunda carga última más alta de la serie de ensayos. El patrón final de agrietamiento, como se presenta en la fig. 5.17, mostró una distribución uniforme del daño sobre la superficie del muro. Cabe destacar que este espécimen contó con la misma cuantía de refuerzo que los muros R6 y R8, sin embargo su respuesta se caracterizó por una mayor rigidez y resistencia.

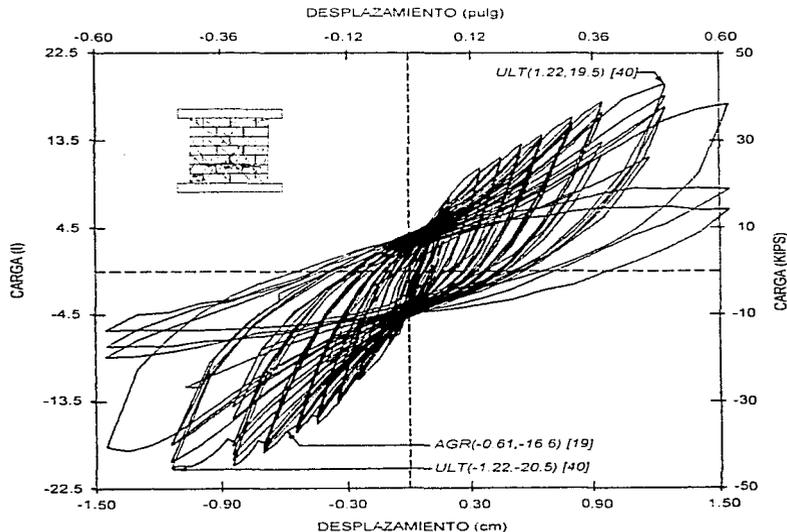


Figura 5.17 Curva histerética para el modelo R10 ( $1t = 9.81 \text{ kN}$ )

### 5.6.12 Espécimen R11 ( $\rho_n=0.145\%$ )

Este espécimen fue idéntico al espécimen R7, el cual contó con dos vigas de amarre reforzadas y sin refuerzo horizontal entre hiladas. La carga de agrietamiento así como la carga última presentaron magnitudes comparables con aquéllas obtenidas para el modelo R7 (fig. 5.18).

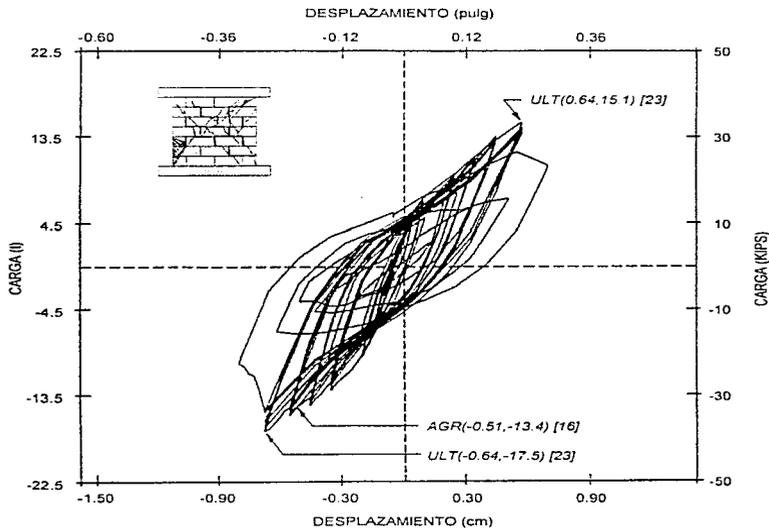


Figura 5.18 Curva histerética para el modelo R11 ( $1t = 9.81 \text{ kN}$ )

## 5.7 RESULTADOS CUANTITATIVOS

Las curvas carga - desplazamiento para todos los modelos ensayados se presentan en las figs. 5.9 a 5.18. La carga referenciada sobre el eje de las ordenadas correspondió a la carga horizontal actuante sobre el plano del muro registrada a partir de las lecturas de los transductores de carga ubicados en los actuadores hidráulicos. Los valores de desplazamiento ubicados a lo largo del eje de las abscisas correspondieron a los desplazamientos globales en el plano de los especímenes. Cabe destacar que la dirección inicial de la carga fue hacia el Este (*desplazamientos negativos*), por lo que la primera incursión carga - desplazamiento sobre las curvas de respuesta ocurrió en el tercer cuadrante.

Sobre las curvas carga - desplazamiento destacaron dos eventos significativos: la carga correspondiente al primer agrietamiento y la carga última pico. Los números que aparecen entre paréntesis indican las coordenadas para cada evento. Los números que aparecen entre corchetes corresponden a los ciclos aplicados hasta el momento de la ocurrencia del evento. Las curvas carga - desplazamiento para cada ciclo de carga fueron utilizadas para calcular la absorción de energía del muro durante el ciclo. En las figs. 5.19 a 5.22 se muestran las gráficas de disipación de energía para cada modelo. La cantidad de energía disipada se obtuvo al calcular el área comprendida dentro de un lazo histerético dado. Las gráficas fueron agrupadas en cuatro series: 1) muros que carecieron de vigas de amarre, 2) muros que contaron con vigas de amarre los cuales carecieron de refuerzo horizontal en las juntas, 3) muros que contaron con vigas de amarre ubicadas en su media altura además de refuerzo horizontal en las juntas y 4) muros reforzados con dos vigas de amarre los cuales no contaron con refuerzo horizontal entre hiladas.

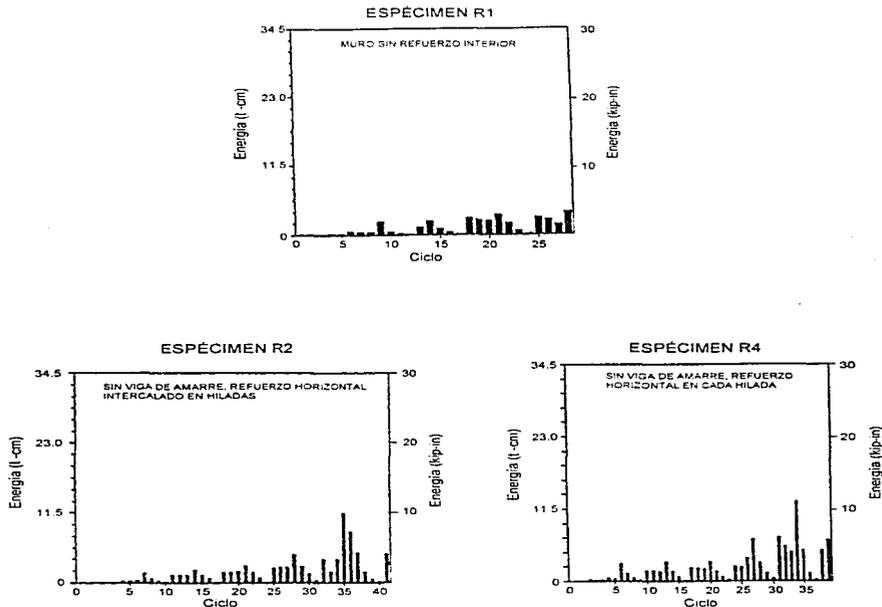
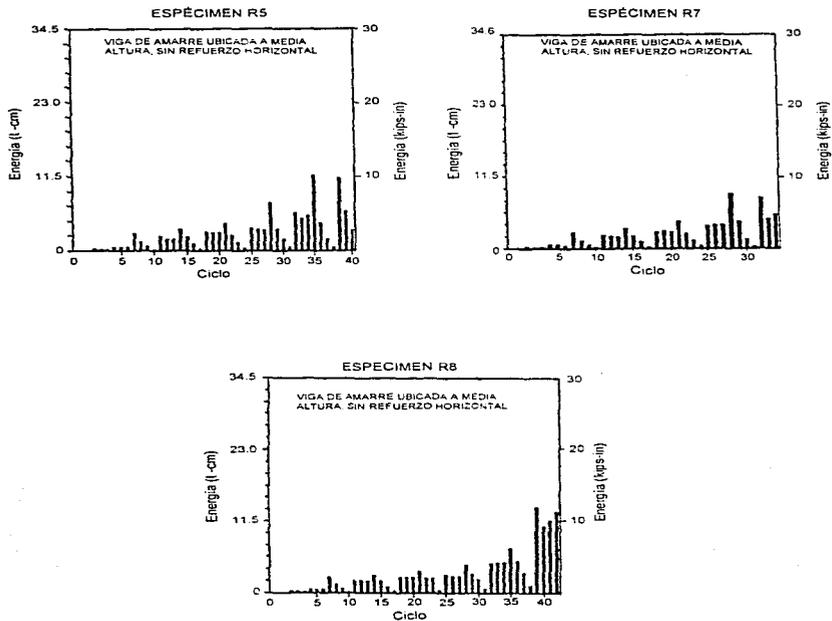
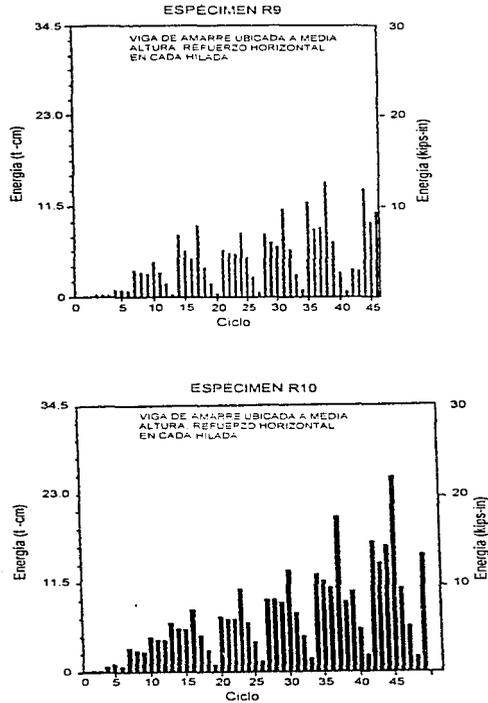


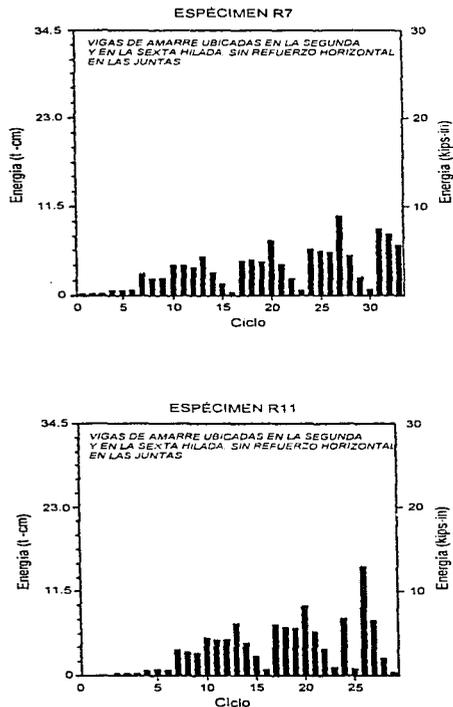
Figura 5.19 Gráficas de disipación de energía - muros sin vigas de amarre



**Figura 5.20** Gráficas de disipación de energía - muros con vigas de amarre a media altura y sin refuerzo horizontal en las juntas



**Figura 5.21** Gráficas de disipación de energía - muros con vigas de amarre a media altura y refuerzo horizontal en las juntas



**Figura 5.22 Gráficas de disipación de energía - muros con dos vigas de amarre y sin refuerzo en las juntas**

## 5.8 DISCUSIÓN DE RESULTADOS DE PRUEBA

Haciendo referencia a la tabla 5.2 y estableciendo una comparación de los resultados para el modelo R1 con aquéllos obtenidos para los modelos R2 y R4 permitieron advertir un incremento en la magnitud de la carga última provocado por la presencia del refuerzo horizontal (colocado ya sea en cada hilada o intercalado entre las mismas); esto debido a la presencia de un mecanismo de resistencia adicional constituido por el trabajo de tensión del acero de refuerzo, mismo que se presentó después de la formación de las grietas inclinadas. A partir del estudio de las figs. 5.9, 5.10 y 5.11, fue posible advertir

que el desplazamiento así como el número de ciclos correspondientes a la carga última de los modelos R2 y R4 duplicaron los correspondientes valores obtenidos para el modelo R1. La comparación de resultados entre los especímenes R2 y R4 indicó que no prevaleció una diferencia significativa en la respuesta de los muros como una función del espaciamiento del acero de refuerzo horizontal.

Los datos comparativos de la tabla 5.2 para los muros R1 y R5 o R6 destacaron un incremento significativo en los niveles de carga última como resultado de utilizar vigas de amarre reforzadas. Al considerar los resultados de prueba de los modelos R5 y R6 como una serie de resultados para los muros con *vigas de amarre*, y a su vez, estableciendo una comparación con la serie de resultados para los muros que contaron con refuerzo en las juntas conformada por los modelos R2 y R4, resultó factible concluir que la contribución individual de cada tipo de refuerzo en el incremento de la carga última fue prácticamente la misma. Más aún, los valores obtenidos de deflexión al alcanzarse la carga última, número de ciclos para carga última así como de la carga correspondiente al primer agrietamiento, resultaron comparables.

Con respecto a los desplazamientos correspondientes a la carga última, estos se mantuvieron entre 0.48 cm (R=0.33%) y 0.64 cm (R=0.45%) para todos los especímenes reforzados interiormente con excepción del espécimen R10 (el cual contó con una viga de amarre ubicada a media altura y refuerzo horizontal en cada hilada). El valor de desplazamiento comparable para el muro R10 fue de aproximadamente 1.27 cm (R=0.89%). El nivel de carga correspondiente al primer agrietamiento para este espécimen resultó significativamente mayor al compararlo con cualquier otro registrado en esta serie de ensayos. Para el caso de este muro se obtuvo el segundo valor más alto de resistencia última a cortante de la serie, y al establecer una comparación de la resistencia última de este modelo con aquella obtenida para los modelos R6 y R8, los cuales tuvieron prácticamente la misma cuantía de acero de refuerzo, resultó factible atribuir a los valores significativamente superiores presentados por el muro R10 la contribución del refuerzo en las juntas.

Las siguientes observaciones resumen los resultados preliminares obtenidos a partir de este serie de ensayos:

- ◆ *Cantidades pequeñas de refuerzo horizontal resultan ser efectivas en incrementar la resistencia post - agrietamiento.*
- ◆ *El incremento en la resistencia al corte en el plano no es proporcional al incremento de la cuantía de refuerzo horizontal.*
- ◆ *El refuerzo interior dispuesto intercalando entre hiladas es tan eficaz en incrementar la resistencia al corte en el plano como cuando se le coloca en cada hilada.*

Tabla 5.1 Descripción de los especímenes de prueba

Nombre del Especimen	Relación de Aspecto	No. de Vigas de Amarre	Ubicación de las Vigas de Amarre	Refuerzo en cada Viga	Patrón del Refuerzo en las juntas	Cantidad de Refuerzo en las Juntas	Cuantía de Refuerzo Horizontal (total, en %)
R1	1.17	0			Sin Refuerzo		--
R2	1.17	0			Intercalado entre Hiladas	Alambre Galvanizado Calibre 9 @ 40.6 cm	0.0242
R3*	--	--	--	--	--	--	--
R4	1.17	0			En cada Hilada	Alambre Galvanizado Calibre 9 @ 20.3 cm	0.0566
R5	1.17	1	Media Altura	2 Varillas No. 4	Sin Refuerzo		0.0936
R6	1.17	1	Media Altura	3 Varillas No. 5	Sin Refuerzo		0.218
R7	1.17	2	Segunda y Sexta Hilada	1 Varilla No. 5	Sin Refuerzo		0.145
R8	1.17	1	Media Altura	3 Varillas No. 5	Sin Refuerzo		0.218
R9	1.17	1	Media Altura	1 Varilla No. 3	Intercalado entre Hiladas	Alambre Galvanizado Calibre 9 @ 40.6 cm	0.0757
R10	1.17	1	Media Altura	2 Varillas No. 4 1 Varilla No. 5	En cada Hilada	Alambre Galvanizado Calibre 9 @ 20.3 cm	0.215
R11	1.17	2	Segunda y Sexta Hilada	1 Varilla No. 5	Sin Refuerzo		0.145

\* Especimen dañado antes de su ensaye

**Tabla 5.2 Carga y desplazamiento correspondientes al primer agrietamiento y a la resistencia última**

Modelo	No. de Vigas de Amarre	Refuerzo en las Juntas (alambre)	Cuantía de Acero %	Carga de Agrietamiento (t)	Desplazamiento Correspondiente al Primer Agrietamiento (cm)	Carga Última (t)	Desplazamiento Correspondiente a la Carga Última (cm)
R1	0	Ninguno	0	10.8		12.5 (9.8)	0.30
R2	0	Calibre 9 @ 40.6 cm	0.0242	12.1	0.23	-10.8 ( 8.5)	-0.23
R4	0	Calibre 9 @ 20.3 cm	0.0566	11.9	0.25	13.1 ( 10.3)	0.51
R5	1	Ninguno	0.0936	13.7	0.30	-15.9 ( 12.6)	-0.71
R6	1	Ninguno	0.218	12.6	0.30	14.5 ( 11.4)	0.51
R7	2	Ninguno	0.145	13.9	0.30	-15.2 ( 12.0)	-0.61
R8	1	Ninguno	0.218	10.6	0.30	19.3 ( 15.2)	0.61
R9	1	Calibre 9 @ 40.6 cm	0.0757	9.9	0.30	-20.6 ( 16.2)	-0.76
R10	1	Calibre 9 @ 20.3 cm	0.215	16.6	0.46	14.8 ( 11.7)	0.46
R11	2	Ninguno	0.145	13.4	0.46	-15.9 ( 12.6)	-0.46
					0.61	16.0 ( 12.6)	0.66
					0.30	-16.7 ( 13.2)	-0.66
					0.38	12.2 ( 9.6)	0.61
					0.61	-12.1 ( 9.6)	-0.61
					0.38	16.5 ( 13.0)	0.58
					0.61	-18.0 ( 14.2)	-0.97
					0.51	19.5 ( 15.5)	1.22
						-20.5 ( 16.2)	-1.22
						15.1 ( 11.9)	0.64
						-17.5 ( 13.8)	-0.64

Nota 1 : Los números entre paréntesis representan esfuerzos referidos al área neta en kg/cm<sup>2</sup>

Nota 2 : 1 kg/cm<sup>2</sup> = 0.0981 MPa

Nota 3 : 1t = 9.81 kN

## **5.9 REQUERIMIENTOS MÍNIMOS DE ACERO DE REFUERZO HORIZONTAL PARA EL DISEÑO SISMO - RESISTENTE DE MUROS ESTRUCTURALES DE MAMPOSTERÍA (SCHULTZ, 1996)**

### **5.9.1 Introducción**

La práctica actual de diseño sísmico reconoce el papel fundamental que desempeña el acero de refuerzo horizontal en la resistencia de muros estructurales sujetos a cargas laterales alternas. Sin embargo, ha prevalecido cierto desacuerdo en relación a la cuantía mínima necesaria para garantizar un comportamiento sísmico satisfactorio. Esta falta de consenso se ha atribuido en parte a la ausencia de modelos precisos que sean capaces de representar los cambios en la respuesta ante cargas cíclicas cuando el umbral del valor mínimo es rebasado.

El estudio expuso una descripción de modelos conceptuales con la finalidad de establecer requerimientos mínimos de refuerzo horizontal para muros estructurales de mampostería. El programa de investigación se llevó al cabo en el Instituto Nacional de Normas y Tecnología (NIST) de los Estados Unidos de América. En él se buscó dar un tratamiento extensivo al refuerzo horizontal mínimo, incluyendo las siguientes variables: relleno parcial de los huecos de las piezas, tipo de refuerzo horizontal (armadura de alambre, barras corrugadas), magnitud del esfuerzo axial de compresión, esfuerzo de fluencia y resistencia a la compresión de la mampostería.

Dos conceptos diferentes relacionados con los requerimientos mínimos de refuerzo horizontal fueron explorados, derivándose expresiones analíticas para la obtención de la cuantía mínima necesaria para prevenir una falla potencialmente frágil al presentarse el agrietamiento inclinado. Las expresiones fueron verificadas utilizando datos experimentales, y se propuso una expresión simplificada para evaluar la cuantía mínima de refuerzo horizontal para su utilización en la normativa concerniente al diseño sismo - resistente de muros estructurales de mampostería.

### **5.9.2 Antecedentes**

La evidencia experimental ha mostrado que la habilidad de un muro agrietado diagonalmente para resistir la fuerza lateral que inicia el agrietamiento inclinado está relacionada con un comportamiento dúctil después del agrietamiento. El refuerzo horizontal constituye el medio principal por el cual la resistencia post - agrietamiento de un panel puede incrementarse, y por consiguiente permitir el acrecentamiento de la respuesta dúctil. Consecuentemente, el establecimiento de límites racionales para el refuerzo horizontal debe basarse en parte en la transferencia confiable de fuerza y energía de un estado sin agrietamiento a un estado agrietado.

Los límites en la cuantía mínima de refuerzo horizontal han aparecido en los reglamentos de construcción por muchos años. El desarrollo histórico de estos límites se ha basado en el control del agrietamiento provocado por cambios volumétricos (cambios de temperatura, contracción y expansión de la humedad), en lugar de sustentarse en el comportamiento ante cargas laterales. Muchos reglamentos en los Estados Unidos de América y en otros países especifican una cuantía mínima de refuerzo horizontal de 0.07% para este propósito. Más aún, debido a la no existencia de valores disponibles, 0.07% se ha convertido en un valor límite inferior conveniente en la normatividad correspondiente a la resistencia de cargas laterales. En los Estados Unidos de América por ejemplo, las estipulaciones actuales del UBC (1991) y del documento ACI-ASCE-TMS (1992) requieren una cuantía mínima de refuerzo horizontal de 0.07% para las zonas sísmicas 2, 3 y 4 consideradas en el UBC. Las NTCM establecen una cuantía mínima de refuerzo horizontal; en ellas se señalan dos límites inferiores. El primero, contemplado para muros sujetos a cargas verticales poco considerables, garantiza que la resistencia del acero de refuerzo

ante carga lateral sea igual a la resistencia nominal de agrietamiento de un muro sin refuerzo incrementada 20%. El segundo límite se obtuvo al considerar muros sujetos a carga vertical, y de igual forma que el primer límite éste garantiza que la capacidad del acero de refuerzo horizontal exceda a la resistencia del propio muro sin refuerzo horizontal.

Englekirk *et al.* (1984) sugirieron un criterio basado en la resistencia para establecer la cuantía mínima de refuerzo en muros de mampostería de piezas de concreto basado en una analogía entre el concreto reforzado y la mampostería construida con piezas de concreto. El requerimiento mínimo establecido por el ACI (1989) de refuerzo por cortante para vigas de concreto fue transformado en una cuantía mínima de refuerzo para la mampostería. La recomendación propuesta por Englekirk puede citarse como una cuantía mínima de refuerzo igual a  $k/f_b$ , donde  $k$  es igual a 0.207 MPa (2.11 kg/cm<sup>2</sup>). Esto se traduce a una cuantía mínima de 0.05% del área bruta de una sección vertical de un panel, considerando un esfuerzo de fluencia para el acero de 4 200 kg/cm<sup>2</sup>. Sin embargo, esta formulación ignora ciertas variables que afectan la resistencia de un muro, y a su vez recomienda valores mínimos que la experiencia ha mostrado como insuficientes para ciertas condiciones.

Las normas de diseño recomendadas para el diseño sísmico contenidas en el documento 318 del ACI (1989) estipulan un refuerzo horizontal mínimo igual a 0.25% para muros de concreto reforzado. Este límite también ha sido incluido en reglamentos anteriores, y ha sido validado por observaciones favorables del comportamiento de muros estructurales durante sismos. No obstante, era evidente la necesidad de verificar la aplicabilidad en muros estructurales de mampostería de un límite de refuerzo horizontal que ha sido mostrado a través de su desempeño histórico que cumple con las necesidades de muros de concreto.

### 5.9.3 Objetivos

Dos criterios independientes fueron investigados en el estudio con la finalidad de lograr establecer límites inferiores racionales de acero de refuerzo horizontal en muros de mampostería. El primer criterio requirió que la resistencia al cortante de un muro agrietado igualara o excediera aquella fuerza cortante asociada con el inicio del agrietamiento inclinado. El segundo criterio partió de la base de que el refuerzo horizontal debería poseer suficiente capacidad para absorber la energía elástica de deformación por cortante que se libera cuando una grieta diagonal se forma. Para implementar estos criterios fueron utilizadas fórmulas empíricas para predecir la resistencia al corte de muros de mampostería.

Fórmulas propuestas por Shing *et al.* (1989a; 1990b) y Shing, Schuller y Hoskere (1990a) fueron utilizadas para evaluar la resistencia al agrietamiento ( $V_c$ ), la resistencia última ( $V_m$ ) de la mampostería y la contribución del acero de refuerzo horizontal ( $V_s$ ). Estas expresiones gozan de grados similares de exactitud en comparación que otras expresiones disponibles (Fattal y Todd, 1991), y producen variaciones similares en la resistencia al corte con las variables más importantes. Además, la amplia investigación experimental de Shing incluyó no solamente expresiones analíticas para evaluar la resistencia al corte de la mampostería y del acero, sino también generó expresiones cuidadosamente calibradas para evaluar la resistencia al agrietamiento (Shing, *et al.*, 1989).

### 5.9.4 Criterio de Resistencia

Para evitar los efectos indeseables de disponer con una resistencia al corte insuficiente al presentarse el agrietamiento inclinado, se consideró que el acero de refuerzo horizontal debería poseer suficiente capacidad  $V_s$  para resistir aquella porción de la resistencia al agrietamiento  $V_c$  que no puede ser

resistida por la mampostería después del agrietamiento  $V_m$ , o

$$V_m + V_s \geq V_c \quad (5.1)$$

Para incrementar la probabilidad de que la condición en la ec. 5.1 se satisficiera, la resistencia al agrietamiento  $V_c$  fue aumentada por un factor adimensional de sobrerresistencia  $\alpha$  como sigue

$$V_m + V_s \geq \alpha V_c \quad (5.2)$$

donde  $\alpha > 1$ .

La fórmula propuesta por Shing *et al.* (1989a; 1990b) y Shing, Schuller y Hoskere (1990a) para evaluar la resistencia residual al cortante de la mampostería  $V_m$  fue desarrollada para la mampostería con los huecos de las piezas totalmente rellenos, para la cual no existe distinción entre el área neta y el área bruta de la sección transversal. Tomando en consideración que la cuantía de refuerzo vertical  $\rho_v$ , se define usualmente en términos del área bruta, la expresión de Shing para obtener  $V_m$  fue modificada para mampostería con los huecos de las piezas parcialmente rellenos como

$$V_m = \left[ a_1 \left( \left( \frac{t}{t_c} \right) \rho_v f_{yv} + \sigma_c \right) + b_1 \right] A_n \sqrt{f'_m} \quad (5.3)$$

donde el esfuerzo axial de compresión  $\sigma_c$  y la resistencia a la compresión de la mampostería  $f'_m$  están referidas sobre el área neta de la mampostería.

La contribución del acero de refuerzo horizontal a la resistencia, propuesta por Shing *et al.* (1989a; 1990b) y Shing, Schuller y Hoskere (1990a) se reagrupó de la siguiente forma

$$V_s = (L - 2d' - s) \left( \frac{A_h}{s} \right) f_{yh} \quad (5.4)$$

Después de multiplicar el lado derecho de la ec. 5.4 por la fracción unitaria  $A/tL$  y simplificando, la componente de la resistencia al corte del acero horizontal se expresó como

$$V_s = \frac{2}{3} A \rho_h f_{yh} \quad (5.5)$$

donde el término  $(L - 2d' - s)$  fue tomado igual a  $2L/3$ . La elección fue arbitraria; este valor fue considerado como razonable para el término  $(L - 2d' - s)$ , el cual generalmente se encuentra comprendido entre  $L/2$  y  $4L/5$ . Debe señalarse que la ec. 5.5 implica que el acero de refuerzo horizontal se encuentra anclado de manera adecuada, tal que la resistencia de fluencia de la barra pueda desarrollarse.

La resistencia al agrietamiento diagonal de la mampostería se representó mediante la siguiente expresión:

$$V_c = (a_2 \sigma_c + b_2) A_n \sqrt{f'_m} \quad (5.6)$$

en donde las constantes  $a_2$  y  $b_2$ , son iguales a 0.0759 y 0.208 para  $\sigma_c$  y  $f'_m$  en MPa,  $A_n$  en  $\text{mm}^2$  y  $V_n$  en N. Esta fórmula representa el mejor ajuste de una aproximación lineal a las observaciones experimentales reportadas por Shing *et al.* (1989). Debe destacarse que Shing encontró que la resistencia al agrietamiento era proporcional tanto al esfuerzo axial de compresión ( $\sigma_c$ ) como a la resistencia a la compresión de la mampostería ( $f'_m$ ). Es de igual importancia señalar que las contribuciones de la mampostería y del esfuerzo axial de compresión resultaron mayores para la resistencia al agrietamiento que para la resistencia post - agrietamiento de la mampostería. Esto fue evidenciado por los valores de las constantes contenidas en dichas expresiones.

Al sustituir las ecs. 5.3, 5.5 y 5.6 en la ec. 5.2 y después de realizar algunas modificaciones, la expresión para la cuantía mínima de refuerzo horizontal quedó de la siguiente forma

$$\rho_h \geq \frac{3}{2} \left( \frac{t_v}{t} \right) \left( \frac{\sqrt{f'_m}}{f_{yh}} \right) \left[ (\alpha a_2 - a_1) \sigma_c + (\alpha b_2 - b_1) - a_1 \left( \frac{t}{t_v} \right) \rho_v f_{sv} \right] \quad (5.7)$$

Se utilizó un valor de  $\alpha=1.15$ , puesto que se consideró a éste último como el valor creíble más pequeño asociado a la variación esperada en la resistencia al agrietamiento diagonal en la construcción con mampostería correctamente ejecutada. Por consiguiente la ec. 5.7 quedó de la siguiente manera

$$\rho_h \geq \frac{3}{2} \left( \frac{t_v}{t} \right) \left( \frac{\sqrt{f'_m}}{f_{yh}} \right) \left[ a_3 \sigma_c + b_3 - a_1 \left( \frac{t}{t_v} \right) \rho_v f_{sv} \right] \quad (5.8)$$

donde  $a_3$  y  $b_3$ , respectivamente, son iguales a 0.0656 y 0.0727 en unidades del Sistema Internacional.

La ec. 5.8 fue simplificada aún más, obteniendo para ello una estimación del valor del último término del lado derecho, el que corresponde a la resistencia por acción de dovela del acero de refuerzo vertical. La acción de dovela del refuerzo vertical contribuye en la resistencia a la carga lateral, por ende la inclusión del término asociado con la resistencia por acción de dovela en la ec. 5.8 reduce el valor calculado para la cuantía mínima de refuerzo. Después de haberse adoptado un valor relativamente pequeño de 0.25% para  $\rho_v$  y de considerar acero grado 42, se obtuvo un valor para el término asociado con la acción de dovela de 0.0224 (Sistema Internacional de Unidades) para la construcción con piezas donde los huecos se encuentren totalmente rellenos ( $t_v/t=1$ ). Esta cantidad fue subdividida en partes iguales y cada una ellas fue combinada con los términos que involucran a la resistencia a compresión de la mampostería y al esfuerzo axial de compresión. Considerando un esfuerzo axial de compresión de 0.69 MPa (7 kg/cm<sup>2</sup>), mismo que sería representativo de la carga gravitacional que obraría en construcciones de mediana altura a base de mampostería, se llegó a la siguiente expresión

$$\rho_h \geq \frac{3}{2} \left( \frac{t_v}{t} \right) \left( \frac{\sqrt{f'_m}}{f_{yh}} \right) (a_4 \sigma_c + b_4) \quad (5.9)$$

donde  $a_4$  y  $b_4$ , respectivamente, son iguales a 0.0482 y 0.0623 en unidades del Sistema Internacional.

Para la construcción con piezas donde los huecos se encuentran parcialmente rellenos, la contribución por acción de dovela del acero de refuerzo vertical es mayor en comparación con la mampostería donde los huecos de las piezas se encuentran totalmente rellenos, puesto que el cociente  $t/t_v$

en el último término del lado derecho de la ec. 5.8 excede a la unidad. No obstante, en vista del hecho de que el término asociado con la acción de dovela fue reemplazado con una estimación relativamente pequeña, la utilización de la ec. 5.9 para mampostería en donde los huecos de las piezas se encuentren parcialmente rellenos implica solamente un incremento adicional del lado de la seguridad.

### 5.9.5 Criterio de Energía

Cuando un panel de mampostería desarrolla una grieta inclinada, no es suficiente para el refuerzo horizontal cumplir con el criterio de resistencia descrito anteriormente. El refuerzo horizontal sobrevivirá solamente si posee la capacidad suficiente para absorber la energía por deformación liberada por la mampostería al presentarse el agrietamiento inclinado. La siguiente condición se expresó como

$$U_v \geq U'_m$$

donde  $U_v$  representa la capacidad de absorción de energía por deformación del acero del refuerzo horizontal y  $U'_m$  es aquella porción de la energía elástica por deformación liberada por la mampostería al desarrollarse el agrietamiento inclinado.

#### 5.9.5.1 Energía Elástica por Deformación de Corte en la Mampostería no Agrietada

La energía elástica por deformación almacenada en la mampostería al alcanzarse el umbral del agrietamiento inclinado fue calculada considerando a un muro como un medio elástico y homogéneo, donde las respuestas por flexión y por cortante están desacopladas. La energía elástica por deformación almacenada en mecanismos propios de la resistencia a la flexión no fue considerada, puesto que estos mecanismos no son interrumpidos por la formación del agrietamiento inclinado. Más aún, si se presentase esa interrupción (agrietamiento por flexión), el acero de refuerzo vertical absorbería la energía por deformación asociada a la flexión liberada por la mampostería.

Laanghar (1962) propuso la siguiente expresión para el cálculo de la energía elástica por deformación de corte  $U_m$

$$U_m = \int_0^H \frac{1}{2} \left( \frac{\kappa V^2}{A_n G_m} \right) dy \quad (5.11)$$

donde  $V$  es la fuerza cortante horizontal a una distancia "y" de la parte superior del muro, la constante adimensional  $\kappa$  es igual a 1.2 para muros con secciones transversales rectangulares. El área neta de la mampostería  $A_n$  en una sección horizontal del muro está dada por  $t_e L$ , y el módulo de rigidez al corte  $G_m$  es igual a  $E_m/2 (1+\nu)$ . Drysdale *et al.* (1994) sugirieron un valor de  $\nu=0.20$  para mampostería de piezas concreto. En el estudio se consideró que  $\nu=0.25$ , el módulo de rigidez al corte tomó un valor de  $0.4E_m$ .

Después de sustituir los valores antes citados en la ec. 5.11, la energía por deformación fue simplificada a

$$U_m = \left( \frac{3}{2 E_m t_e L} \right) \int_0^H V^2 dy \quad (5.12)$$

Por conveniencia, fue definido un factor  $\beta$ , como

$$\beta_1 = \left( \frac{H}{M_0^2} \right) \int_0^H V^2 dy \quad (5.13)$$

Donde  $M_0$  representa el momento en la base del muro. Por consiguiente la energía por deformación quedó como

$$U_m = \frac{3\beta_1 M_0^2}{2E_m t_c L H} \quad (5.14)$$

El factor  $\beta_1$  fue calculado para una porción de un nivel (en una estructura) en un muro. Considerando que las cargas laterales son transmitidas por los diafragmas de techo y de piso, el diagrama de momentos es lineal entre los diafragmas; por lo que es congruente pensar que el momento en la base  $M_0$  sea mayor que el momento en la parte superior  $\lambda M_0$  ( $\lambda < 1$ ). La fuerza cortante de entrepiso fue obtenida a partir del equilibrio de momentos, tal que  $V = M_0(1-\lambda)/H$ , y

$$\int_0^H V^2 dy = \int_0^H \left[ \frac{M_0}{H} (1-\lambda) \right]^2 dy = \frac{M_0^2}{H} (1-\lambda)^2 \quad (5.15)$$

El factor  $\beta_1$  correspondiente es igual  $(1-\lambda)^2$ . En el umbral del agrietamiento inclinado,  $M_0$  es igual al momento de agrietamiento. Por equilibrio, este momento está dado por  $t_c H/(1-\lambda)$ . Por consiguiente, la energía total por deformación de corte en la mampostería en el umbral del agrietamiento inclinado es

$$U_m = \frac{3t_c^2 H}{2E_m t_c L} \quad (5.16)$$

La ec. 5.16 fue sustituida para  $V_c$  y  $E_m$  fue reemplazado con la expresión empírica  $C_3 f'_m$  la cual se estipula en las normas para diseño de mampostería del NEHRP<sup>1</sup> (1994). Considerando que el área neta  $A_n$  es igual a  $t_c L$ , y simplificando, se obtuvo que la energía elástica por deformación era igual a:

$$U_m = \frac{3}{2} \left[ \frac{(a_2 \sigma_c + b_2)^2}{c_3} \right] t_c H L \quad (5.17)$$

donde la constante adimensional  $C_3$  es igual a 750.

Debe destacarse que solamente cierta porción de la energía elástica por deformación de corte en la mampostería es transferida al refuerzo horizontal al presentarse el agrietamiento inclinado. La mampostería retiene la habilidad de transferir cierto esfuerzo cortante horizontal a través de la grieta inclinada. Por lo tanto, la energía por deformación que debe ser absorbida por el refuerzo  $U'_m$  es solamente una fracción de la energía por deformación  $U_m$  dada por la ec. 5.17. Esta fracción fue aproximada como

<sup>1</sup> El Programa Nacional para la Reducción del Peligro Sísmico (NEHRP) fue implementado en los Estados Unidos de América, y los resultados que ha generado han encontrado su camino hacia la práctica de diseño a través de reglamentos y normas.

$$\frac{U'_m}{U_m} = \frac{V'_c - V'_m}{V'_c} \quad (5.18)$$

en donde se consideró a la energía total por deformación de corte  $U_m$  como proporcional a la fuerza cortante de agrietamiento  $V_c$ , y a la energía por deformación absorbida por el acero como proporcional a la fuerza cortante resistida por el acero, es decir, la diferencia entre  $V_c$  y  $V_m$ . Además, la ec. 5.18 presupone que la resistencia al agrietamiento de la mampostería ( $V_c$ ) excede a la contribución de la mampostería en la resistencia última al corte ( $V_m$ ), como se demostró en las ecuaciones propuestas por Shing para  $V_c$ , ec. 5.6, y para  $V_m$ , ec. 5.3, excepto que el término asociado con el mecanismo de acción de dovola del refuerzo vertical no fue considerado por simplicidad. Por otra parte, el factor de sobrerresistencia  $\alpha$ , fue aplicado solamente a la fuerza cortante de agrietamiento  $V_c$  en el numerador de la ec. 5.18. Después de reagrupar términos, el cociente de energías quedó en

$$\frac{U'_m}{U_m} = \frac{(a_1 \sigma_c + b_1)}{(a_2 \sigma_c + b_2)} \quad (5.19)$$

donde las constantes  $a_1$  y  $b_1$  se citaron en una sección anterior. Por lo tanto, la energía por deformación que debe ser absorbida por el acero de refuerzo horizontal resultó en

$$U'_m = \frac{3}{2} \frac{(a_2 \sigma_c + b_2)(a_1 \sigma_c + b_1)}{c_3} l_c HL \quad (5.20)$$

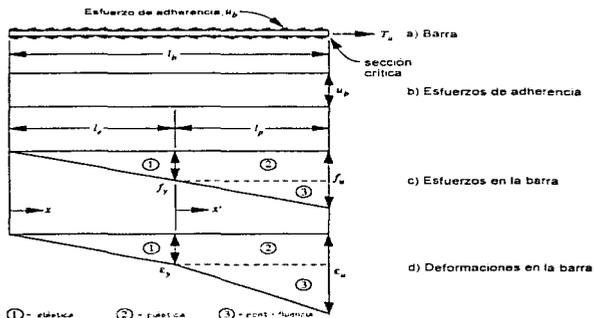
y la siguiente expresión

$$U'_m = \frac{3}{2} \frac{(a_1 \sigma_c + b_1)^2}{c_3} l_c HL \quad (5.21)$$

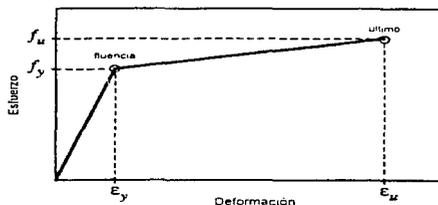
es prácticamente idéntica a la ec.5.20 para esfuerzos axiales de compresión  $\sigma_c$  que varíen dentro del siguiente intervalo: 0 a 10.23 MPa (105 kg/cm<sup>2</sup>). Las constantes empíricas  $a_1$  y  $b_1$ , respectivamente, son iguales a 0.0723 y 0.125 en unidades del Sistema Internacional.

#### 5.9.5.2 Energía Absorbida por el Refuerzo Horizontal

Las longitudes de las barras de refuerzo horizontal colocadas en un muro estructural de mampostería que participan en la absorción de energía son controladas por el mecanismo de transferencia de esfuerzo de adherencia entre el refuerzo y el mortero o la lechada de cemento circundante. En el estudio se consideró una distribución uniforme de esfuerzos de adherencia a lo largo de las barras de refuerzo (fig. 5.23). La distribución resultante del esfuerzo axial en la barra es lineal, donde los esfuerzos decrecen en proporción a la distancia a partir de la sección crítica (intersección de la barra y la grieta inclinada). La distribución de deformaciones correspondiente en la barra es bilineal, donde un cambio en la pendiente está asociado a la región donde la barra fluye. Por simplicidad, se consideró al comportamiento del acero de refuerzo como bilineal, con un régimen elástico y un régimen post-fluencia (fig. 5.24)



**Figura 5.23** Esfuerzos y deformaciones en el refuerzo



**Figura 5.24** Curva esfuerzo - deformación idealizada para el acero de refuerzo

En la idealización que se llevó a cabo, se consideró que solamente aquella porción de la barra adherida al mortero o la lechada de cemento y a su vez sujeta a un esfuerzo finito podría participar en la absorción de energía. Esta longitud total  $l_b$  constituye la suma de una longitud de adherencia elástica y una longitud plástica. El equilibrio horizontal requiere que la fuerza desarrollada por adherencia a través de la longitud total de adherencia ( $\pi d_b l_b U_b$ ) iguale a la resistencia de la barra ( $A_s f_u$ ), tal que dicha longitud está dada como:

$$l_b = \frac{d_b f_u}{4u_b} \quad (5.22)$$

y  $u_b$  representa el esfuerzo de adherencia (constante), la relación entre  $l_b$  y  $l_e$  fue establecida aprovechando el carácter lineal de la distribución de esfuerzos en una barra, tal que  $l_b/l_e = f_y/f_u$ .

La energía por deformación almacenada en una barra fue subdividida en tres componentes, una componente elástica ( $U_e$ ), una componente plástica ( $U_p$ ) y una componente de post - fluencia ( $U_{pf}$ ). Por lo tanto, la energía por deformación en una barra ( $U_b$ ) se obtuvo a partir de la adición algebraica de estas cantidades.

$$U_b = U_e + U_p + U_{pf} \quad (5.23)$$

y las componentes de la energía por deformación fueron obtenidas por integración tal que

$$U_b = 2 \left[ \int_0^{l_c} \frac{1}{2} f \epsilon A_b dx + \int_{l_c}^{l_h} f_1 \epsilon_1 A_b dx + \int_0^{l_p} \frac{1}{2} \Delta f \Delta \epsilon A_b dx' \right] \quad (5.24)$$

donde la cantidad dentro de los corchetes fue duplicada para incluir la energía almacenada en la porción de la barra a ambos lados de la grieta inclinada, y  $f$  y  $\epsilon$  representan esfuerzos y deformaciones de la barra a una distancia  $x$  a partir de la sección crítica, y  $\Delta f$  y  $\Delta \epsilon$  son incrementos en el esfuerzo y la deformación en  $x'$ . Estas cantidades están dadas por

$$\begin{aligned} f &= \left( \frac{f_y}{l_c} \right) x \\ \epsilon &= \left( \frac{\epsilon_y}{l_c} \right) x \\ \Delta f &= \left( \frac{f_u - f_y}{l_p} \right) x' \\ \Delta \epsilon &= \left( \frac{\epsilon_u - \epsilon_y}{l_p} \right) x \end{aligned} \quad (5.25)$$

Al sustituir las ecs. 5.25 en la ec. 5.24, integrando y simplificando arrojó

$$U_b = \frac{A_b f_y \epsilon_y l_c}{3} \left[ 1 - 6 \left( \frac{l_h}{l_c} - 1 \right) + \left( \frac{l_h}{l_c} - 1 \right) \left( \frac{f_u}{f_y} - 1 \right) \left( \frac{\epsilon_u}{\epsilon_y} - 1 \right) \right] \quad (5.26)$$

Tomando en consideración la expresión  $l_c/l_e = f_u/f$ , y sustituyendo la ec. 5.22 en la ec. 5.26, y a su vez reemplazando  $\epsilon_y$  por  $f_y/E_s$  y  $A_b$  por  $\pi d_b^2/4$ , se obtuvo la siguiente expresión para la energía por deformación absorbida

$$U_b = \frac{\pi}{48} \left( \frac{d_b^3 f_y^3}{E_s u_b} \right) \left[ 6 \left( \frac{f_u}{f_s} - \frac{5}{6} \right) + \left( \frac{f_u}{f_s} - 1 \right)^2 \left( \frac{\epsilon_u}{\epsilon_y} - 1 \right) \right] \quad (5.27)$$

Para barras de refuerzo grado 42 con esfuerzo nominal de 414 MPa (4200 kg/cm<sup>2</sup>) la resistencia última  $f_u$  es del orden de 621 MPa (6300 kg/cm<sup>2</sup>). Por consiguiente, el cociente  $f_u/f_y$  fue tomado igual a 3/2 y

$$U_h = \frac{\pi}{192} \left( \frac{d_h^3 f_y^3}{E_s u_h} \right) (\mu_c + 15) \quad (5.28)$$

y, para un muro con  $n$  barras de acero de refuerzo horizontal, la energía por deformación en el acero está dada por

$$U_s = \frac{\pi n}{192} \left( \frac{d_h^3 f_y^3}{E_s u_h} \right) (\mu_c + 15) \quad (5.29)$$

La derivación anterior, a partir de la ec. 5.27, es aplicable a refuerzo de armadura de alambre siempre y cuando no exista un alambre transversal en la longitud de adherencia  $l_a$ . La presencia de un alambre transversal interrumpe la distribución de esfuerzos de adherencia considerada. Suponiendo que los alambres transversales no se encuentran presentes en la longitud de adherencia  $l_a$ , la ec. 5.27 puede modificarse para refuerzo de armadura electrosoldada: para este tipo de refuerzo fabricado con acero trabajado en frío sin tratamiento, el esfuerzo nominal de fluencia es del orden de (550 MPa) 5600 kg/cm<sup>2</sup>, y la resistencia última es ligeramente mayor. Considerando que  $f_u=618$  MPa (6300 kg/cm<sup>2</sup>), entonces  $f_u/f_y=9/8$ , y la ec. 5.27 se transforma en

$$U_h = \frac{\pi}{192} \left( \frac{d_h^3 f_y^3}{E_s u_h} \right) \left( \frac{\mu_c + 111}{16} \right) \quad (5.30)$$

Para un muro con  $n$  armaduras de alambre, cada una con dos alambres longitudinales, la energía por deformación resultó en

$$U_s = \frac{\pi n}{192} \left( \frac{d_h^3 f_y^3}{E_s u_h} \right) \left( \frac{\mu_c + 111}{9} \right) \quad (5.31)$$

### 5.9.5.3 Combinación de Efectos

Para definir la cuantía mínima de acero de refuerzo horizontal correspondiente al criterio de energía, las expresiones para la energía absorbida por el refuerzo horizontal fueron combinadas con la energía elástica por deformación de corte transferida desde la mampostería de acuerdo con la condición establecida en la ec. 5.10. Para barras laminadas en caliente, la energía absorbida por el refuerzo está dada por la ec. 5.29. Combinando la ec. 5.29 con las ecs. 5.21 y 5.10, y simplificando, dió como resultado el siguiente diámetro mínimo de varilla:

$$d_h \geq \left[ \left( \frac{288}{\pi n} \right) \left( \frac{E_s u_h}{f_y} \right) \left( \frac{t_v H L}{C_s} \right) \frac{(a_s \sigma_c + b_s)^2}{(\mu_c + 15)} \right]^{1/3} \quad (5.32)$$

Utilizando esta expresión para calcular el área transversal total de  $n$  barras, y dividiendo por el área bruta de una sección transversal vertical (tH), se obtuvo la cuantía mínima de acero de refuerzo horizontal

$$\rho_h \geq \left[ 64 \sqrt{n} \left( \frac{E_c u_h}{c_3 f_y^3} \right) \left( \frac{t_c}{t} \right) \sqrt{\left( \frac{L \cdot t}{H \cdot L} \right)} \frac{(a_s \sigma_c + b_s)^2}{(\mu_c + 15)} \right]^{2/3} \quad (5.33)$$

De modo similar, para armaduras de alambre electrosoldadas, combinando las ees. 5.10, 5.21 y 5.31, y simplificando resultó en

$$d_h \geq \left[ \left( \frac{2304}{\pi n} \right) \left( \frac{E_c u_h}{f_y} \right) \left( \frac{t_c H L}{c_3} \right) \frac{(a_s \sigma_c + b_s)^2}{(\mu_c + 111)} \right]^{1/2} \quad (5.34)$$

y, obteniendo el área transversal total de alambres ( $2n$ ), y dividiendo por tH arrojó

$$\rho_h \geq \left[ 1445 \sqrt{n} \left( \frac{E_c u_h}{c_3 f_y^3} \right) \left( \frac{t_c}{t} \right) \sqrt{\left( \frac{L \cdot t}{H \cdot L} \right)} \frac{(a_s \sigma_c + b_s)^2}{(\mu_c + 111)} \right]^{2/3} \quad (5.35)$$

Las cuantías mínimas de refuerzo horizontal dadas por las ees. 5.33 y 5.35 fueron simplificadas aún más, al considerar cantidades constantes para ciertas variables. La constante adimensional  $c_3$  se tomó igual a 750, como se recomienda en las normas vigentes para mampostería del NERHP, y el valor supuesto para el módulo de elasticidad del acero fue de 206 010 MPa (2 100 000 kg/cm<sup>2</sup>). Un esfuerzo nominal de fluencia  $f_y$  de 412 MPa (4200 kg/cm<sup>2</sup>) y de 550 MPa (5600 kg/cm<sup>2</sup>) fue considerado para las barras laminadas en caliente y la armadura de alambre respectivamente; a su vez, fueron adoptados valores constantes para el parámetro  $\sqrt{n}$ , y, ya que  $\rho_h$  resultó ser proporcional a la raíz cúbica de  $n$ , existió un pequeño error con esta aproximación. Para muros con barras horizontales dispuestas en vigas de amarre,  $n$  varía frecuentemente desde 2 hasta 6, con un valor medio aproximado de 2 para  $\sqrt{n}$ , mientras que para armaduras de alambre,  $n$  usualmente toma un valor entre 5 y 15, con un valor medio para  $\sqrt{n}$  cercano a 3.

Las varillas grado 42 laminadas en caliente desarrollan alargamientos del 20% o más, mientras que las armaduras de refuerzo fabricadas con alambres laminados en frío, rara vez presentan alargamientos que exceden del 4 a 6%. En el estudio que se describe se consideró un alargamiento del 15% para las barras grado 42 laminadas en caliente, mientras que para las armaduras de alambre se adoptó un valor medio del 5%. Puesto que las longitudes de adherencia ( $l_a$ ) para este tipo de refuerzos son del mismo orden en comparación con las longitudes de calibración utilizadas en pruebas de tensión estándar, los alargamientos citados anteriormente fueron considerados como apropiados. Los factores de ductilidad de deformación asociados  $\mu_c$  fueron de 75 y 19, respectivamente, para las barras laminadas en caliente y las armaduras de alambre.

La utilización de un valor único para el esfuerzo de adherencia  $U_h$ , fue probablemente la fuente más grande de error en el estudio. En realidad, los esfuerzos locales de adherencia distan mucho de ser constantes (Vivathanatepa, 1979; Bonacci y Marquez, 1994), sin embargo la utilización de un valor constante resulta eficiente en los cálculos. Esta idealización ha sido utilizada extensivamente en el diseño de concreto reforzado (Orangun, Jirsa y Breen, 1977), y se ha recabado gran cantidad de información

experimental relacionada con este parámetro. Sabnis *et al.* (1983) reportaron un amplio espectro de esfuerzos últimos de adherencia obtenidos a partir de pruebas de extracción para varillas laminadas en caliente y de refuerzo de alambre laminado en frío. Los esfuerzos de adherencia últimos variaron desde 8.3 MPa (84 kg/cm<sup>2</sup>) a 15.2 MPa (154 kg/cm<sup>2</sup>) para diámetros pequeños de varillas laminadas en caliente (#4 a #7), y en el estudio se adoptó un valor medio para el esfuerzo de adherencia de 10.3 MPa (105 kg/cm<sup>2</sup>). Para el alambre liso embebido en concreto, los esfuerzos de adherencia promedio varían comúnmente desde 2.1 MPa (21.4 kg/cm<sup>2</sup>) a 6.9 MPa (70.3 kg/cm<sup>2</sup>) y en el estudio se adoptó un valor promedio aproximado de 4.1 MPa (41.8 kg/cm<sup>2</sup>) para las armaduras de refuerzo.

Después de sustituir los valores asignados a  $C_n$ ,  $E_s$ ,  $f_s$ ,  $\sqrt{n}$ ,  $\mu_s$ , y  $u_n$ , en la ec. 5.33 y al simplificar se obtuvo la siguiente expresión analítica para evaluar la cuantía de acero de refuerzo horizontal

$$\rho_n = \left[ c_4 \left( \frac{f_p}{f} \right) \sqrt{\left( \frac{L \cdot t}{H \cdot L} \right)} (u_s \sigma_c + h_s)^2 \right]^{2/3} \quad (5.36)$$

donde  $c_4=5.70 \times 10^{-5}$  y  $2.24 \times 10^{-4}$  para barras laminadas en caliente y armaduras de alambre, respectivamente, en unidades del Sistema Internacional.

### 5.9.6 Verificación

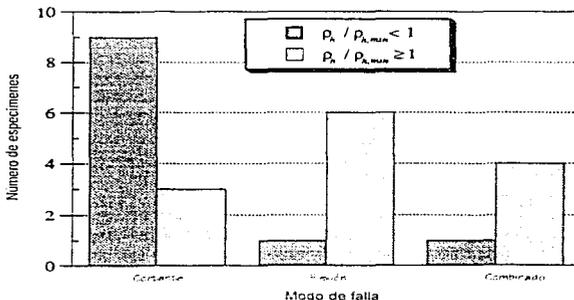
Antes de realizar una comparación entre las fórmulas obtenidas a partir del criterio de resistencia y del criterio energético, se llevó al cabo una verificación de estas expresiones utilizando observaciones experimentales. Los muros de mampostería reforzada ensayados por Shing *et al.* (1989a; 1990b) y Shing y Noland (1992) fueron considerados para verificar la precisión de las expresiones para evaluar la cuantía de refuerzo horizontal derivadas en el estudio. Los especímenes citados anteriormente fueron sometidos a cargas laterales cíclicas en el plano aunadas a un esfuerzo axial de compresión uniforme. La serie de ensayos incluyó dieciséis modelos construidos con bloque de concreto con barras de refuerzo dispuestas en vigas de amarre. (muros Nos. 1-16), así como de dos especímenes constituidos con bloques de concreto los cuales fueron reforzados con armadura de alambre en las juntas horizontales de mortero (D1 y D2).

En la tabla 5.3 se consignan las dimensiones, propiedades de los materiales, cuantía de refuerzo y los esfuerzos de compresión axial para los especímenes ensayados por Shing. Los valores de  $\rho_n$  mínimos asociados a los criterios de resistencia y de energía se presentan en la tabla 5.4, junto con las relaciones de acero proporcionado a acero requerido. El modo de falla, los factores de ductilidad de desplazamiento así como los factores de disipación de energía reportados por Shing *et al.* también se resumen en la tabla 5.4. Debe señalarse que los factores de ductilidad de desplazamiento y los factores de disipación de energía no fueron reportados por Shing *et al.* para los muros con refuerzo en las juntas horizontales de mortero (D1 y D2).

El modo de falla por flexión incluyó a aquellos especímenes que exhibieron fluencia del acero vertical y aplastamiento por compresión en la base, mientras que aquellos especímenes que fallaron por corte exhibieron agrietamiento por tensión diagonal el cual gobernó la resistencia. La falla por deslizamiento estuvo asociada a un movimiento horizontal relativo entre el muro y la cimentación el cual representó el 25% o más de la deformación horizontal total del espécimen. Para el caso de los especímenes cuya falla estuvo asociada a la ruptura del acero horizontal, está se presentó después de la formación de las grietas diagonales a lo largo de toda la altura de los modelos.

Debe resaltarse que para la totalidad de los especímenes consignados en la tabla 5.4, el criterio de resistencia controló la cuantía mínima de refuerzo, ya que este criterio requirió de cuantías de refuerzo que fueron por lo menos cuatro veces mayores en comparación con aquéllas demandadas por el criterio de energía. Aún para los muros reforzados con armadura de alambre (D1 y D2), el criterio de resistencia excedió los requerimientos del criterio de energía. No obstante, los modelos D1 y D2, mismos que fueron reforzados horizontalmente con menos del 50% del acero requerido por el criterio de energía, fueron los únicos dos especímenes que no cumplieron con el requisito estipulado por dicho criterio. A los especímenes Nos. 1 - 22 se les proporcionó con al menos el doble de la cantidad de refuerzo horizontal requerida por el criterio de energía.

Las expresiones para evaluar la cuantía mínima de refuerzo horizontal desarrolladas en el estudio, ec. 5.9 y 5.36, fueron consideradas como indicadores razonablemente precisos de paneles dominados por el corte (tabla 5.4). Siete de los diez especímenes (70%) que eventualmente fallaron por corte (muros 3, 5, 7, 9, D1 y D2) requerían de una cuantía mínima de refuerzo, de acuerdo con el estudio realizado por Schultz, que excedía a la cuantía de acero de refuerzo horizontal que fue provista (fig. 5.25). Más aún, la relación entre el refuerzo proporcionado y el refuerzo requerido para los tres muros restantes que fallaron por corte (modelos 4, 13 y 16) fue solamente marginalmente mayor que la unidad (1.37, 1.02 y 1.17).

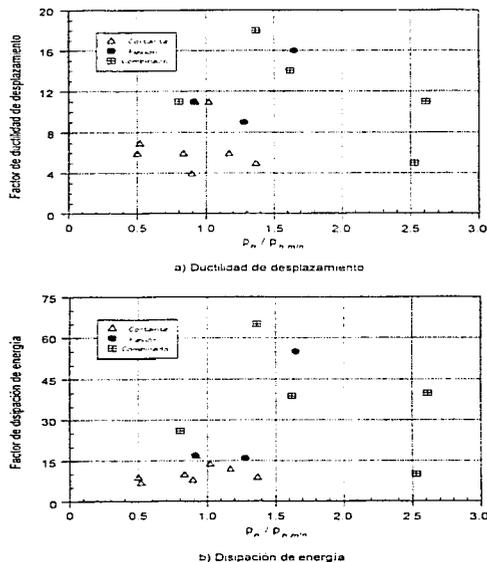


**Figura 5.25 Influencia de la cuantía de acero de refuerzo horizontal sobre el modo de falla de los especímenes ensayados por Shing et al.**

Seis de los ocho (75%) especímenes que eventualmente fallaron por flexión (muros 1 y 12) o debido a un modo combinado (muros 6, 8, 11 y 15) fueron provistos con más acero de refuerzo horizontal de lo que era necesario, de acuerdo con el estudio. Para el espécimen restante que falló por flexión (muro 21) el cociente entre el acero provisto y el acero requerido fue relativamente cercano a la unidad (0.91), mientras que el espécimen restante (muro 10) que exhibió un modo de falla combinado (flexión/cortante) exhibió cierto daño asociado al cortante.

Las tendencias descritas anteriormente se apreciaron más claramente cuando los cocientes de cuantía de refuerzo proporcionada a cuantía de refuerzo requerida fueron correlacionados con el factor de ductilidad de desplazamiento (fig. 5.26a) y con el factor de disipación de energía (fig. 5.26b). Los datos correspondientes a los modelos cuyo comportamiento fue gobernado por el cortante fueron segregados

mayormente a la porción inferior izquierda del gráfico de la fig. 5.26a. lo que fue indicativo de que los muros reforzados con una cuantía de refuerzo horizontal insuficiente exhibieron una respuesta menos dúctil en comparación con aquellos que cumplieron con el requisito de cuantía mínima. Para los especímenes que contaron con refuerzo horizontal suficiente se hicieron evidentes factores de desplazamiento más generosos. Estas tendencias se hicieron más marcadas cuando el factor de disipación de energía fue relacionado con el cociente entre la cuantía de refuerzo horizontal proporcionada y la cuantía de refuerzo requerida. Los resultados expuestos en la fig. 5.26 apuntaron hacia un incremento del orden del 30% a 40% en las cuantías de refuerzo propuestas.



**Figura 5.26 Verificación experimental de las cuantías mínimas de refuerzo horizontal**

El daño por cortante mostrado en los especímenes D1 y D2 fue claramente predicho por la discrepancia entre las cuantías de refuerzo proporcionadas (0.07% tanto para D1 y D2) y las cuantías de refuerzo horizontal requeridas por el criterio de resistencia (0.21% para D1 y 0.19% para D2). Sin embargo, estos dos modelos fallaron de una forma más frágil y repentina que cualquiera de los muros restantes, puesto que las armaduras presentaron la ruptura de los alambres poco después de la formación de la grieta diagonal. Curiosamente, los modelos D1 y D2 fueron los únicos muros que fueron provistos con una cuantía de refuerzo horizontal menor a la requerida por el criterio de energía. Evidentemente,

prevalecieron diferencias significativas en cuanto a las consecuencias de no satisfacer los requerimientos de los criterios.

El contar con refuerzo insuficiente para cumplir con el criterio de resistencia condujo a un deterioro en la resistencia después de la formación del agrietamiento inclinado. Este fenómeno no implicó necesariamente una falla súbita y catastrófica, solamente una disminución en la capacidad ante carga lateral. Este comportamiento pudo observarse en aquellos modelos de la tabla 5.4 que fallaron por corte, pero que exhibieron modestos cocientes de ductilidad de desplazamiento y factores de disipación de energía normalizados. Los parámetros antes citados fueron definidos por Shing *et al.* (1989) para aquella porción de la historia de carga en la cual el muro mantenía por lo menos el 50% de la resistencia. Resulta relevante destacar que los modelos que exhibieron un comportamiento más dúctil fueron aquellos que fallaron por flexión, o por una combinación de flexión y uno de los otros modos de falla.

El contar con refuerzo insuficiente para cumplir con los requerimientos del criterio de energía representó una cuestión más seria en conjunto; puesto que en dado caso de la formación de una grieta inclinada en dicho muro, el acero de refuerzo horizontal sería incapaz de absorber la energía por deformación liberada en el panel, la ruptura del acero horizontal debería seguir a tal condición. Una vez fracturado el acero de refuerzo horizontal, la falla repentina y catastrófica de un muro se vuelve más probable. Este comportamiento fue observado solamente en los especímenes que no satisficieron los requerimientos del criterio de energía (muros D2 y D1).

### 5.9.7 Discusión

La cuantía mínima de refuerzo basada en el criterio de resistencia ec. 5.9 y en el criterio de energía ec. 5.33, respectivamente, se ilustran en las figs. 5.27 y 5.28 para las barras de refuerzo laminadas en caliente y para la armadura de alambre. Debe señalarse, que para ambos criterios, el esfuerzo axial de compresión tuvo una influencia considerable en la cuantía mínima de refuerzo, y dentro de un intervalo de 0 y 2.08 MPa (20.4 kg/cm<sup>2</sup>),  $\rho_{h,min}$  se incrementó en un factor de más de dos, y en algunos casos se triplicó. Para la mampostería donde los huecos de las piezas se encontraron parcialmente rellenos,  $\rho_{h,min}$  se redujo en proporción al cociente ( $t_r/t$ ). Sin embargo, a parte de  $\sigma_c$  y  $t_r/t$ , los parámetros que afectan a  $\rho_{h,min}$  difieren para los dos criterios, con influencia de  $f'_m$  y  $f'_n$  para el criterio de resistencia, mientras que un número mayor de variables afectan al criterio de energía, incluyendo  $f_w/f'_c$ ,  $\mu_c$ ,  $E_s$  y  $u_s$ .

Para todos los casos considerados, las cuantías mínimas de refuerzo horizontal para las barras de refuerzo laminadas en caliente fueron controladas por el criterio de resistencia (fig. 5.27a), en lugar del criterio de energía (fig. 5.28a). El criterio de resistencia apuntó hacia una cuantía mínima de refuerzo de 0.25% para muros con todos los huecos de las piezas rellenos, si la mampostería presenta una resistencia a la compresión alta (27.6 MPa = 281.2 kg/cm<sup>2</sup>) y si se aplica un esfuerzo axial de compresión considerable ( $\sigma_c = 1.38$  MPa = 14 kg/cm<sup>2</sup>). No obstante, un valor constante de  $\rho_{h,min}$  igual a 0.15% satisfizo el criterio de resistencia para las barras laminadas en caliente para los intervalos usuales de  $f'_m$  ( $\leq 20.7$  MPa = 210 kg/cm<sup>2</sup>) y de  $\sigma_c$  ( $\leq 0.69$  MPa = 7 kg/cm<sup>2</sup>). Las cantidades considerables de refuerzo identificadas para algunas combinaciones paramétricas correspondientes a las figs. 5.27a y 5.28a podrían conducir a casos en donde el refuerzo horizontal no pueda ser anclado correctamente debido al tamaño de la barra o a la aglomeración de las mismas. En tales casos, las fórmulas desarrolladas para  $\rho_{h,min}$  en el estudio no son apropiadas.

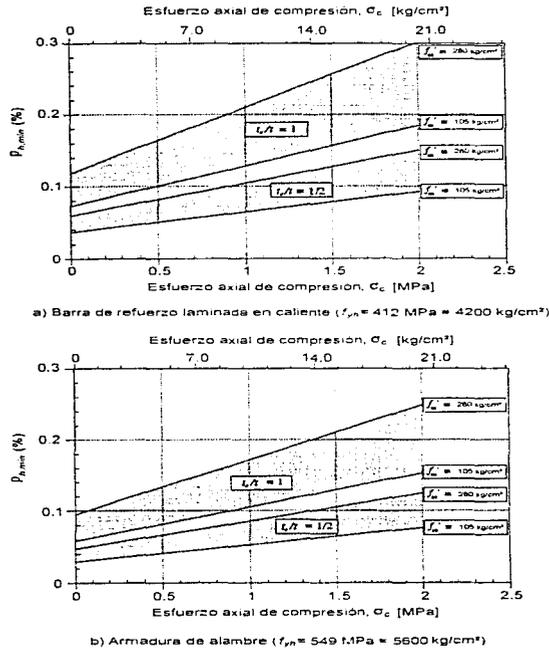
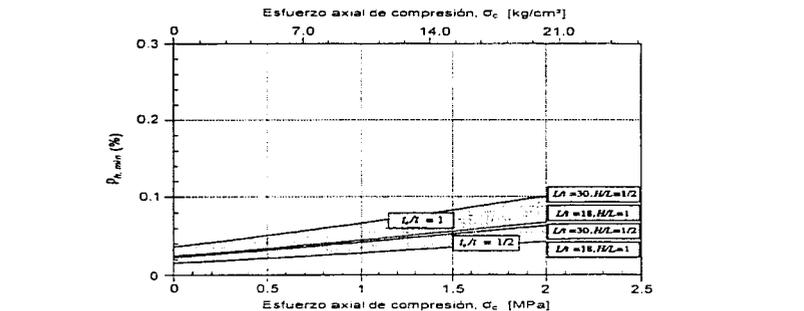
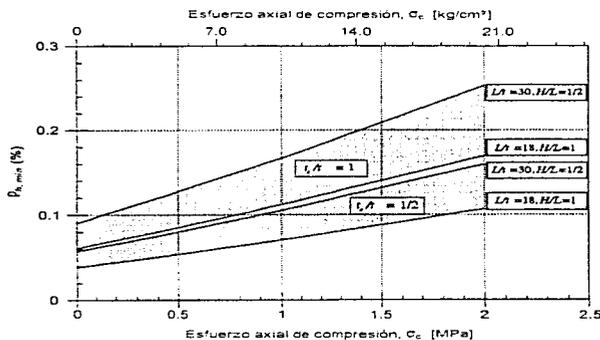


Figura 5.27 Cuantías mínimas de refuerzo horizontal para el criterio de resistencia



a) Barra de refuerzo laminada en caliente ( $f_{yk} = 412 \text{ MPa} = 4200 \text{ kg/cm}^2$ ,  $\sigma_{yk} = 10.3 \text{ MPa} = 105 \text{ kg/cm}^2$ ,  $\mu_c = 75$ )



b) Armadura de alambre ( $f_{yk} = 549 \text{ MPa} = 5600 \text{ kg/cm}^2$ ,  $\sigma_{yk} = 4.1 \text{ MPa} = 42 \text{ kg/cm}^2$ ,  $\mu_c = 19$ )

**Figura 5.28** Cuantías mínimas de refuerzo horizontal para el criterio de energía

Para armaduras de alambre, los intervalos calculados correspondientes a las cuantías mínimas de refuerzo horizontal para el criterio de resistencia y de energía resultaron similares. Sin embargo, puesto que variables distintas controlan estos criterios, el criterio de resistencia pudiese regir en algunos casos (muros con los huecos de las piezas completamente rellenos con resistencias elevadas a la compresión y sujetos a esfuerzos de compresión altos), mientras que el criterio de energía pudiese controlar para otras combinaciones paramétricas (muros largos de poca altura, donde los huecos de las piezas estén completamente rellenos). Aún así, una cuantía de refuerzo horizontal de 0.25% pareció ser conservadora para todos los casos considerados, y una cuantía igual a 0.15% satisfizo ambos criterios para armaduras de alambre, con piezas con resistencias a la compresión características, por ej.  $f_{cm}$  menor que 20.7 MPa

(210 kg/cm<sup>2</sup>), y esfuerzos gravitacionales moderadamente bajos, es decir,  $\sigma_c$  menor que 0.69 MPa (7.0 kg/cm<sup>2</sup>).

En el caso de que se buscara una estimación conservadora de valor único para  $\rho_{c, \min}$ , y que no se esperara que  $\sigma_c$  excediera en gran medida de 0.69 MPa (7 kg/cm<sup>2</sup>), el valor de 0.15% pareció justificable para mampostería con los huecos de las piezas totalmente rellenos. En caso de buscarse un mayor grado de seguridad, o si se esperasen esfuerzos axiales de compresión más elevados, la cuantía de refuerzo horizontal del 0.25% pareció apropiada para el tipo de mampostería citado arriba. Sin embargo, para mampostería con relleno parcial de los huecos de las piezas, estas cantidades deberán multiplicarse por el cociente  $t_r/t$ .

A la luz de este estudio, la utilización de armaduras de alambre electrosoldadas como refuerzo de cortante en muros de mampostería pareció justificable, con la salvedad de que se logre el detallado de refuerzo para satisfacer los requerimientos anteriores. Para mampostería con relleno parcial de los huecos, es posible cumplir con los requerimientos utilizando armaduras de alambre en las configuraciones disponibles comúnmente. Sin embargo, para mampostería con relleno total de los huecos, puede resultar difícil proporcionar el acero horizontal suficiente con las configuraciones de armaduras de alambre antes mencionadas, por lo que fueron propuestas modificaciones poco considerables en las propiedades de los materiales de las armaduras de alambre para contrarrestar este problema.

El esfuerzo de fluencia, típicamente elevado de la armadura de alambre al compararlo con las barras de refuerzo laminadas en caliente, contribuye a reducir las cuantías mínimas de refuerzo horizontal requeridas por el criterio de resistencia. No obstante, para disminuir aún más los requerimientos de energía se propuso incrementar tanto la ductilidad de deformación ( $\mu_u$ ) como el cociente ( $f_u/f_c$ ). Por ejemplo, si las armaduras de alambre se fabricaran con la seguridad de que  $f_u \geq 550$  MPa (5 600 kg/cm<sup>2</sup>) y  $\epsilon_u \geq 0.10$ , entonces, la constante numérica en la ec. 5.36 tomaría un valor de  $9.56 \times 10^{-4}$  en unidades del Sistema Internacional. Las cuantías de refuerzo horizontal correspondientes al criterio de energía serían menores que aquéllas para el criterio de resistencia en todos los casos considerados previamente (fig. 7.27b). Las cuantías de refuerzo horizontal requeridas para las armaduras de alambre con las propiedades citadas anteriormente fueron de aproximadamente la mitad en comparación con las cuantías expuestas en la fig. 5.28b.

### 5.9.8 Expresión Propuesta para Reglamento

Resultó de trascendencia utilizar las fórmulas para  $\rho_{c, \min}$  derivadas en el estudio para calibrar expresiones de reglamento para cuantía mínima de refuerzo. Sin lugar a dudas, las expresiones obtenidas requieren de una verificación extensiva con datos experimentales, aun cuando la validez de estas fórmulas haya sido establecida parcialmente a través de la comparación con datos experimentales reportados por Shing *et al.* (1989a; 1990b) y Shing, Schuller y Hoskere (1990a). En particular se requieren más datos para muros reforzados con armaduras de alambre y en muros con los huecos de las piezas parcialmente rellenos.

Con la finalidad de proponer una expresión de reglamento para evaluar la cuantía mínima de refuerzo horizontal, las ecs. 5.9 y 5.33 fueron simplificadas. El criterio de energía fue eliminado en vista del dominio del criterio de resistencia para las barras grado 42 laminadas en caliente. Además, en la sección anterior se citaron requerimientos para las propiedades mecánicas de las armaduras de alambre, tal que el criterio de resistencia controlara el proporcionamiento de este tipo de refuerzo también.

También por razones simplificativas se propuso un valor conservador para el esfuerzo axial de compresión  $\sigma_c$ .

Una cuantía mínima de refuerzo horizontal de 0.25% fue utilizada como punto de referencia para simplificar la fórmula de resistencia para  $\rho_{h,min}$ . La cuantía citada anteriormente concordó con la cuantía requerida por la ec. 5.9 para mampostería con los huecos de las piezas totalmente rellenos, acero de refuerzo grado 42,  $f'_m = 27.6$  MPa (281 kg/cm<sup>2</sup>) y  $\sigma_c = 1.38$  MPa (14 kg/cm<sup>2</sup>). Utilizando esta cuantía de refuerzo como punto de referencia, y reteniendo la influencia de los parámetros  $t_c/t$  y  $f'_m/f'_{yh}$ , el requerimiento de resistencia de la ec. 5.9 se reemplazó por

$$\rho_h \geq c_s \left( \frac{t_c}{t} \right) \frac{\sqrt{f'_m}}{f'_{yh}} \quad (5.37)$$

donde  $c_s = 0.2$  en unidades del Sistema Internacional.

Para mampostería con los huecos de las piezas completamente rellenos, reforzada horizontalmente con acero grado 42, las cuantías de refuerzo requeridas por la ec. 5.37 variaron desde 0.13% para  $f'_m = 6.9$  MPa (70 kg/cm<sup>2</sup>) a 0.25% para  $f'_m = 34.3$  MPa (350 kg/cm<sup>2</sup>), como se ilustra en la fig. 5.29. Para el caso de las armaduras de alambre con  $f'_{yh} = 550$  MPa (5 600 kg/cm<sup>2</sup>), la variación de  $\rho_{h,min}$  fue de 0.095% a 0.21% para el mismo intervalo de resistencias a la compresión de la mampostería. Las cuantías de refuerzo correspondientes a la mampostería con los huecos de las piezas parcialmente rellenos se redujeron aún más, debido al cociente ( $t_c/t$ ).

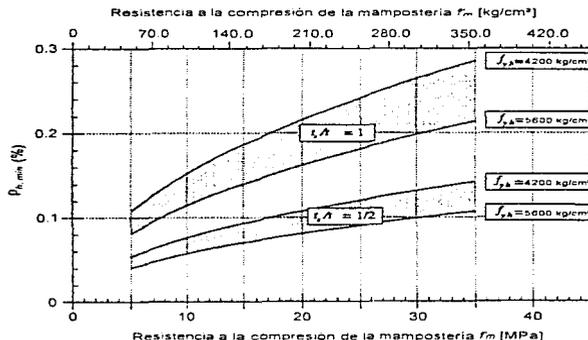


Figura 5.29 Cuantías mínimas de refuerzo horizontal para la expresión de reglamento propuesta

La selección del valor de 0.25% para  $\rho_{h,min}$  como punto de referencia así como las resistencias de los materiales asociadas ( $f_{cs}$  y  $f_{cm}$ ) y del esfuerzo axial de compresión  $\sigma_c$  fue un tanto arbitraria. Por ejemplo si se hubiese utilizado un valor de  $\rho_{h,min}=0.15\%$  como punto de referencia, el valor de la constante  $c_s$  decrecería a 0.15 en unidades del Sistema Internacional y los valores arrojados por la ec. 5.37 decrecerían en un 25% en comparación con los mostrados en la fig. 5.29. Este valor último para  $\rho_{h,min}$  fue consistente con un esfuerzo axial de compresión de 0.45 MPa (7.7 kg/cm<sup>2</sup>) y con una resistencia a la compresión de las piezas de 17.2 MPa (175.3 kg/cm<sup>2</sup>) en la ec. 5.9.

En la construcción con mampostería de edificaciones de baja altura, los esfuerzos de compresión vertical provenientes de las cargas gravitacionales rara vez exceden de 0.34 MPa (3.5 kg/cm<sup>2</sup>); por lo que no fue posible obtener un valor único para la constante  $c_s$  en la ec. 5.37 que involucrase tanto a las edificaciones de baja como de mediana altura. Una posible alternativa que fue planteada consistió en calibrar la constante  $c_s$  con respecto al esfuerzo axial de compresión ( $\sigma_c$ ), otra alternativa consistiría en utilizar ya sea la ec. 5.9 o la ec. 5.37 como expresiones para el diseño sismo - resistente de la mampostería.

### 5.9.9 Conclusiones

- ◇ Tanto el criterio de resistencia como el criterio de energía apuntaron hacia una fuerte dependencia de las cuantías mínimas de refuerzo en relación al esfuerzo axial de compresión ( $\sigma_c$ ) y al parámetro ( $t_s/t$ ). Además, el criterio de resistencia se vió influenciado por la resistencia de los materiales ( $f_{cs}$  y  $f_{cm}$ ), mientras que el criterio energético se vió afectado por la geometría del muro ( $H$ ,  $L$  y  $t$ ).
- ◇ Las fórmulas dadas por las ecuaciones 5.9 y 5.36 concordaron de manera razonable con ensayos de muros, y las cuantías mínimas de refuerzo horizontal  $\rho_{h,min}$  calculadas sirvieron para indicar el 70% de las fallas por corte en la base de datos experimental de 18 especímenes. Además, los valores calculados para  $\rho_{h,min}$  sirvieron para identificar a aquellos modelos que exhibieron bajas ductilidades de desplazamiento y factores de disipación de energía también bajos.
- ◇ El criterio de resistencia controló la selección de las cuantías mínimas de refuerzo para los muros reforzados horizontalmente con barras laminadas en caliente. Para los muros reforzados con armadura de alambre, cualquiera de los dos criterios dictó la selección dependiendo de las propiedades de los materiales y de la geometría del muro.
- ◇ En caso de que las armaduras de alambre se fabriquen tal que  $f_{cs} \geq 550$  MPa (5 600 kg/cm<sup>2</sup>),  $f_u/f_s \geq 1.25$  y  $\epsilon_u \geq 0.08$ , el criterio de resistencia excede al criterio de energía para todos los casos.
- ◇ Para magnitudes considerables de esfuerzo axial de compresión ( $> 1.37$  MPa=14 kg/cm<sup>2</sup>) y para una resistencia a la compresión de la mampostería ( $> 20.6$  MPa=210 kg/cm<sup>2</sup>), las cuantías mínimas de refuerzo horizontal calculadas sobre la base del criterio de resistencia pueden concordar o exceder las normas recientemente propuestas para el NEHRP para estructuras de mampostería expuestas a peligro sísmico considerable.
- ◇ La ec. 5.37, la cual fue propuesta para su utilización en reglamentos de construcción para el diseño sismo - resistente de muros de mampostería, fue simplificada al eliminar el esfuerzo axial de compresión en favor de un formato más simple. Las cuantías mínimas de refuerzo

horizontal requeridas para esta fórmula en su forma presente oscilaron entre 0.08% y 0.28% para mampostería con los huecos de las piezas totalmente rellenos, dependiendo de la resistencia a la compresión  $f_m$  y del esfuerzo de fluencia del acero. Estas cuantías se redujeron en proporción al parámetro  $(t_e/t)$  para muros con los huecos de las piezas parcialmente rellenos.

- ◇ La constante  $c_s$  en la ec. 5.37 podría requerir de mayor calibración, particularmente para tomar en cuenta las necesidades tanto de la construcción de edificaciones de mampostería de poca altura como de las de mediana altura.

**Tabla 5.3 Propiedades de los modelos ensayados por Shing et al.**

Muro	t (cm)	L (cm)	H (cm)	f <sub>m</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	Acero Horizontal		Acero Vertical		σ <sub>c</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )
					f <sub>sh</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	ρ <sub>h</sub> (%)	f <sub>sv</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	ρ <sub>v</sub> (%)	
1	14.3	183.0	183.0	203.9	4 709	0.24	4 495	0.38	14.1
2	14.3	183.0	183.0	203.9	3 935	0.24	4 495	0.38	19.0
3	14.3	183.0	183.0	211.0	3 935	0.14	5 056	0.74	19.0
4	14.3	183.0	183.0	182.5	3 935	0.14	5 056	0.74	0
5	14.3	183.0	183.0	182.5	3 935	0.14	5 056	0.74	7.0
6	14.3	183.0	183.0	182.5	3 935	0.14	4 495	0.38	0
7	14.3	183.0	183.0	211.0	3 935	0.14	5 056	0.74	7.0
8	14.3	183.0	183.0	211.0	4 709	0.24	4 495	0.38	0
9	14.3	183.0	183.0	211.0	3 935	0.14	4 495	0.38	19.0
10	14.3	183.0	183.0	225.3	3 935	0.14	4 495	0.38	7.0
11	14.3	183.0	183.0	225.3	4 709	0.24	5 056	0.74	0
12	14.3	183.0	183.0	225.3	4 709	0.24	4 495	0.38	7.0
13	14.3	183.0	183.0	232.4	4 709	0.24	4 566	0.54	19.0
14	14.3	183.0	183.0	232.4	3 935	0.14	4 566	0.54	19.0
15	14.3	183.0	183.0	232.4	4 709	0.24	4 566	0.54	7.0
16	14.3	183.0	183.0	175.3	4 709	0.24	5 056	0.74	19.0
D1	14.3	183.0	183.0	288.5	5 831	0.07	5 199	0.54	19.0
D2	14.3	183.0	183.0	288.5	6 534	0.07	5 199	0.54	19.0

Nota : 1 kg/cm<sup>2</sup> = 0.0981 MPa

**Tabla 5.4 Cuantías mínimas de refuerzo horizontal para los modelos de Shing et al.**

Muro	ρ <sub>h, min</sub> (%)		ρ <sub>h</sub> / ρ <sub>h, min</sub> (%)		Modo de Falla	Factor de Ductilidad de desplaz.	Factor de Disipación de energía
	Ecuación de resistencia (9)	Ecuación de energía (36)	Resistencia	Energía			
1	0.187	0.047	1.28	5.11	F	9	16
2	0.264	0.057	0.91	4.21	F	11	17
3	0.268	0.057	0.92	2.46	Sh	11	17
4	0.102	0.022	1.37	6.36	Sh	5	9
5	0.157	0.034	0.89	4.12	Sh	4	8
6	0.102	0.022	1.37	6.36	F/Sh/SI	18	65
7	0.169	0.034	0.83	4.12	Sh	6	10
8	0.092	0.022	2.61	10.91	F/SI	11	40
9	0.268	0.057	0.52	2.46	Sh	7	7
10	0.174	0.034	0.80	4.12	F/Sh	11	26
11	0.095	0.022	2.53	10.91	Sh/SI	5	10
12	0.146	0.034	1.65	7.06	F	16	55
13	0.235	0.057	1.02	4.21	Sh	11	14
14	0.282	0.057	0.50	2.46	Sh	6	9
15	0.148	0.034	1.62	7.06	F/Sh	14	39
16	0.205	0.057	1.17	4.21	Sh	6	12
D1	0.212	0.144	0.33	0.49	Sh (R)	--	--
D2	0.189	0.144	0.37	0.49	Sh (R)	--	--

Nota : F - flexión, Sh - corte (agrietamiento diagonal), SI - deslizamiento (base), R - ruptura (acero horizontal)

## CAPÍTULO 6

### ESTUDIO REALIZADO POR S. G. FATTAL (1993)

#### 6.1 INTRODUCCIÓN

La realización de este estudio tuvo por objeto examinar la correlación existente entre resistencias al corte predichas en muros de mampostería por una ecuación propuesta, con las resistencias medidas en 72 especímenes, obtenidas a partir de tres programas experimentales. Debe de señalarse que dentro de los 72 especímenes ensayados se encontraban muros construidos con piezas de *bloque de concreto* así como de *tabique de barro*, en donde los huecos de las piezas se encontraban parcialmente rellenos; por razones que resultan evidentes, en el desarrollo de este capítulo, se considerará a los especímenes construidos a base de bloque hueco de concreto.

Los datos experimentales utilizados en este estudio fueron seleccionados a partir de 700 pruebas independientes de muros de mampostería; la selección se basó en características y aspectos comunes de los programas experimentales, dentro de los cuales podemos citar:

- ◊ *Condiciones de frontera*
- ◊ *Arreglo del sistema de prueba*
- ◊ *Procedimiento para la aplicación de ciclos de carga*
- ◊ *Similitudes físicas*
- ◊ *Selección de parámetros*

En resumen, podemos establecer que la realización de este estudio surgió de la necesidad de evaluar, y en dado caso mejorar, la *capacidad analítica* para predecir resistencias al corte de muros de mampostería sujetos a ciclos de carga lateral de carácter reversible.

#### 6.2 SERIES DE DATOS EXPERIMENTALES

Todos los especímenes de mampostería seleccionados fueron ensayados restringiendo la rotación en sus extremos. Los muros fueron sometidos a desplazamientos laterales cíclicos que se incrementaban hasta alcanzar el modo de falla por corte. Las tres series de datos fueron identificadas con las letras *M*, *B*, y *N*, respectivamente.

##### Serie M:

Cincuenta y un especímenes fueron seleccionados a partir de pruebas realizadas por Matsumura (1986a; 1987b) en la Universidad de Kanagawa en Japón.

##### Serie B:

Once especímenes fueron seleccionados a partir del programa experimental llevado a cabo en la Universidad de California en Berkeley, por Chen *et al.* (1978) e Hidalgo *et al.* (1978).

Serie N:

Diez especímenes ensayados por Yancey y Scribner (1989) en el Instituto Nacional de Normas y Tecnología (NIST) de los Estados Unidos de América.

En todos los ensayos, se aplicaron múltiples ciclos de carga reversible los cuales fueron controlados por desplazamiento de acuerdo con historias *carga - desplazamiento* predefinidas, caracterizadas por amplitudes de desplazamiento crecientes hasta la falla. Los procedimientos de aplicación de carga, así como la tasa de variación de la misma fueron similares en las tres series. Los resultados de prueba incluyeron dos esfuerzos cortantes máximos por cada espécimen, correspondientes a las dos direcciones opuestas de aplicación de carga. La resistencia última por corte fue tomada como el promedio de los esfuerzos máximos antes mencionados. Los especímenes que exhibieron un modo de falla por flexión fueron excluidos del análisis.

Las propiedades de los especímenes se presentan en la tabla 6.1. Dos *sistemas* de prueba fueron utilizados en los ensayos como se ilustra en la fig. 6.1. En el primero los muros fueron ensayados en la forma habitual, es decir, colocados en posición vertical y restringiendo la rotación en ambos extremos; en el segundo sistema los especímenes fueron ensayados en posición horizontal, resaltándose el hecho de que a ambos costados de los muros de mampostería se contaba con un muro de concreto reforzado integrado al primero y de su misma altura; los especímenes fueron colocados entre cuatro puntos de apoyo, dos en los extremos y dos en la interfaz entre el concreto y la mampostería. El desplazamiento lateral fue inducido por el movimiento (vertical) en conjunto tanto del segundo como del cuarto punto de contacto, los puntos de contacto uno y tres actuaron como apoyos de reacción.

En la tabla 6.1 los especímenes de bloque de concreto correspondientes a la serie de datos *M*, fueron identificados con el prefijo *CH* (*sistema* 1; pruebas 1-29) o con el prefijo *CN* (*sistema* 2; pruebas 30-39).

La totalidad de los ensayos en la serie de datos *B* (pruebas 52-55) fue realizada utilizando el primer sistema de prueba. Los especímenes fueron identificados con el prefijo *BL*. El espécimen *BL2P-B* no contó con refuerzo interior.

Las pruebas de la serie *N* (63-72) fueron realizadas adoptando el primer sistema de prueba antes descrito. El espécimen, *RI-N* (prueba 63), no contó con refuerzo interior. El resto de los muros contó únicamente con acero de refuerzo horizontal.

Las columnas subsecuentes de la tabla 6.1 especifican respectivamente, las dimensiones de los muros (*h*, *L*, *t* y *d*); el espaciamiento del refuerzo horizontal ( $S_h$ ); los esfuerzos de fluencia tanto para el acero de refuerzo horizontal ( $f_{yh}$ ) como para el acero vertical interior, exterior y del promedio de ambos ( $f_{yv}$ ,  $f_{ve}$ , y  $f_{v}$ ); las cuantías de refuerzo vertical exterior, interior y total ( $\rho_{ve}$ ,  $\rho_{vi}$ ,  $\rho_v$ ); la cuantía de refuerzo horizontal ( $\rho_h$ ); ambas definiciones de la relación de aspecto (*r* y  $r_d$ ), la primera considerando la longitud total del muro y la segunda considerando el peralte efectivo (*d*); el esfuerzo axial de compresión (*q*) y la resistencia a la compresión de la mampostería ( $f'_m$ ).

La resistencia a la compresión de la mampostería fue obtenida a partir de pruebas en pilas. Pilas conformadas por tres hiladas fueron utilizados para la serie de pruebas *M*; pilas de tres y seis hiladas con relaciones de aspecto de dos y cuatro, respectivamente, fueron utilizados en la serie de pruebas *B*. Las resistencias presentadas resultaron del promedio de resistencias de ambas pilas. Para el caso de la serie *C* se ensayaron pilas de tres hiladas.

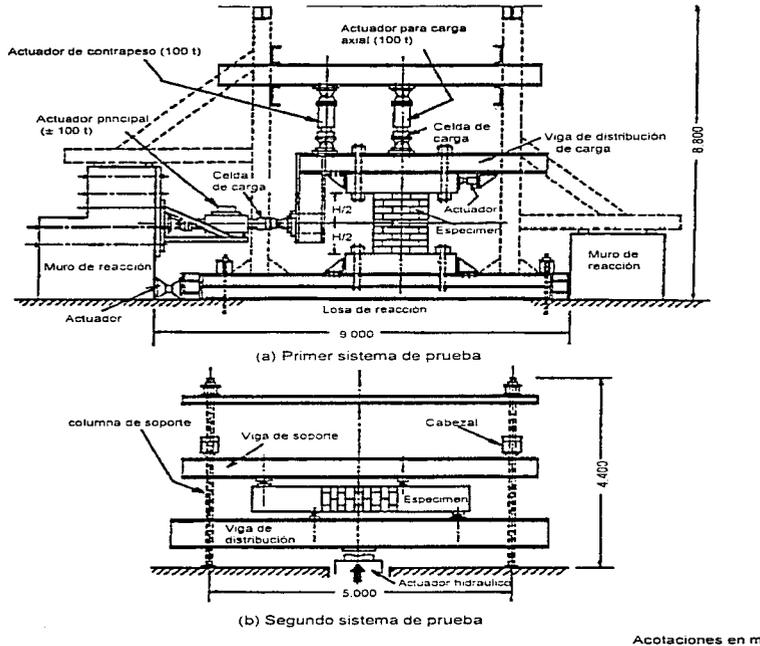
Tabla 6.1 Propiedades de los especímenes

Identificación de los modelos	No. de prueba	h (cm)	L (cm)	t (cm)	d (cm)	$S_0$ (cm)	$f_{10}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$f_{100}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$f_{200}$ (kg/cm <sup>2</sup> )
CW411 - M	1	180.0	172.0	15.0	165.5		3930.3	3930.3	3930.3
CW412 - M	2	180.0	172.0	15.0	165.5		3930.3	3930.3	3930.3
CW311 - M	3	180.0	132.0	15.0	125.5		3930.3	3930.3	3930.3
CW312 - M	4	180.0	132.0	15.0	125.5		3930.3	3930.3	3930.3
CW211 - M	5	180.0	92.0	15.0	85.5		3930.3	3930.3	3930.3
CW212 - M	6	180.0	92.0	15.0	85.5		3930.3	3930.3	3930.3
CW301 - M	7	180.0	132.0	15.0	125.5		3930.3	3930.3	3930.3
CW302 - M	8	180.0	132.0	15.0	125.5		3930.3	3930.3	3930.3
CW31P - M	9	180.0	132.0	15.0	125.5		3930.3	3930.3	3930.3
CW32 - M	10	180.0	132.0	15.0	125.5		3930.3	3930.3	3930.3
CW33 - M	11	180.0	132.0	15.0	125.5		3930.3	3930.3	3930.3
CW31A2 - M	12	180.0	132.0	15.0	125.5		3930.3	3930.3	3930.3
CW31A3 - M	13	180.0	132.0	15.0	125.5		3930.3	3930.3	3930.3
CW31A4 - M	14	180.0	132.0	15.0	125.5		3930.3	3930.3	3930.3
CW30A2 - M	15	180.0	137.0	15.0	129.3		3930.3	3930.3	3930.3
CW32A2 - M	16	180.0	137.0	15.0	129.3		3930.3	3930.3	3930.3
CW33A2 - M	17	180.0	137.0	15.0	129.3		3930.3	3930.3	3930.3
CW34A2 - M	18	180.0	137.0	15.0	129.3		3930.3	3930.3	3930.3
CWB31PA2 - M	19	180.0	137.0	15.0	129.3		3930.3	3930.3	3930.3
CW30A3 - M	20	180.0	132.0	15.0	125.5		3930.3	3930.3	3930.3
CW30PA3 - M	21	180.0	132.0	15.0	125.5		3930.3	3930.3	3930.3
CW32A3 - M	22	180.0	132.0	15.0	125.5		3930.3	3930.3	3930.3
CW33A3 - M	23	180.0	132.0	15.0	125.5		3930.3	3930.3	3930.3
CWS2PA21	24	180.0	197.0	15.0	188.0		3930.3	3930.3	3930.3
CWS2PA22	25	180.0	197.0	15.0	188.0		3930.3	3930.3	3930.3
CW42PA2 - M	26	180.0	177.0	15.0	168.0		3930.3	3930.3	3930.3
CW32PA2 - M	27	180.0	137.0	15.0	129.3		3930.3	3930.3	3930.3
CW22PA21 - M	28	180.0	97.0	15.0	88.0		3930.3	3930.3	3930.3
CW22PA22 - M	29	180.0	97.0	15.0	88.0		3930.3	3930.3	3930.3
CNS301 - M	30	59.0	52.0	15.0	45.5		3930.3	3930.3	3930.3
CNS302 - M	31	59.0	52.0	15.0	45.5		3930.3	3930.3	3930.3
CNS601 - M	32	119.0	52.0	15.0	45.5		3930.3	3930.3	3930.3
CNS602 - M	33	119.0	52.0	15.0	45.5		3930.3	3930.3	3930.3
CNS611 - M	34	119.0	52.0	15.0	45.5		3930.3	3930.3	3930.3
CNS612 - M	35	119.0	52.0	15.0	45.5		3930.3	3930.3	3930.3
CNS901 - M	36	179.0	52.0	15.0	45.5		3930.3	3930.3	3930.3
CNS902 - M	37	179.0	52.0	15.0	45.5		3930.3	3930.3	3930.3
CNS911 - M	38	179.0	52.0	15.0	45.5		3930.3	3930.3	3930.3
CNS912 - M	39	179.0	52.0	15.0	45.5		3930.3	3930.3	3930.3
BL2P - B	52	142.2	121.9	19.4	106.7		0.00	0.00	0.00
BL5P - B	53	142.2	121.9	19.4	106.7	142.2	3369.8	4980.5	0.00
BL8P - B	54	142.2	121.9	19.4	106.7	0	0.00	0.00	0.00
BL10P - B	55	142.2	121.9	19.4	106.7	71.1	3369.8	4867.3	0.00
R1 - N	63	142.2	121.9	19.4	106.7		0.00	0.00	0.00
R2 - N	64	142.2	121.9	19.4	106.7		2813.5	0.00	0.00
R4 - N	65	142.2	121.9	19.4	106.7		2813.5	0.00	0.00
R5 - N	66	142.2	121.9	19.4	106.7		5429.0	0.00	0.00
R6 - N	67	142.2	121.9	19.4	106.7		3772.4	0.00	0.00
R7 - N	68	142.2	121.9	19.4	106.7		3924.8	0.00	0.00
R8 - N	69	142.2	121.9	19.4	106.7		3810.5	0.00	0.00
R9 - N	70	142.2	121.9	19.4	106.7		3694.8	0.00	0.00
R10 - N	71	142.2	121.9	19.4	106.7		3481.7	0.00	0.00
R11 - N	72	142.2	121.9	19.4	106.7		3801.7	0.00	0.00

Tabla 6.1 (Cont.)

No. de prueba	$f_{yv}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$P_{ve}$	$P_{v0}$ ( $A_{v0}/tL$ )	$\rho_v$	$\rho_{v0}$	$r$	$r_0$	$q$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\Gamma_m$ (kg/cm <sup>2</sup> )
1	3930.3	0.00300	0.000825		0.00071	1.05	1.09		96.9
2	3930.3	0.00370	0.000825		0.00071	1.05	1.09		159.2
3	3930.3	0.00391	0.000716		0.00071	1.36	1.43		96.9
4	3930.3	0.00357	0.000716		0.00071	1.36	1.43		159.2
5	3930.3	0.00561	0.001028		0.00071	1.96	2.11		96.9
6	3930.3	0.00367	0.001028		0.00071	1.96	2.11		159.2
7	3930.3	0.00391	0.000716		0.00000	1.36	1.43		96.9
8	3930.3	0.00391	0.000716		0.00000	1.36	1.43		96.9
9	3930.3	0.00391	0.000716		0.00071	1.36	1.43		96.9
10	3930.3	0.00391	0.000716		0.00148	1.36	1.43		96.9
11	3930.3	0.00391	0.000716		0.00222	1.36	1.43		96.9
12	3930.3	0.00391	0.000716		0.00071	1.36	1.43	5.0	159.2
13	3930.3	0.00391	0.000716		0.00071	1.36	1.43	10.0	159.2
14	3930.3	0.00391	0.000716		0.00071	1.36	1.43	15.0	159.2
15	3930.3	0.00377	0.000690		0.00000	1.31	1.39	5.0	82.7
16	3930.3	0.00377	0.000690		0.00148	1.31	1.39	5.0	82.7
17	3930.3	0.00377	0.000690		0.00222	1.31	1.39	5.0	82.7
18	3930.3	0.00377	0.000690		0.00335	1.31	1.39	5.0	82.7
19	3930.3	0.00140	0.000690		0.00071	1.31	1.39	5.0	82.7
20	3930.3	0.00391	0.000716		0.00000	1.36	1.43	10.0	159.2
21	3930.3	0.00391	0.000716		0.00000	1.36	1.43	10.0	82.7
22	3930.3	0.00391	0.000716		0.00148	1.36	1.43	10.0	159.2
23	3930.3	0.00391	0.000716		0.00222	1.36	1.43	10.0	159.2
24	3930.3	0.00261	0.000960		0.00148	0.91	0.96	5.0	89.8
25	3930.3	0.00261	0.000960		0.00148	0.91	0.96	5.0	89.8
26	3930.3	0.00242	0.000801		0.00148	1.02	1.07	5.0	89.8
27	3930.3	0.00247	0.000690		0.00148	1.31	1.41	5.0	89.8
28	3930.3	0.00266	0.000487		0.00148	1.86	2.05	5.0	89.8
29	3930.3	0.00266	0.000487		0.00148	1.86	2.05	5.0	89.8
30	3930.3	0.01018	0.000000		0.00000	1.13	1.30		96.9
31	3930.3	0.01018	0.000000		0.00000	1.13	1.30		98.0
32	3930.3	0.01018	0.000000		0.00000	2.29	2.62		96.9
33	3930.3	0.01018	0.000000		0.00000	2.29	2.62		98.0
34	3930.3	0.01018	0.000000		0.00071	2.29	2.62		96.9
35	3930.3	0.01018	0.000000		0.00071	2.29	2.62		98.0
36	3930.3	0.01018	0.000000		0.00000	3.44	3.93		96.9
37	3930.3	0.01018	0.000000		0.00000	3.44	3.93		98.0
38	3930.3	0.01018	0.000000		0.00071	3.44	3.93		96.9
39	3930.3	0.01018	0.000000		0.00071	3.44	3.93		96.9
52	0.00	0.00000	0.000000	0	0.00000	1.17	1.33	8.0	93.6
53	4980.5	0.00085	0.000000	0.001693	0.000725	1.17	1.33	5.8	129.0
54	0.00	0.00216	0.000000	0.004316	0.00000	1.17	1.33	5.6	133.9
55	4867.3	0.00216	0.000000	0.004316	0.001451	1.17	1.33	6.0	133.9
63	0.00	0.00000	0.000000		0.00000	1.17		7.5	90.9
64	0.00	0.00000	0.000000		0.000234	1.17		7.5	86.4
65	0.00	0.00000	0.000000		0.000468	1.17		7.5	78.2
66	0.00	0.00000	0.000000		0.000936	1.17		7.5	85.6
67	0.00	0.00000	0.000000		0.002177	1.17		7.5	88.9
68	0.00	0.00000	0.000000		0.000725	1.17		7.5	76.5
69	0.00	0.00000	0.000000		0.002177	1.17		7.5	87.4
70	0.00	0.00000	0.000000		0.000499	1.17		7.5	77.1
71	0.00	0.00000	0.000000		0.002131	1.17		7.5	60.2
72	0.00	0.00000	0.000000		0.000725	1.17		7.5	75.2

Nota: 1 kg. cm<sup>2</sup> = 0.0981 MPa



**Figura 6.1 Conformación de los dispositivos de prueba**

### 6.3 PREDICCIÓN DE LA RESISTENCIA AL CORTE

La ecuación elaborada por Matsumura (1986a; 1987b) para estimar la resistencia última al cortante en muros de mampostería en donde el modo de falla debido a cortante sea el que predomine (la ecuación contempla la posibilidad de que los huecos de las piezas se encuentren ya sea parcialmente o completamente rellenos), se presenta a continuación, ordenada de tal forma con objeto de que se aprecie la adición de tres grupos de parámetros:

$$\begin{aligned}
 V_p &= V_m + V_s + V_q & (6.1) \\
 &= \left\{ \left[ (0.76/(r_d + 0.7) + 0.012) 4.04 (\rho_{ve})^{0.3} k_u (f'_m)^{0.5} \right] \right\} (d/L) \\
 &\quad + \left[ 0.157 (\rho_h \cdot f_{yh})^{0.5} \gamma \delta (f'_m)^{0.5} \right] (d/L) \\
 &\quad + \left[ 0.175 q \right] (d/L)
 \end{aligned}$$

Donde,  $V_m$ ,  $V_s$ ,  $V_q$ , definidos en la lista de símbolos al final del capítulo, representan los tres términos aditivos de la ec. 6.1, respectivamente;  $V_p$  es la resistencia al cortante; y,

- $k_u = 1.00$  para muros de bloque de concreto en donde los huecos de las piezas se encuentren completamente rellenos.
- $k_u = 0.80$  para muros de bloque de concreto en donde los huecos de las piezas se encuentren parcialmente rellenos, y en donde se presenten condiciones similares a las descritas para el segundo sistema de prueba.
- $k_u = 0.64$  para muros de bloque de concreto en donde los huecos de las piezas se encuentren parcialmente rellenos, y en donde se presenten condiciones similares a las descritas para el primer sistema de prueba.
- $\gamma = 1.00$  para muros de bloque de concreto en donde los huecos de las piezas se encuentren completamente rellenos.
- $\gamma = 0.60$  para muros de bloque de concreto en donde los huecos de las piezas se encuentren parcialmente rellenos.
- $\delta = 1.00$  para muros con punto de inflexión a la mitad de su altura.
- $\delta = 0.60$  para muros ensayados en voladizo.

#### 6.3.1 Reducción de Datos

La resistencia al corte de los especímenes pertenecientes a los tres programas experimentales antes citados fue evaluada utilizando la ec. 6.1 así como las propiedades que se presentan en la tabla 6.1. Los resultados de la comparación entre las resistencias teóricas y experimentales para las tres series de datos,  $M$ ,  $B$ , y  $N$ , se presentan en las figs. 6.2 a 6.5.

Figura 6.2 Comparación M - M

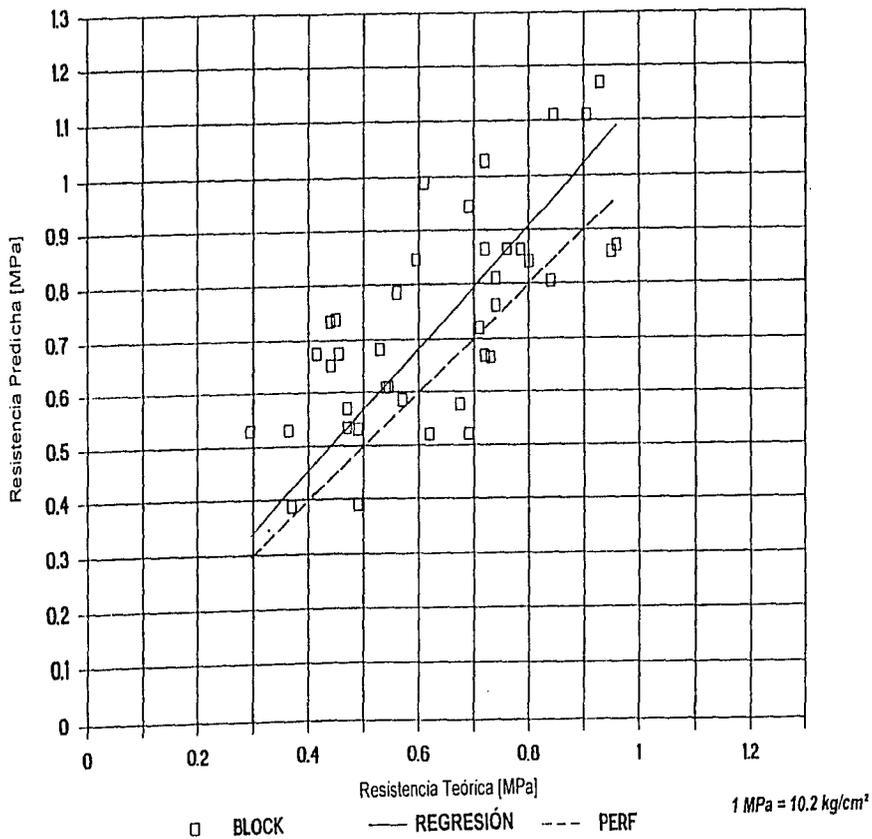


Figura 6.3 Comparación M - B

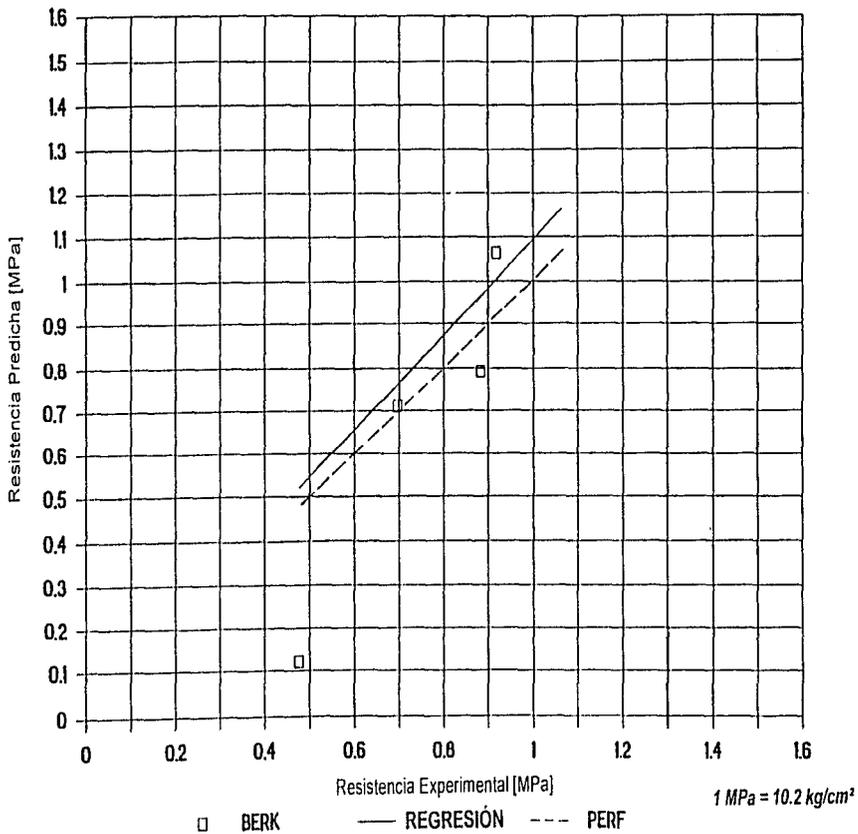


Figura 6.4 Comparación M - N

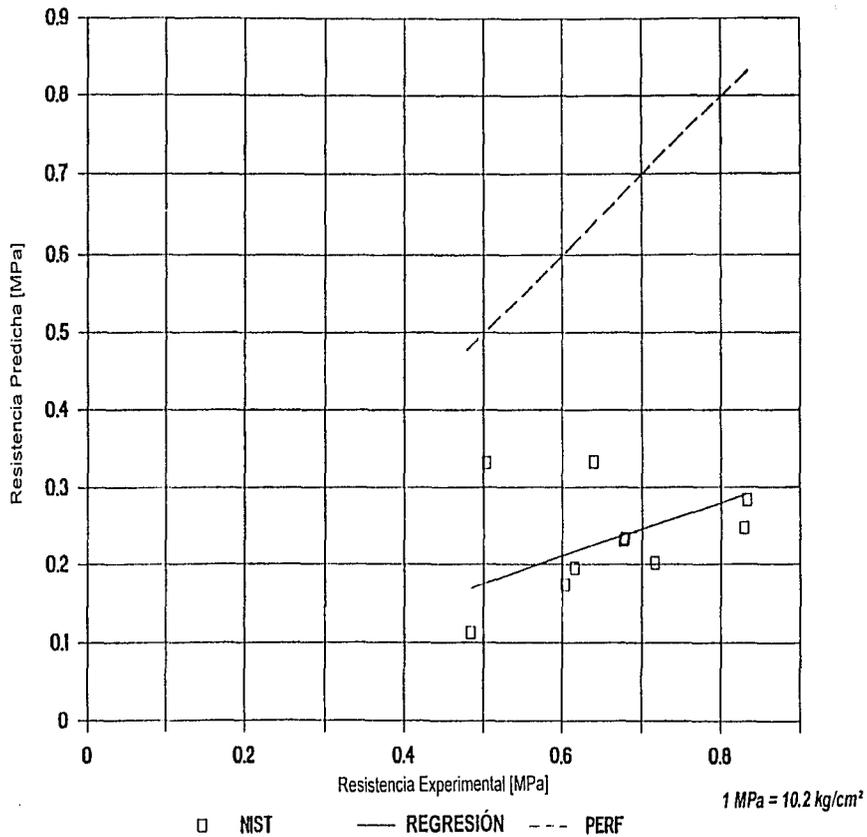
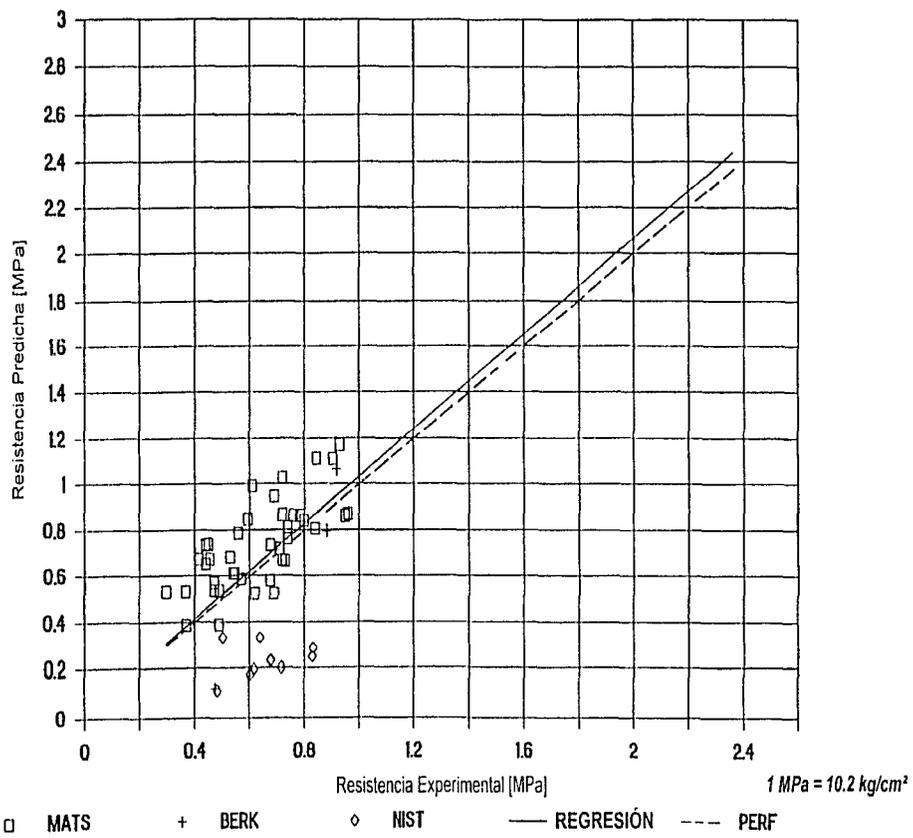


Figura 6.5 Comparación M - T



Las líneas interrumpidas y sólidas que aparecen en cada gráfica representan, respectivamente, la línea de correlación perfecta y la línea de regresión  $y=cx$ , donde  $c$  es una constante numérica. La dispersión de puntos localizados tanto por arriba como por debajo de la línea interrumpida indicaron la variación de las estimaciones realizadas con respecto a la resistencia obtenida en los ensayos, así como la dispersión intrínseca de los resultados de prueba.

Para cada gráfica, la desviación  $s$ , la media de la muestra  $x_m$ , así como la variación  $v_a$ , fueron calculadas utilizando las siguientes ecuaciones:

$$s = \left[ \frac{\sum (x_i - y_i)^2}{(n - 1)} \right]^{0.5} \quad (6.2)$$

$$x_m = \frac{\sum x_i}{n} \quad (6.3)$$

$$v_a = s / x_m \quad (6.4)$$

donde  $x_i = i$  -ésimo valor experimental,  $y_i = i$  -ésimo valor teórico, y  $n$  representa el tamaño de la muestra.

Como se puede apreciar, la ec. 6.2 es similar a la expresión utilizada para calcular la desviación estándar, pero el valor numérico de la desviación no puede ser utilizado en un análisis estadístico debido a que los datos de prueba evaluados no representaron ensayos de carácter repetitivo a su vez que la dispersión de resultados se debió a causas múltiples. De igual forma, la variación, ec. 6.4, se definió de la misma manera que el coeficiente de variación en estadística, pero por las mismas razones expuestas anteriormente en relación a los datos de prueba evaluados, no posee el mismo significado. Sin embargo, de la manera en que fueron definidos y calculados en el estudio realizado por *Fattal*, estos indicadores fueron de gran utilidad para realizar comparaciones de la exactitud relativa de las estimaciones de resistencia para las series de datos individuales, considerando que era factible estimar la variabilidad en los resultados de prueba.

La información relacionada con pruebas de muros de cortante en donde las condiciones de carga así como los parámetros de estudio hayan permanecido constantes, es escasa. Un estudio realizado por Blume y Proulx (1968) proporcionó una indicación de la magnitud de la variación intrínseca que puede esperarse en ensayos de muros de mampostería de tamaño comparable (1.22 x 1.22m). Los resultados de prueba obtenidos a partir de 84 especímenes cargados diagonalmente y divididos en grupos idénticos de cuatro y de cinco, dieron un rango de 3% a 18% en la variación. La considerable dispersión en el coeficiente de variación fue atribuible principalmente al tamaño de la muestra. El coeficiente de variación promedio para todos los ensayos idénticos fue de 8%.

En la tabla 6.2 se presenta información estadística para nueve grupos de ensayos idénticos pertenecientes a la serie de datos *M*. La dispersión de los promedios de *resistencias experimentales* para los ensayos idénticos se mantuvo en un rango que osciló entre 0 y  $\pm 1.4\%$ , con una dispersión promedio de  $\pm 2.7\%$ .

En la tabla 6.3 se especifica la contribución de cada uno de los tres términos,  $V_m$ ,  $V_s$ , y  $V_g$ , a la resistencia predicha  $V_p$  calculada con la ec. 6.1; a su vez las resistencias experimentales se presentan en la última columna de dicha tabla.

**Tabla 6.2** *Dispersión de nueve pares de ensayos idénticos de la serie de datos M*

Par No.	Número de Prueba	$V_i$ (kg/cm <sup>2</sup> )	Promedios (kg/cm <sup>2</sup> )	Razón resist. de prueba / promedio
1	3	4.65	4.445	1.05
	9	4.24		0.95
2	7	5.01	5.370	0.89
	8	5.73		1.11
3	30	7.35	8.575	0.86
	31	9.80		1.14
4	32	5.01	4.905	1.02
	33	4.80		0.98
5	34	7.45	7.400	1.01
	35	7.35		0.99
6	36	3.78	4.395	0.86
	37	5.01		1.14
7	38	7.04	6.685	1.05
	39	6.33		0.95
8	24	8.01	7.885	1.02
	25	7.76		0.98
9	28	5.51	5.540	1.00
	29	5.57		1.00
Suma		105.8	53.2	18.00
Promedio		5.88	5.91	1.00

Nota: 1 kg/cm<sup>2</sup> ≈ 0.0981 MPa

Tabla 6.3 Resistencias teóricas y experimentales de los modelos

Identificación de los modelos	No. de prueba	$V_m$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$V_e$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$V_d$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$V_p$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$V_i$ (kg/cm <sup>2</sup> )
CW411 - M	1	5.98	1.50	0	7.48	4.49
CW412 - M	2	8.17	1.92	0	10.08	6.22
CW311 - M	3	5.39	1.48	0	6.86	4.64
CW312 - M	4	6.72	1.60	0	8.61	6.07
CW211 - M	5	4.52	1.45	0	5.25	5.81
CW212 - M	6	5.09	1.85	0	6.94	5.40
CW301 - M	7	5.39	0	0	5.39	3.01
CW302 - M	8	5.39	0	0	5.39	3.72
CW31P - M	9	5.39	1.48	0	6.86	4.23
CW32 - M	10	5.39	2.13	0	7.52	4.59
CW33 - M	11	5.39	2.61	0	8.00	5.71
CW31A2 - M	12	6.90	1.90	0.84	9.62	7.03
CW31A3 - M	15	6.90	1.90	1.66	10.46	7.34
CW31A4 - M	14	6.90	1.90	2.50	11.28	9.25
CW30A2 - M	15	4.98	0	0.83	5.80	4.79
CW32A2 - M	16	4.98	1.96	0.83	7.76	7.54
CW33A2 - M	17	4.98	2.40	0.83	8.20	8.56
CW34A2 - M	18	4.98	2.94	0.83	8.75	9.68
CWB31PA2-	19	3.70	1.36	0.83	5.87	6.88
CW30A3 - M	20	6.90	0	1.66	8.56	8.15
CW30PA3 - M	21	4.97	0	1.66	6.64	4.49
CW32A3 - M	22	6.90	2.73	1.66	11.29	8.61
CW33A3 - M	25	6.90	3.34	1.66	11.91	9.48
CW52PA21	24	5.90	2.06	0.84	8.79	8.00
CW52PA22	25	5.90	2.06	0.84	8.79	7.75
CW42PA2 - M	26	5.37	2.05	0.83	8.25	7.54
CW32PA2 - M	27	4.50	2.02	0.82	7.53	7.24
CW22PA21-	28	3.46	1.96	0.80	6.21	5.50
CW22PA22-	29	3.46	1.96	0.80	6.21	5.56
CNS301 - M	30	8.81	0	0	8.81	7.34
CNS302 - M	31	8.86	0	0	8.86	9.79
CNS601 - M	32	5.41	0	0	5.41	4.99
CNS602 - M	35	5.44	0	0	5.44	4.79
CNS611 - M	34	5.41	1.36	0	6.77	7.44
CNS612 - M	35	5.44	1.37	0	6.81	7.54
CNS901 - M	36	3.94	0	0	3.94	3.77
CNS902 - M	37	3.96	0	0	3.97	4.99
CNS911 - M	38	3.94	1.36	0	5.31	7.03
CNS912 - M	39	3.94	1.36	0	5.31	6.22
BL2P - B	52	0	0	1.23	1.23	4.84
BL5P - B	55	4.73	2.45	0.90	8.07	8.99
BL8P - B	54	6.39	0	0.86	7.25	7.09
BL10P - B	55	6.39	3.53	0.92	10.83	9.34
R1 - N	65	0	0	1.15	1.15	4.92
R2 - N	64	0	0.62	1.15	1.77	6.14
R4 - N	65	0	0.84	1.15	2.00	6.27
R5 - N	66	0	1.37	1.15	2.53	8.42
R6 - N	67	0	2.23	1.15	3.38	6.50
R7 - N	68	0	1.22	1.15	2.38	6.91
R8 - N	69	0	2.22	1.15	3.37	5.13
R9 - N	70	0	0.90	1.15	2.06	7.29
R10 - N	71	0	1.74	1.15	2.90	8.47
R11 - N	72	0	1.19	1.15	2.34	6.89

Nota: 1 kg/cm<sup>2</sup> = 0.0981 MPa•  $V_m = 0$ , puesto que  $\rho_m = 0$

## 6.4 ANÁLISIS

## 6.4.1 Comparación M - M

En el estudio realizado por *Fattal*, el formato X - Y, donde X resultó ser la identificación de la ecuación, y Y la serie de datos considerada, fue utilizado para establecer comparaciones; por citar un ejemplo, M - B se refirió a la comparación de las estimaciones de la ec. 6.1 propuesta por *Matsumura* con los resultados de prueba correspondientes a la serie de datos B. En la fig. 6.2, las resistencias teóricas obtenidas a partir de la ec. 6.1 se graficaron contra los resultados experimentales de 39 especímenes de la serie M. A partir del análisis de la gráfica se pudo establecer que la concordancia entre la resistencia teórica y la experimental mejoraba cuando los valores de la resistencia experimental crecían. La desviación obtenida para este grupo de especímenes fue de 0.17 MPa (1.73 kg/cm<sup>2</sup>), es decir 28% de la media de los resultados de prueba. Cuando fue aplicado un factor de corrección de 0.88 (recíproco de la constante de regresión) a la ec.6.1, la correlación mejoró como tal, no obstante tal progreso tendría que ser examinado por consistencia contra otros resultados de prueba.

Estableciendo que la habilidad de una ecuación para estimar la resistencia depende principalmente de la representación precisa del efecto de los parámetros sobre la respuesta, y que tanto el peso de los parámetros como sus *interacciones* deben de ser examinados en relación con los resultados de prueba con objeto de evaluar la exactitud de sus formas funcionales, se presentó la ec. 6.1 en términos de seis funciones paramétricas como sigue:

$$\begin{aligned}
 V_p &= V_m + V_s + V_q \\
 &= f_1(r) \cdot f_2(\rho_{ve}) \cdot f_3(f'_m) \\
 &\quad + f_4(\rho_h) \cdot f_5(f_{yh}) \cdot f_3(f'_m) \\
 &\quad + f_6(q)
 \end{aligned} \tag{6.5}$$

Donde,

$$f_1(r) = \left\{ \left[ 0.76 / (r_d + 0.71) \right] + 0.012 \right\} \cdot (d/L)$$

$$f_2(\rho_{ve}) = 4.04 k_u (\rho_{ve})^{0.3}$$

$$f_3(f'_m) = (f'_m)^{0.5}$$

$$f_4(\rho_h) = 0.157 (\rho_h)^{0.5} \gamma \delta (d/L)$$

$$f_5(f_{yh}) = (f_{yh})^{0.5}$$

$$f_6(q) = 0.175 q \cdot (d/L)$$

En la fig. 6.6, los términos adimensionales  $V_m / V_p$ ,  $V_s / V_p$ ,  $V_q / V_p$  y  $V_p / V_f$  fueron graficados contra los números que identificaron a los especímenes de prueba. Los tres primeros términos mostraron la contribución de  $V_m$ ,  $V_s$ , y  $V_q$ , respectivamente, a la resistencia teórica  $V_p$ . El cuarto término  $V_p / V_f$ , en donde  $V_f$  representó a la resistencia experimental, indicó la desviación que prevaleció entre la resistencia teórica y la resistencia experimental.

Dentro de los especímenes de la serie  $M$ , 21 de ellos no estuvieron sujetos a carga axial (Nos. 1-11 y 30-39, fig. 6.6). Para estos especímenes,  $q = f_6(q) = V_q = 0$ , y por lo tanto,  $V_p = V_m + V_s$ . Entre ellos, ocho especímenes no contaron con refuerzo horizontal (Nos. 7, 8, 30-33, 36, 37), por lo que  $\rho_h = f_4(\rho_h) = V_s = 0$ , y  $V_p = V_m$ .

Después de estudiar la fig. 6.6 y tomando en cuenta los grupos de especímenes definidos en la tabla 6.4, fue posible advertir que la ec. 6.1 sobrestimó la resistencia de los especímenes 7 y 8 del grupo  $A$  del orden de 80 y 45%, respectivamente. Sus resistencias, 0.30 y 0.37 MPa (3.1 kg/cm<sup>2</sup> y 3.8 kg/cm<sup>2</sup>, respectivamente), se mantuvieron en el extremo inferior del rango de resistencias de los 39 especímenes de la serie  $M$ , (0.30 a 0.96 MPa, es decir, 3.1 kg/cm<sup>2</sup> a 9.8 kg/cm<sup>2</sup>). Con respecto a la estimación de la resistencia de los especímenes de los grupos restantes ( $B$  y  $C$ ), ésta se mantuvo dentro de un rango de  $\pm 20\%$  de aproximación con respecto a la resistencia experimental. Esta discrepancia puso de manifiesto la falta de precisión de la función que representó el efecto de  $\rho_{ve}$  sobre la resistencia de los especímenes de bloque de concreto en la ec. 6.1:

$$f_2(\rho_{ve}) = 4.04(k_u)(\rho_{ve})^{0.3}$$

La función anterior atribuyó demasiado peso al efecto de  $\rho_{ve}$  para aquellos especímenes en donde la cantidad de refuerzo vertical resultó ser pequeña.

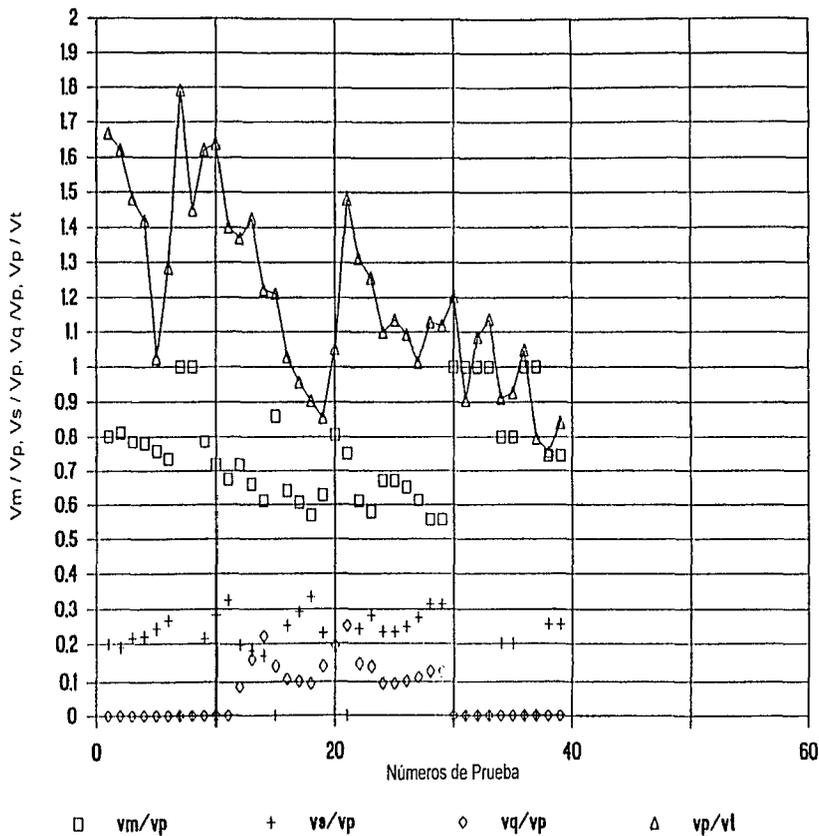
Los especímenes pertenecientes a los grupos  $B$  y  $C$  variaron esencialmente en la relación de aspecto, mientras que aquéllos pertenecientes a los grupos  $A$  y  $B$  variaron tanto en la relación de aspecto como en el porcentaje de acero vertical; las estimaciones de resistencia obtenidas para los especímenes de los grupos  $B$  y  $C$  se mantuvieron próximas a sus respectivas resistencias experimentales, mientras que las estimaciones para los especímenes del grupo  $A$  se mantuvieron considerablemente arriba. Los especímenes de los grupos  $A$  y  $C$  desarrollaron resistencias menores que aquéllas registradas para los modelos del grupo  $B$ . Las resistencias experimentales del grupo  $C$  se mantuvieron dentro de un rango de 0.37 a 0.49 MPa (3.8 kg/cm<sup>2</sup> a 5.0 kg/cm<sup>2</sup>), respectivamente. Estos resultados implicaron una falta de precisión inherente en la función  $f_1$  para modelar el efecto de la relación de aspecto sobre la resistencia.

Lo anteriormente descrito mostró la dificultad que representaba aislar completamente el efecto de cada parámetro sobre la resistencia. Alternativamente, se optó por examinar la respuesta de grupos de especímenes con propiedades prácticamente idénticas exceptuando a un sólo parámetro.

Las figs. 6.7 a 6.10 fueron desarrolladas con este propósito. Éstas exhibieron el efecto de las variables  $q$ ,  $r$ ,  $\rho_v$ , y  $f_m$ , respectivamente. En cada uno de estos gráficos, la relación entre la resistencia teórica y la resistencia experimental fue graficada contra la variable de estudio.

En las figs. 6.7 a 6.11, los identificadores de los especímenes (números de prueba) no fueron utilizados. Sin embargo, los datos correspondientes a cada grupo de modelos, fueron graficados siguiendo un orden ascendente con respecto al valor de la variable en estudio.

Figura 6.6 Cocientes de resistencia, serie de datos M



**Tabla 6.4 Grupos de datos de la serie M para comparación de resultados**

Grupo	No. de prueba	r	$\rho_{ve}$	$\Gamma_m$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$f_1$ (r)	$f_2$ ( $\rho_{ve}$ )	$f_1 \cdot f_2$	$V_p / V_t$
A	7	1.36	0.004	97.0	0.37	5.6	2.07	1.80
	8	1.36	0.004	97.0	0.37	5.6	2.07	1.45
B	30	1.13	0.010	97.0	0.39	8.6	3.38	1.20
	31	1.13	0.010	98.0	0.39	8.6	3.38	0.90
C	32	2.29	0.010	97.0	0.24	8.6	2.06	0.85
	33	2.29	0.010	98.0	0.24	8.6	2.06	1.14
	36	3.44	0.010	97.0	0.18	8.6	1.55	1.04
	37	3.44	0.010	98.0	0.18	8.6	1.55	0.80

Nota: 1 kg/cm<sup>2</sup> = 0.0981 MPa**Tabla 6.5 Grupo de ensayos idénticos excepto en el esfuerzo axial q**

Grupo	No. de prueba	q (kg/cm <sup>2</sup> )	r	$\Gamma_m$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\rho_{ve}$	$\rho_b$
1	4	0	1.36	159.2	0.00357	0.00071
	12	5.0	1.36	159.2	0.00357	0.00071
	13	10.0	1.36	159.2	0.00357	0.00071
	14	15.0	1.36	159.2	0.00357	0.00071

Nota: 1 kg/cm<sup>2</sup> = 0.0981 MPa

Figura 6.7 Efecto de la carga axial sobre la resistencia

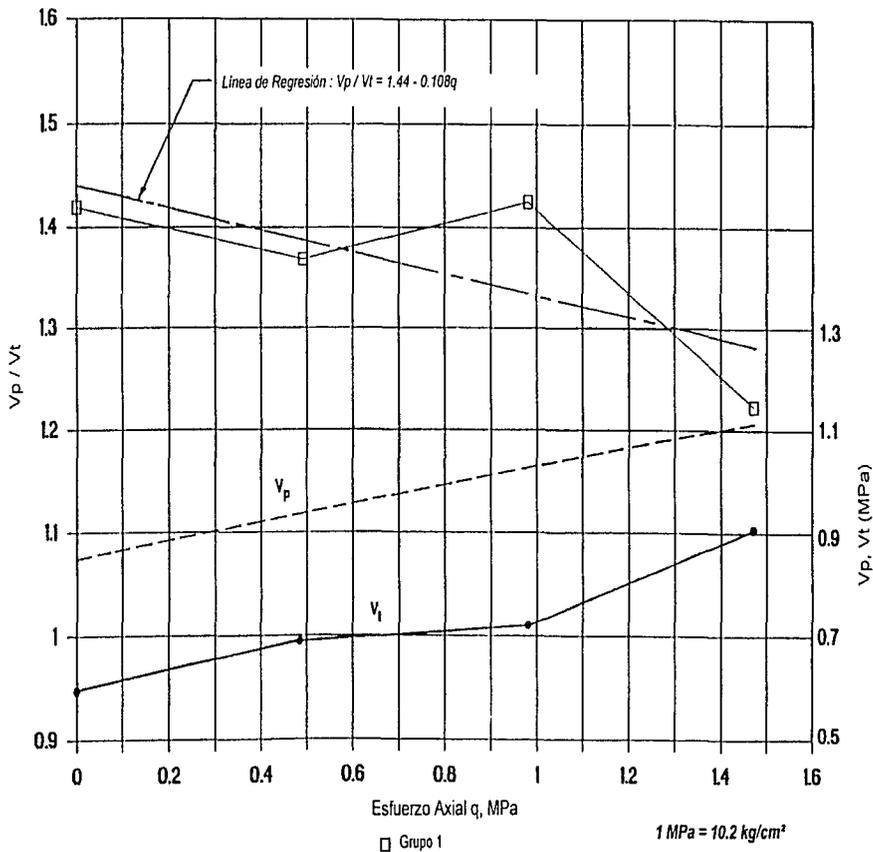


Figura 6.8 Efecto de la relación de aspecto sobre la resistencia

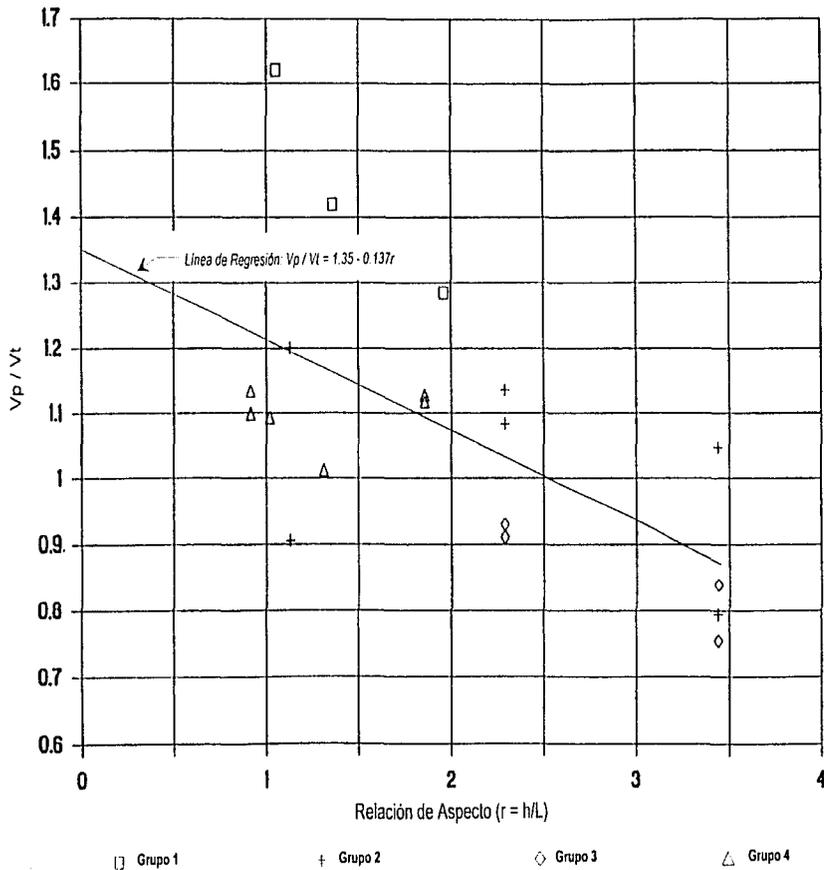


Figura 6.9 Efecto de la cuantía de refuerzo horizontal sobre la resistencia

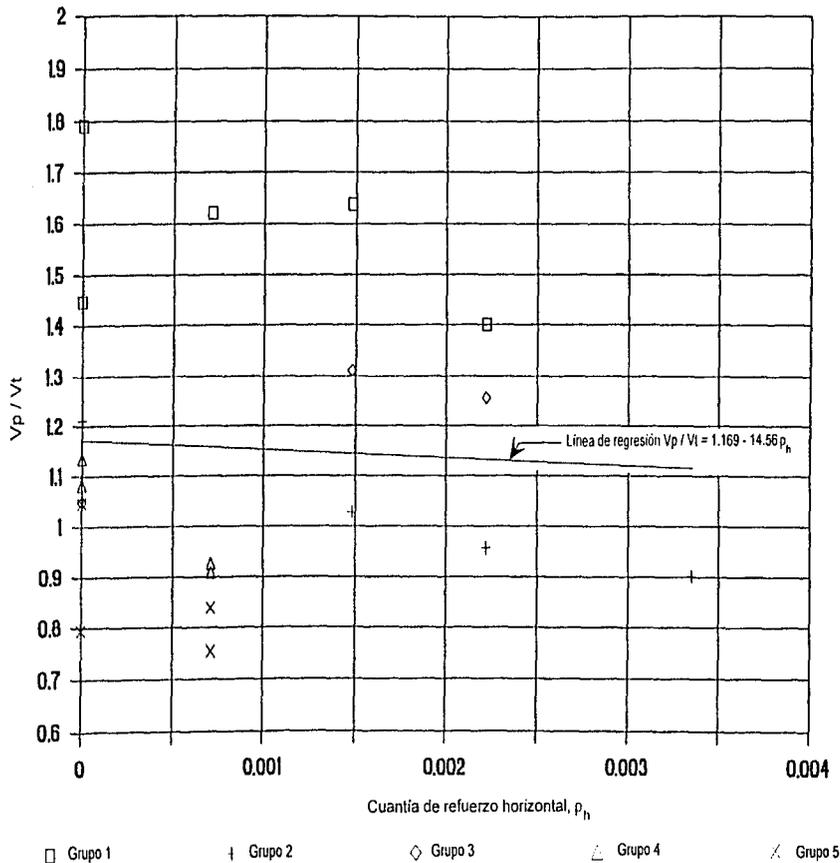
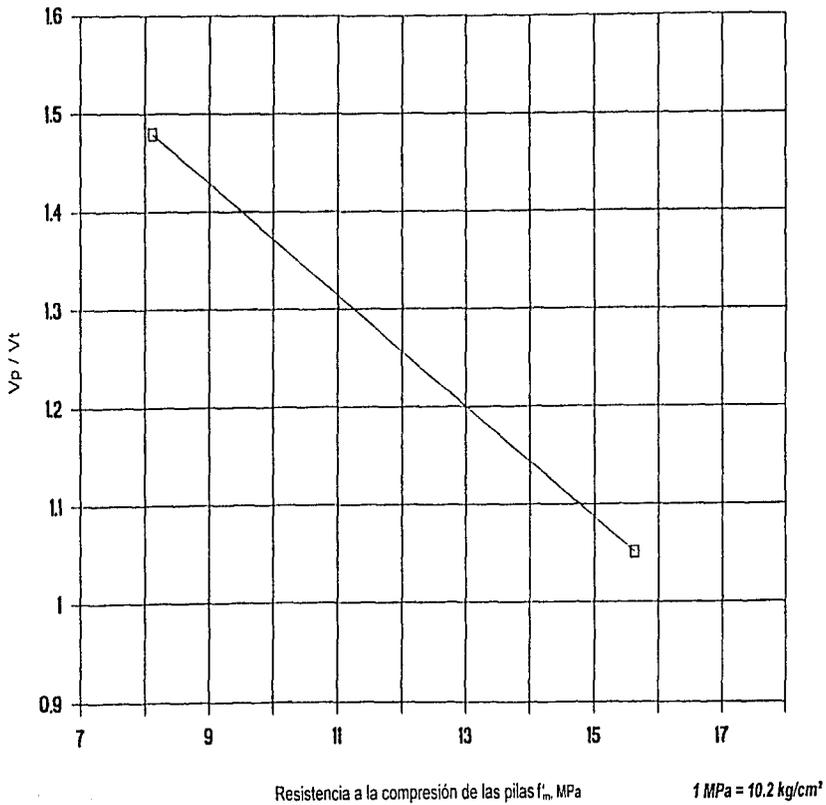
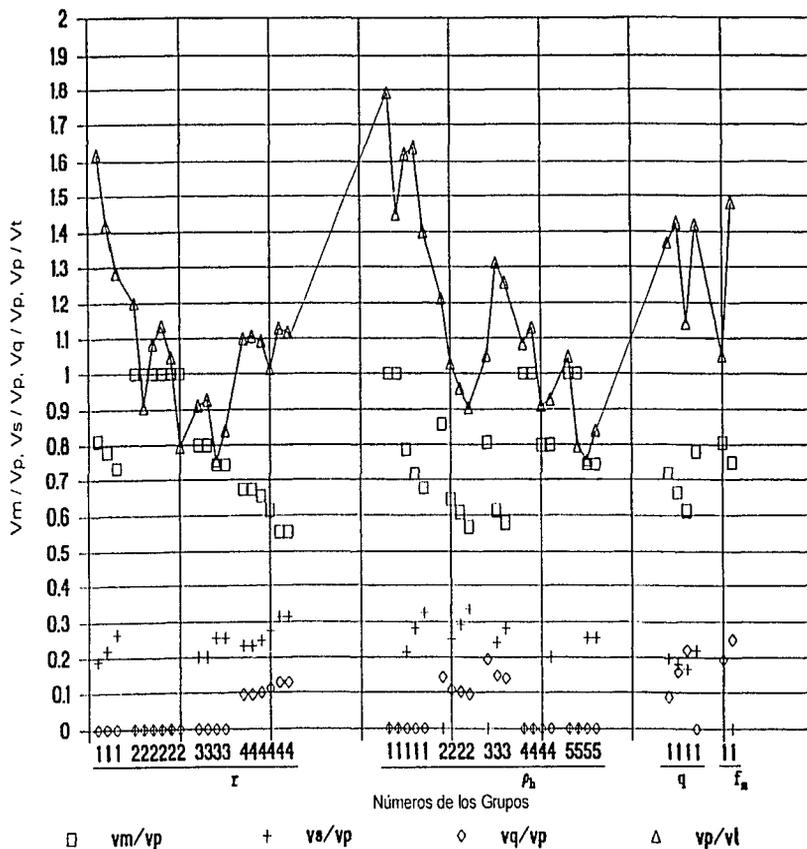


Figura 6.10 Efecto de la resistencia a la compresión de los bloques sobre la resistencia



Grupo 1

Figura 6.11 Cicientes de resistencia, serie de datos M



#### 6.4.2 Efecto de la Carga Axial

En la fig. 6.7 se presentan los resultados de cuatro ensayos en donde la magnitud de la carga axial fue la variable de estudio. La resistencia experimental  $V_f$ , la resistencia teórica  $V_p$ , así como el cociente  $V_p / V_f$  fueron graficados contra la carga axial  $q$ . La tabla 6.5 especifica los valores de los parámetros que permanecieron constantes.

Para poder obtener una perfecta correlación de un efecto (en este caso la variable  $q$ ), los puntos representando la relación  $V_p / V_f$  deben de mantenerse sobre una línea recta teniendo como ordenada a la unidad. Un indicador representativo del error existente en la formulación de un efecto paramétrico es la pendiente  $m$  de la curva de regresión lineal  $y = mx + b$  para los puntos que representan la relación entre ambas resistencias. La pendiente de la línea de regresión para los cocientes de resistencias en la fig. 6.7 resultó ser de  $0.108 \text{ [MPa]}^{-1}$  ( $1.10 \text{ [kg/cm}^2\text{]}^{-1}$ ), lo que indicó una concordancia aceptable entre la resistencia teórica y la resistencia experimental.

#### 6.4.3 Efecto de la Relación de Aspecto

El efecto de la relación de aspecto se presenta en la fig. 6.8. Solamente existieron cuatro grupos de especímenes en donde  $r$  fue variado exclusivamente. Los parámetros que permanecieron constantes durante el desarrollo de los ensayos se presentan en la tabla 6.6.

**Tabla 6.6 Cuatro grupos de ensayos idénticos excepto en la relación de aspecto**

Grupo	No. de prueba	$r$	$\Gamma_{av}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\rho_{cc}$	$\rho_u$	$q$ (kg/cm <sup>2</sup> )
1	2	1.05	159.2	0.00370	0.00071	0
	4	1.36	159.2	0.00357	0.00071	0
	6	1.96	159.2	0.00367	0.00071	0
2	30,31	1.13	97.0 - 98.0	0.01018	0	0
	32,33	2.29	97.0 - 98.0	0.01018	0	0
	36,37	3.44	98.0	0.01018	0	0
3	34,35	2.29	97.0 - 98.0	0.01018	0.00071	0
	38,39	3.44	97.0	0.01018	0.00071	0
4	24,25	0.914	89.8	0.00261	0.00148	5.0
	26	1.02	89.8	0.00242	0.00148	5.0
	27	1.31	89.8	0.00247	0.00148	5.0
	28,29	1.86	89.8	0.00266	0.00148	5.0

Nota:  $1 \text{ kg/cm}^2 = 0.0981 \text{ MPa}$

La resistencia teórica de los especímenes pertenecientes al *grupo 1* (Nos. 2, 4, 6) resultó de la adición de los términos  $V_m$  y  $V_s$  de la ec. 6.5 ( $V_q = 0$ ). Las resistencias teóricas obtenidas para estos especímenes fueron sobrevaluadas por amplio margen (alrededor de 30-60%).

El aspecto relevante de los resultados de la fig. 6.8 radica en el cambio del cociente de resistencias  $V_p / V_t$  relativo al cambio de la variable  $r$ . Para el *grupo 1*, el cociente de resistencias decreció pronunciadamente al incrementarse el parámetro  $r$ ; al incrementarse  $r$  de 1 a 2,  $V_p / V_t$  descendió de 1.6 a 1.3. Resultó evidente que la función  $f_I$  no resultó un modelo apropiado tomando en consideración la serie de parámetros fijos del *grupo 1*.

Para los *grupos 2 y 3* se presentó una tendencia similar a la antes descrita, pero con la salvedad de que la tasa de disminución del cociente de resistencias fue menor, lo que implicó que la función  $f_I$  resultó ser un modelo más consistente para los parámetros fijos asignados a los dos grupos anteriores. Los modelos pertenecientes a los *grupos 1 y 3* variaron solamente en los parámetros  $f_m$  y  $\rho_{ve}$ ; si se hubiese considerado la resistencia a la compresión de la mampostería de los modelos del *grupo 3* para el cálculo de las resistencias de los modelos del *grupo 1*, éstas hubieran descendido alrededor de 22%, sin embargo la forma característica de la curva  $V_p / V_t - vs - r$  no se modificaría. Esto implicó que la función  $f_I$  no describió adecuadamente el efecto del parámetro  $r$  para el caso en que la cuantía de refuerzo vertical fuese baja, como fue el caso de los especímenes del *grupo 1*.

Los especímenes pertenecientes al *grupo 4* no presentaron una tendencia consistente en sus resultados; los primeros tres modelos pertenecientes a este grupo (Nos. 24, 25 y 26) tuvieron una pequeña variación en la variable de análisis (0.914, 0.914 y 1.02, respectivamente), y por consiguiente el cociente de resistencias tuvo una ligera variación, manteniéndose cercano al valor de 1.1, para el siguiente espécimen (No. 27) el valor del cociente de resistencias estuvo muy cercano a la unidad, siendo que para este espécimen la variable de estudio se había incrementado a 1.31; para los últimos dos modelos de este grupo (Nos. 28 y 29) en los cuales se incrementó la relación de aspecto a 1.86, se presentó de nueva cuenta un incremento en el cociente de resistencias, mismo que alcanzó un valor cercano a 1.1.

Los resultados descritos anteriormente cuestionaron la efectividad de la forma funcional asignada a el parámetro  $r$  en la ec. 6.1. No existió razón aparente para que  $f_I$  estuviese ligada solamente al término  $V_m$ ; al descender el valor del parámetro  $r$ , la función  $f_I$  aumenta considerablemente, esto implicó que el efecto del parámetro  $r$  sobre la resistencia teórica fue *sobrestimado* considerablemente para especímenes con relación de aspecto pequeña y viceversa.

#### 6.4.4 Efecto del Refuerzo Horizontal

En la fig. 6.9 se presenta el efecto de la cuantía de refuerzo horizontal,  $\rho_h$ , sobre la resistencia. Para este análisis se consideraron cinco grupos de especímenes, en donde cada uno de estos grupos contó con parámetros de prueba prácticamente iguales exceptuando a  $\rho_h$ , como se especifica en la tabla 6.7. Todos los especímenes pertenecientes al *grupo 1* no estuvieron sujetos a carga axial ( $V_q = 0$ ). En el caso de los especímenes 7 y 8, éstos no contaron con refuerzo horizontal ( $V_s = 0$ ). Las resistencias teóricas obtenidas para los modelos que conformaron este grupo, fueron sobrevaluadas considerablemente, del orden de un 40 a un 80%. En particular, para los especímenes 7 y 8 en donde  $V_p = V_m$ , la estimación obtenida fue una indicación del peso excesivo de la contribución de  $V_m$  a la resistencia teórica.

De acuerdo con la tabla 6.3, los modelos pertenecientes al *grupo 1*, desarrollaron resistencias considerablemente menores al comparárlas con la resistencia promedio de los 39 especímenes de bloque

de concreto (Serie M). Al incrementarse la magnitud de la cuantía de refuerzo horizontal de 0 a 0.0022, la resistencia experimental para este grupo de especímenes se incrementó desde 0.30 a 0.56 MPa (3.1 kg/cm<sup>2</sup> hasta 5.7 kg/cm<sup>2</sup>), mientras que el cociente de resistencias  $V_p / V_t$  decreció de 1.8 a 1.4. Los grupos 2, 4, y 5 exhibieron una tendencia similar. Estos resultados implicaron que el peso asignado al parámetro  $\rho_h$  resultó ser excesivo para el caso de los modelos con bajas cuantías de refuerzo horizontal, o viceversa, o ambas.

Los especímenes que conformaron el grupo 3 desarrollaron resistencias superiores a la resistencia promedio de los 39 especímenes de bloque de concreto (excepto el espécimen 22), la cual fue de 0.63 MPa (6.4 kg/cm<sup>2</sup>). En suma se pudo establecer que el efecto de la cuantía de refuerzo horizontal sobre la resistencia en este grupo en particular presentó una tendencia razonablemente consistente (el valor del cociente de resistencias  $V_p / V_t$  fue menos sensible a la variación de  $\rho_h$ ). La tendencia general de los puntos indicó que  $V_p / V_t$  decreció con el aumento en la cuantía de refuerzo horizontal (línea de regresión).

#### 6.4.5 Efecto de la Resistencia a la Compresión de la Mampostería

Para el análisis de la influencia de este parámetro sobre la resistencia, se consideró exclusivamente un grupo conformado por dos especímenes (Nos. 20 y 21), en donde el parámetro  $f'_m$  fue variado (tabla 6.8). En la fig. 6.10 se presenta la relación que prevaleció entre el cociente  $V_p / V_t$  y la variable de estudio  $f'_m$ , en ella se pudo apreciar que el valor de  $V_p / V_t$  disminuyó pronunciadamente al incrementar el valor de  $f'_m$  de 8.1 a 15.6 MPa (82.6 kg/cm<sup>2</sup> a 159.0 kg/cm<sup>2</sup>, respectivamente); debido al número reducido de modelos utilizados para evaluar la influencia de este parámetro resultó difícil establecer una correlación confiable.

A partir del análisis de las figs. 6.6 a 6.13 se pudo determinar la importancia relativa de los tres términos  $V_m$ ,  $V_s$ , y  $V_q$ , en la ec. 6.1. La contribución máxima la aportó el término  $V_m$ , a razón de 50-100% de la resistencia teórica; seguido por el término  $V_s$  (20-40%) y  $V_q$  (0-20%). La función relacionada con la resistencia a la compresión de las piezas,  $f_3$ , fue común a los términos  $V_m$  y  $V_s$ , y la función que involucra la magnitud del esfuerzo de fluencia del refuerzo horizontal  $f_5$ , permaneció constante puesto que el esfuerzo nominal de fluencia de las varillas de refuerzo utilizadas en la construcción de todos los especímenes fue el mismo. Así, la aportación de  $V_m$  fue el resultado del producto de las dos funciones paramétricas  $f_1$  y  $f_2$ , las cuales involucran respectivamente a los parámetros  $r$  y  $\rho_{ve}$ , mientras que la contribución del término  $V_s$  es resultado de la función paramétrica  $f_4$  la cual involucra al parámetro  $\rho_h$ . Los cambios en las formas de estas tres funciones, realizados con el propósito de mejorar la correlación con los datos experimentales, se revisarán más adelante.

En resumen, se pudo concluir que la ec. 6.1 presentó una tendencia general por sobrestimar la resistencia de los modelos. Esta tendencia fue más dominante para aquellos especímenes que desarrollaron resistencias al corte localizadas en el extremo inferior del rango de resistencias experimentales.

No existió evidencia para establecer que el efecto de la relación de aspecto  $r$  haya sido apropiadamente modelado, y ya sea que deba o no ser asociado únicamente con la componente  $V_m$  de la resistencia teórica. A su vez existió certeza parcial para indicar que la función que definió el efecto de  $r$  careció de consistencia para tomar en cuenta el efecto de la relación de aspecto sobre la resistencia en el rango de resistencias experimentales estudiado.

También existió evidencia para señalar que el efecto de la cuantía de acero vertical así como la cuantía de acero horizontal pudo haber sido sobrestimado considerablemente para aquellos modelos con cuantías pequeñas de acero de refuerzo.

**Tabla 6.7** *Cinco grupos de ensayos idénticos excepto en la cuantía de refuerzo horizontal*

Grupo	No. de prueba	$\rho_h$	$\Gamma_m$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\rho_{ve}$	r	q (kg/cm <sup>2</sup> )
1	7	0.00000	97.0	0.00391	1.36	0
	8	0.00000	97.0	0.00391	1.36	0
	9	0.00071	97.0	0.00391	1.36	0
	10	0.00148	97.0	0.00391	1.36	0
	11	0.00222	97.0	0.00391	1.36	0
2	15	0.00000	82.7	0.00377	1.31	5.0
	16	0.00148	82.7	0.00377	1.31	5.0
	17	0.00222	82.7	0.00377	1.31	5.0
	18	0.00335	82.7	0.00377	1.31	5.0
3	20	0.00000	159.2	0.00391	1.36	10.0
	22	0.00148	159.2	0.00391	1.36	10.0
	23	0.00222	159.2	0.00391	1.36	10.0
4	32,33	0.00000	96.9 - 98.0	0.01018	2.29	0
	34,35	0.00071	96.9 - 98.0	0.01018	2.29	0
5	36,37	0.00000	96.9 - 98.0	0.01018	3.44	0
	38,39	0.00071	96.9	0.01018	3.44	0

Nota: 1 kg/cm<sup>2</sup> = 0.0981 MPa

**Tabla 6.8** *Un grupo de ensayos idénticos excepto en el esfuerzo de la mampostería*

Grupo	No. de Prueba	$\Gamma_m$ (kg/cm <sup>2</sup> )	q (kg/cm <sup>2</sup> )	r	$\rho_{ve}$	$\rho_h$
1	20	159.2	10.0	1.36	0.00391	0.00000
	21	82.7	10.0	1.36	0.00391	0.00000

Nota: 1 kg/cm<sup>2</sup> = 0.0981 MPa

#### 6.4.6 Comparación M - B

La serie de datos *B* (ensayos realizados en *Berkeley*) consistió solamente de cuatro modelos (Nos. 52-55); en los cuales la relación de aspecto prevaleciente fue de 1.17 y en donde los huecos de las piezas se encontraban parcialmente rellenos. El espécimen No. 52 no contó con refuerzo interior, mientras que el espécimen No. 54 contó únicamente con refuerzo vertical.

En la fig. 6.3 se presentan las resistencias teóricas calculadas para estos cuatro modelos graficadas contra sus correspondientes resistencias experimentales; a partir del estudio de la figura puede apreciarse que la correlación que prevaleció entre las resistencias correspondientes al espécimen No. 52 fue muy pobre.

En la fig. 6.12 se presentan los cocientes de resistencia  $V_m / V_p$ ,  $V_s / V_p$ ,  $V_q / V_p$ , y  $V_p' / V_t$ , para cada espécimen de la serie de datos *B*. Los especímenes fueron identificados por sus correspondientes números de prueba mostrados a lo largo del eje horizontal. Cabe destacar que la resistencia teórica calculada para el espécimen 52, el cual no contó con acero de refuerzo interior, fue de 25% de su resistencia alcanzada durante la prueba. Esta pobre correlación evidenció otra deficiencia de la ec. 6.1; puesto que  $V_m = V_s = 0$  para este espécimen, la resistencia quedó asociada solamente al término  $V_q$ , es decir  $V_p' = V_q$ . Sin embargo, el término  $V_q$  depende exclusivamente del parámetro  $q$ , la carga axial. Esto condujo a una conclusión contradictoria, la que establecía que un muro de mampostería sin acero de refuerzo interior y sin carga axial carecería de resistencia al corte al ser sometido a cargas laterales.

En resumen, a partir de los resultados obtenidos de las pruebas realizadas a los modelos de la serie *B*, se vió la necesidad de incluir un término adicional en la expresión  $V_q$ , que involucrara la contribución de los parámetros  $f_m$  y  $r$  en la resistencia de muros sin acero de refuerzo, puesto que de lo contrario las estimaciones de resistencia para este tipo de muros acarrearían un error excesivo. También debe de destacarse que la correlación de resistencias para los tres especímenes restantes de la serie *B* (Nos. 53, 54 y 55), se mantuvo en un rango aceptable de  $\pm 15\%$ ; estos especímenes contaron con cuantías de refuerzo interior moderadas (tabla 6.1).

#### 6.4.7 Comparación M - N

La serie de datos *N*, consistió de diez modelos construidos con bloque de concreto en donde los huecos de las piezas se encontraban parcialmente rellenos (Nos. 63-72); estos especímenes contaron únicamente con acero de refuerzo horizontal. Las variables de estudio fueron la cantidad, tipo y distribución de refuerzo horizontal, el cual consistió de varillas de refuerzo y/o alambre galvanizado en las juntas (tipo escalerilla). Las varillas de acero fueron ancladas en los extremos y a su vez colocadas a la mitad de la altura del modelo o a cada tercio de esta misma en forma de vigas de amarre. Se utilizaron dos arreglos de refuerzo en las juntas, colocado en cada hilada o intercalando entre hiladas. El espécimen 63 no contó con acero de refuerzo. Los especímenes 64 y 65 contaron únicamente con refuerzo en las juntas. Los especímenes 66 a 68 y 72 contaron exclusivamente con varillas de refuerzo. Los especímenes 69 a 71 contaron con las dos modalidades de refuerzo antes descritas. Las dimensiones de los especímenes,  $h$ ,  $t$  y  $L$ , fueron idénticas que aquellas para los modelos 52 - 55 de la serie de datos *B*.

En la tabla 6.9 se consignan datos relevantes correspondientes a las series de datos *B* y *N*. Se mantuvo una carga axial constante, correspondiente a un esfuerzo axial de 0.74 MPa (7.5 kg/cm<sup>2</sup>) sobre el área bruta, durante los ensayos de todos los modelos de la serie *N*; por lo que este esfuerzo se mantuvo dentro del intervalo de esfuerzos de compresión axial utilizados para el ensayo de los modelos de la serie *B*. El promedio de resistencias a la compresión obtenido a partir de ensayos en pilas, resultó para la serie

$N$  menor que aquél obtenido para la serie  $B$ . 7.91 MPa (80.6 kg/cm<sup>2</sup>) comparado con 12.03 MPa (122.6 kg/cm<sup>2</sup>). La cuantía de refuerzo horizontal de la serie de modelos  $N$  se mantuvo en un rango de  $0 - 0.0021$  contra  $0 - 0.0015$  para los especímenes de la serie  $B$ . La resistencia experimental promedio de  $N$  fue de 0.66 MPa (6.7 kg/cm<sup>2</sup>) contra 0.75 MPa (7.6 kg/cm<sup>2</sup>) para los muros de la serie  $B$ . Así, excepto por un esfuerzo de compresión  $f'_m$  menor y ausencia de refuerzo vertical, los modelos y los resultados de prueba de la serie  $N$  fueron comparables con los especímenes (52 a 55) y con los resultados de prueba de la serie  $B$ .

A partir del análisis de las figs. 6.4 y 6.13 resultó evidente que la ec. 6.1 no fue capaz de predecir los resultados de ningún ensayo de los modelos pertenecientes a la serie  $N$ . Considerando en primer término el caso del espécimen sin refuerzo interior (no. 63): la resistencia teórica calculada para este muro resultó de 23% de su resistencia experimental la cual registró un valor de 0.48 MPa (4.9 kg/cm<sup>2</sup>). Esta tendencia en los resultados de las estimaciones ya se había presentado para el modelo 52 (serie  $B$ ), el cual tampoco contó con refuerzo interior; lo que aportó mayor respaldo al argumento citado anteriormente, el cual evidenciaba la ineficacia de la ec. 6.1 para modelar el efecto de la carga axial sobre la resistencia de muros sin refuerzo interior, puesto que la ecuación no toma en cuenta la contribución de  $f'_m$  en ausencia de refuerzo.

Al considerar los nueve modelos restantes de la serie  $N$ , y de acuerdo con los resultados presentados en la tabla 6.9 y en la fig. 6.13, se aprecia que las aportaciones relativas del refuerzo horizontal así como del refuerzo vertical en la resistencia no fueron correctamente modeladas por la ec. 6.1. Aunque los resultados de prueba para los especímenes de las series  $B$  y  $N$  son comparables, las estimaciones de resistencia para los modelos de la serie  $N$  se mantuvieron considerablemente abajo de aquéllas obtenidas para la serie  $B$ . Las estimaciones para los tres especímenes, 53 a 55, pertenecientes a la serie  $B$  tuvieron una aproximación razonable con sus correspondientes resistencias experimentales: si por ejemplo, se realiza una comparación entre el modelo 53 de la serie  $B$  con los modelos 68 y 72 de la serie  $N$ , se aprecia que los parámetros  $f'_h$  y  $V'_q$  tuvieron prácticamente el mismo valor. Los valores de  $V'_s$  difirieron debido a los correspondientes valores del parámetro  $f'_m$ . Sin embargo si se hubiera considerado en el cálculo el valor más alto de  $f'_m$ , el cual ascendió a 12.65 MPa (129.0 kg/cm<sup>2</sup>) para el modelo 53, el incrementó en el término  $V'_s$  para los modelos 68 y 72 tan solo hubiera alcanzado 0.031 MPa (0.31 kg/cm<sup>2</sup>). Puesto que para el modelo no. 53 la contribución mayor a la resistencia teórica fue aportada por el término  $V'_m$ , y destacando que para los modelos 68 y 72 este término careció de valor, fue factible concluir que el peso otorgado al término  $V'_s$  relativo a  $V'_m$  en la ec.6.1 no fue adecuado para modelar el efecto del refuerzo horizontal, en particular cuando los muros carecían de refuerzo vertical.

Figura 6.12 Cocientes de resistencia, serie de datos B

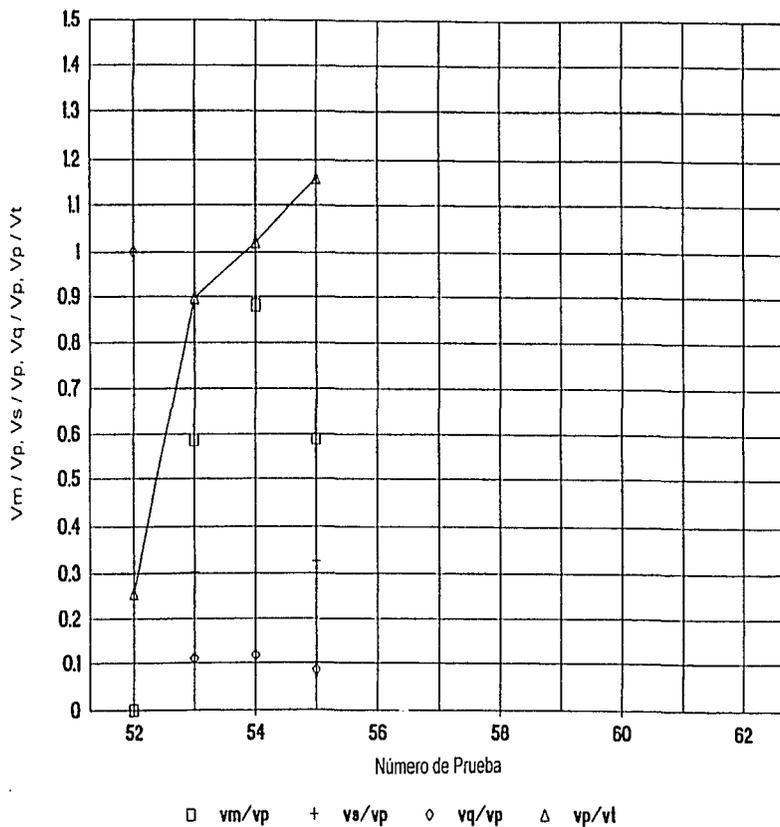


Figura 6.13 Cocientes de resistencia, serie de datos N

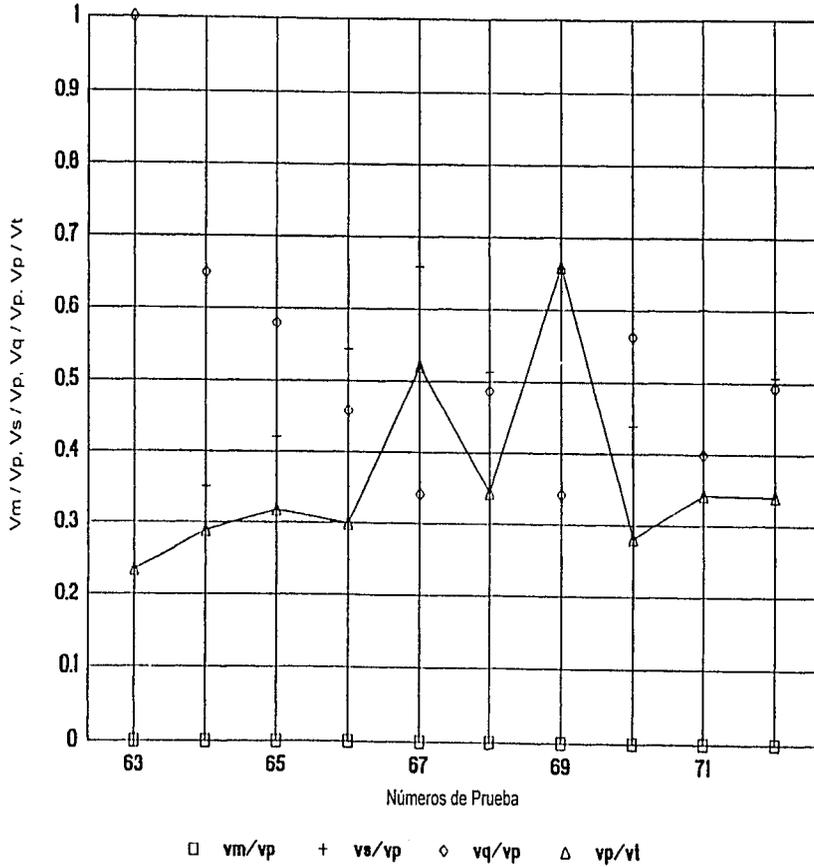


Tabla 6.9 Datos seleccionados a partir de las series B y N

Prueba	r	q (kg/cm <sup>2</sup> )	f <sub>m</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	ρ <sub>ce</sub>	ρ <sub>h</sub>	V <sub>m</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	V <sub>s</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	V <sub>a</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	V <sub>p</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	V <sub>r</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )
<i>Ensayes realizados en Berkeley</i>										
52	1.2	8.05	93.58	0.00000	0.00000	0.00	0.00	1.22	1.22	4.89
53	1.2	5.81	128.95	0.00085	0.00072	4.69	2.45	0.92	8.05	8.97
54	1.2	5.61	133.94	0.00216	0.00000	6.42	0.00	0.82	7.24	7.14
55	1.2	6.01	133.94	0.00216	0.00145	6.42	3.57	0.92	10.81	9.38
<i>Ensayes realizados en el NIST</i>										
63	1.2	7.54	90.83	0.00000	0.00000	0.00000	0.00	1.12	1.12	4.89
64	1.2	7.54	86.54	0.00000	0.00023	0.00000	0.61	1.12	1.73	6.12
65	1.2	7.54	78.19	0.00000	0.00047	0.00000	0.82	1.12	1.94	6.22
66	1.2	7.54	85.63	0.00000	0.00094	0.00000	1.43	1.12	2.55	8.36
67	1.2	7.54	88.79	0.00000	0.00218	0.00000	2.24	1.12	3.36	6.42
68	1.2	7.54	76.45	0.00000	0.00072	0.00000	1.22	1.12	2.34	6.93
69	1.2	7.54	87.36	0.00000	0.00218	0.00000	2.24	1.12	3.36	5.10
70	1.2	7.54	77.06	0.00000	0.00050	0.00000	0.92	1.12	2.04	7.24
71	1.2	7.54	60.24	0.00000	0.00213	0.00000	1.73	1.12	2.85	8.46
72	1.2	7.54	75.23	0.00000	0.00073	0.00000	1.22	1.12	2.24	6.93

Nota: 1 kg/cm<sup>2</sup> = 0.0981 MPa

## 6.5 ADELANTOS

En esta sección se discute el efecto que tuvo *alterar* las formas de ciertos parámetros en la correlación de resistencias. La metodología involucró la representación de los efectos paramétricos basándose en mecanismos de respuesta post - agrietamiento de muros de cortante así como el uso de calibración contra resultados de prueba específicos. La siguiente ecuación se derivó al sustituir las nuevas funciones paramétricas y de la calibración de constantes numéricas contra resultados de prueba específicos.

$$V_p = V_m + V_s + V_q$$

$$\begin{aligned}
&= K_o \cdot K_u \cdot \left[ (0.5/(r - 0.8)) + 0.18 \right] \cdot (f'_m)^{0.5} \cdot (f'_{sv})^{0.5} \cdot (\rho_v)^{0.7} \\
&+ K_o \cdot (0.011) \cdot (\gamma) \cdot (\delta) \cdot f_{yh} \cdot (\rho_h)^{0.31} \\
&+ K_o \cdot (0.012) \cdot (f'_m) + (0.20) \cdot (q)
\end{aligned} \tag{6.6}$$

Donde  $K_o = 0.8$  para muros en donde los huecos de las piezas se encuentren parcialmente rellenos, y de 1.0 para muros en donde los huecos de las piezas se encuentren completamente rellenos.

Los pasos para la derivación de la ec. 6.6 se describen a continuación así como el razonamiento detrás de cada cambio realizado.

### 6.5.1 Modificación del Término $V_m$

El primer paso contempló la sustitución de una nueva expresión para evaluar el efecto del refuerzo vertical sobre la resistencia, considerando que el refuerzo vertical provee de resistencia post-agrietamiento básicamente por acción de dovela. Priestley (1974) propuso una ecuación para tomar en cuenta la acción de dovela la cual presenta la siguiente forma funcional:

$$V_d = K \cdot \rho_v \cdot (f'_b \cdot f'_{sv})^{0.5}$$

donde  $V_d$  representa la resistencia del refuerzo vertical a través de la acción de dovela.  $f'_b$  representa la resistencia de la lechada de cemento, y el coeficiente  $K$  es una constante numérica. Esta ecuación asume que la totalidad de las barras verticales contribuye a la resistencia a través de la acción de dovela y no solamente las barras exteriores como se asumió en la formulación de la ec. 6.1.

A partir de este punto se introdujeron las siguientes consideraciones.

- ◊ Resultaba factible establecer una relación lineal entre la resistencia de la lechada y la resistencia a la compresión de la mampostería  $f'_m$ .
- ◊ La eficiencia del acero de refuerzo vertical es inversamente proporcional a la cuantía proporcionada.
- ◊ La eficiencia del refuerzo vertical decrece al incrementarse la relación de aspecto.

La expresión adoptada para  $V_m$  en la ec. 6.6 reflejó estas consideraciones. La función  $f_I$  se mantuvo, sin embargo, las tres constantes incluidas en dicha función así como el exponente  $k_1$ , asignado al parámetro  $\rho_v$ , fueron evaluados a través de calibraciones contra resultados de prueba de especímenes para los cuales el valor del cociente  $V_p / V_I$  fue de uno o muy cercano a este valor, y en donde ninguno de los términos  $V'_m$ ,  $V'_s$ , y  $V'_q$  fue nulo. En relación a la constante  $K_o$ , común a todos los términos de la ec. 6.6, representa un factor de reducción que toma en cuenta el efecto de los huecos sin relleno. Su valor fue determinado de igual modo, a través de la realización de una calibración de todos los resultados con objeto de minimizar la desviación  $s$ .

### 6.5.2 Modificación del Término $V_s$

El segundo paso contempló la sustitución de una nueva expresión para el término  $V_s$  con objeto de representar el efecto de la cuantía de refuerzo horizontal sobre la resistencia. Considerando que las varillas de refuerzo horizontal proveen de resistencia post - agrietamiento por tensión directa (Shing *et al.*, 1990; Priestley y Bridgeman, 1974), se adoptó la siguiente expresión la cual contempla este mecanismo:

$$V_s = K \cdot \rho_h \cdot f_{yh}$$

en donde  $k$  es una constante numérica. Esta ecuación fue adoptada para el término  $V_s$  de la ec. 6.6 con la puntualización de que  $\rho_h$  se encuentra elevado a la 0.31 potencia con objeto de tomar en cuenta la tendencia exhibida por algunos modelos revisados en el capítulo en relación a disminuir su resistencia al incrementar la cuantía de refuerzo horizontal. Los factores  $\gamma$  y  $\delta$  de la ecuación original no sufrieron cambio alguno. Los valores numéricos del coeficiente y del exponente asignado a  $\rho_h$  fueron determinados en base a una calibración contra resultados experimentales.

### 6.5.3 Modificación del Término $V_q$

El último cambio funcional se realizó en la contribución de  $V_q$  a la resistencia teórica. Para tomar en cuenta la existencia de resistencia residual post - agrietamiento de la mampostería en ausencia de carga axial, se adicionó un término proporcional a la resistencia a la compresión de la mampostería. Esta resistencia residual se atribuye a la resistencia de la zona de compresión cercana a la esquina cargada así como de la esquina diagonalmente opuesta. A este mecanismo de resistencia se le conoce comúnmente como *trabazón del agregado* (Priestley y Bridgeman, 1974). Las constantes numéricas que aparecen en la funciones que involucran a  $f'_m$  y a  $q$  fueron evaluadas a través de calibración contra resultados de prueba como se citó anteriormente.

## 6.6 CONFRONTACIÓN DE ECUACIONES TEÓRICAS

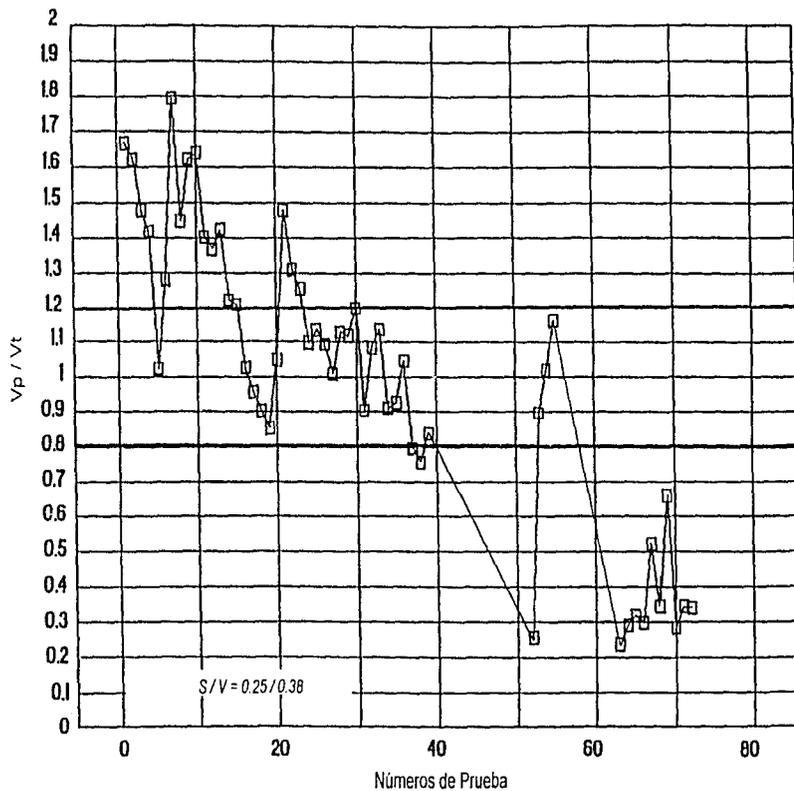
En la fig. 6.14 se muestran los puntos que representaron los cocientes de resistencias ( $V_p / V_t$ ) en los cuales  $V_p$  fue calculado a partir de la ec. 6.1 y  $V_t$  resultó del ensaye de los 53 modelos considerados en esta revisión. A partir del análisis de la gráfica se logró establecer que la resistencia teórica varió desde un 23% hasta un 180% con respecto a la resistencia experimental. La resistencia teórica de 30 modelos (56.6% del total) excedió el rango de  $\pm 20\%$  con respecto a su correspondiente resistencia experimental. La *desviación (s)* obtenida fue de 0.25 MPa (2.5 kg/cm<sup>2</sup>), valor que es superior a una tercera parte del valor promedio de las resistencias experimentales. Del estudio de la figura destaca también que las estimaciones de resistencia para los modelos que carecieron de refuerzo vertical (Nos. 64 a 72) así como para el modelo sin refuerzo (No. 52) fueron extremadamente bajas; en contraste, la resistencia de la mayoría de los modelos pertenecientes a la serie M fue sobrestimada.

La fig. 6.15 es similar a la fig. 6.14 con la salvedad de que la ec. 6.6 fue utilizada para calcular las resistencias teóricas de los modelos; a partir del estudio de la misma fue posible constatar el considerable

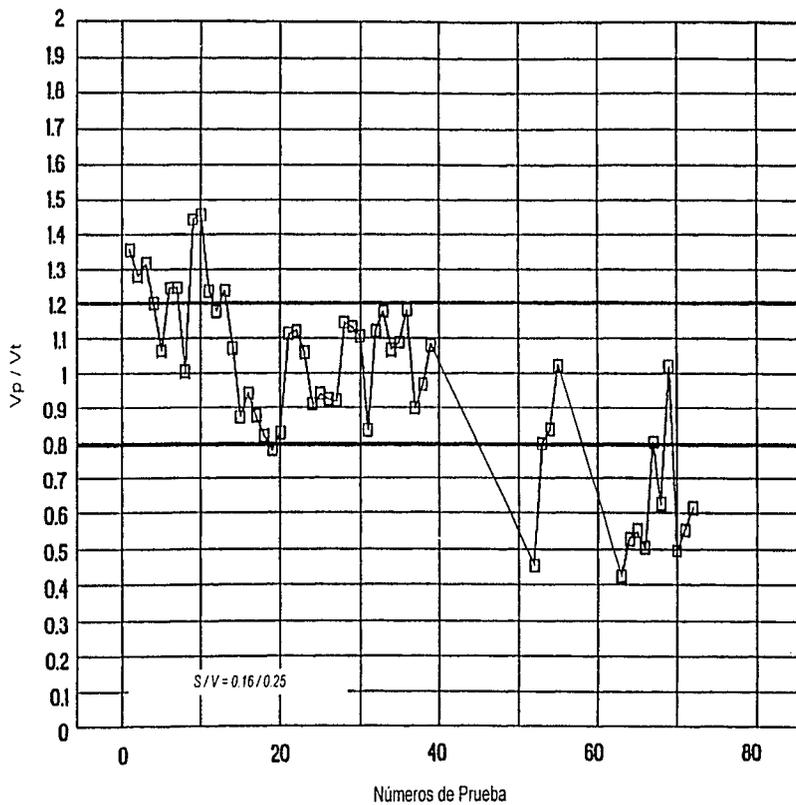
<sup>1</sup> En el estudio realizado por S. G. Fattal se analizaron en realidad 72 modelos; dentro de los cuales 19 modelos fueron construidos con tabique de barro, los cuales quedan fuera del alcance de esta tesis.

progreso en la precisión de las estimaciones. El rango de dispersión de los cocientes de resistencias se redujo a  $\pm 2\%$  -  $1.46\%$ , manteniéndose un  $6.1\%$  de los especímenes dentro del rango  $\pm 20\%$  con respecto a su correspondiente resistencia teórica. De igual forma la *desviación* ( $s$ ) así como la *variación* disminuyeron en magnitud, de 0.25 MPa ( $2.5 \text{ kg/cm}^2$ ) hasta 0.16 MPa ( $1.6 \text{ kg/cm}^2$ ), y de 0.39 hasta 0.25, respectivamente.

Figura 6.14 Cocientes de resistencia  $V_p / V_t$ , ec. 6.1



□ 53 Modelos

Figura 6.15 Cocientes de resistencia  $V_p / V_t$ , ec. 6.6

## NOTACIÓN

$A$	=	$(L) (t)$ = área horizontal bruta del muro ( $\text{cm}^2$ )
$A_n$	=	área horizontal neta del muro ( $\text{cm}^2$ )
$A_h$	=	área de refuerzo horizontal uniformemente distribuido en una hilada ( $\text{cm}^2$ )
$A_{ve}$	=	área de refuerzo vertical colocado en una celda de extremo ( $\text{cm}^2$ )
$A_{vi}$	=	área de refuerzo vertical colocado en una celda interior ( $\text{cm}^2$ )
$d$	=	$L - d'$ = distancia del centroide del refuerzo vertical colocado en una celda de extremo a la cara opuesta del muro (cm)
$d'$	=	distancia a partir del centroide del refuerzo vertical colocado en una celda de extremo hacia la cara extrema más cercana en el muro (cm)
$f_m$	=	resistencia a la compresión de la mampostería obtenida a partir de ensayos en pilas ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )
$f_{yh}$	=	esfuerzo de fluencia del refuerzo horizontal ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )
$f_{yv}$	=	esfuerzo de fluencia promedio correspondiente al refuerzo vertical ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )
$f_{yve}$	=	esfuerzo de fluencia del refuerzo vertical colocado en celdas exteriores ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )
$f_{yvi}$	=	esfuerzo de fluencia del refuerzo vertical colocado en celdas interiores ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )
$h$	=	altura del muro (cm)
$L$	=	longitud del muro (cm)
$M$	=	momento de volteo máximo que ocurre simultáneamente a la fuerza cortante $V$ (t - m)
$Q$	=	carga axial actuante sobre el muro de mampostería (t)
$q$	=	$Q / A$ = esfuerzo axial nominal actuante sobre el muro
$r$	=	$h / L$ = relación de aspecto calculada con la longitud $L$
$r_d$	=	$h / d = r L / d$ = relación de aspecto calculada con la profundidad efectiva $d$
$s$	=	desviación, como se definió por la ecuación 6.2 ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )

$s_h$	=	separación entre lechos de refuerzo horizontal uniformemente distribuido (cm)
$s_{v_i}$	=	separación del refuerzo vertical colocado en celdas interiores (cm)
$t$	=	espesor del muro (cm)
$V$	=	fuerza cortante sobre la sección horizontal del muro (t)
$V_u$	=	fuerza cortante última sobre la sección horizontal del muro determinada a partir de ensayos (t)
$V_s$	=	variación, como se definió por la ecuación 6.4
$V_m$	=	contribución de $\rho_v$ o $\rho_{v_e}$ y otros parámetros a la resistencia última teórica como se definió para la ecuación 6.1 ó 6.6 (kg/cm <sup>2</sup> )
$V_p$	=	$V_m + V_s + V_q$ = resistencia teórica calculada a partir de la ecuación 6.1 ó 6.6 (kg/cm <sup>2</sup> )
$V_q$	=	contribución de $q$ a la resistencia teórica como se definió para la ecuación 6.1, o la contribución de $q$ y $\Gamma_m$ a la resistencia teórica como se definió para la ecuación 6.6 (kg/cm <sup>2</sup> )
$V_s$	=	contribución de $\rho_h$ y otros parámetros a la resistencia teórica como se definió para la ecuación 6.1 ó 6.6 (kg/cm <sup>2</sup> )
$V_i$	=	$V_u / t L$ = esfuerzo cortante último basado en resultados de prueba (kg/cm <sup>2</sup> )
$X_m$	=	media de la muestra como se definió para la ecuación 6.3 (kg/cm <sup>2</sup> )
$\alpha$	=	$M / V L r = M / V_d r_d$ = coeficiente numérico el cual satisface condiciones de equilibrio y de frontera
$\gamma$	=	coeficiente numérico como fue definido para la ecuación 6.1, al cual se le asignan valores de acuerdo con el tipo de mampostería, cantidad de lechada de cemento dispuesta en los huecos de las piezas y tipo de configuración del dispositivo de prueba
$\rho_h$	=	$A_h / (s_h) (t)$ = cuantía de acero de refuerzo horizontal
$\rho_v$	=	$[(2 A_{v_e} + \Sigma (A_{v_i}))] / t L$ = cuantía total de refuerzo vertical
$\rho_{v_e}$	=	$A_{v_e} / t L$ = cuantía de refuerzo vertical colocado en una celda de extremo
$\rho_{v_i}$	=	$A_{v_i} / (s_{v_i}) (t)$ = cuantía de refuerzo vertical uniformemente distribuido en celdas interiores

## CAPÍTULO 7

### OTROS ESTUDIOS

#### 7.1 INTRODUCCIÓN

En este capítulo se presenta una revisión de diversos programas experimentales realizados en los Estados Unidos de América. Éstos tuvieron el propósito de recabar información sobre el comportamiento sísmico de muros de mampostería de piezas de concreto así como sobre los mecanismos de resistencia al cortante de los mismos; se estudiarán diversos parámetros como la cuantía de refuerzo horizontal y vertical, la relación de aspecto, la resistencia de las piezas y la influencia del confinamiento sobre la resistencia y la ductilidad. Debe destacarse que en uno de los programas experimentales se contempló el método del elemento finito como herramienta para modelar a los especímenes y para obtener información referente al comportamiento ante cortante; en este último también se presentó una ecuación predictiva de la resistencia al corte y su correlación con resultados experimentales fue discutida.

#### 7.2 RESISTENCIA Y DUCTILIDAD DE MUROS ESTRUCTURALES REFORZADOS (SHING, SCHULLER Y HOSKERE, 1990)

##### 7.2.1 Introducción

Este estudio tuvo por objeto examinar la resistencia y la ductilidad de paneles de mampostería tomando como sustento datos experimentales obtenidos a partir del ensaye de más de 15 especímenes. Éstos contaron con dimensiones nominales de 1.83 m por 1.83 m. Además se propuso una fórmula de carácter semiempírico para la predicción de la resistencia al corte que fue validada con resultados experimentales. En el estudio se proporcionaron recomendaciones de diseño relacionadas con la ductilidad de muros cuyo comportamiento fuese gobernado ya sea por la flexión o por el cortante. Como es sabido para el caso muros estructurales de mampostería, una falla por corte gobernada por el agrietamiento inclinado conducirá generalmente a un comportamiento más frágil en comparación con aquél asociado a una falla por flexión regida por la fluencia del acero vertical. Por consiguiente resulta conveniente contar con un panel diseñado de tal manera que su estado último de daño sea gobernado por la flexión.

Shing llevó al cabo también la comparación de fórmulas simples de diseño con resultados experimentales y la revisión de las propiedades de ductilidad y degradación de resistencia.

##### 7.2.2 Estudio Experimental

Un espécimen característico se presenta en la fig. 7.1. Los especímenes fueron fabricados con bloques huecos de concreto de 15.2 x 20.3 x 40.6 cm. La totalidad de los huecos de las piezas se rellenó con lechada de cemento. El acero de refuerzo utilizado en los modelos de prueba fue distribuido uniformemente. El refuerzo horizontal fue anclado con ganchos de 180 grados que rodearon al acero vertical situado en el extremo. El refuerzo vertical se extendió en forma continua desde la viga de cimentación hasta una viga de concreto reforzado que coronó a los especímenes. El refuerzo vertical

contó también con ganchos de 180 grados para su anclaje. Cabe destacar que las piezas de concreto utilizadas en la construcción de los especímenes fueron aquellas que sirven para conformar vigas de amarre. Los porcentajes de refuerzo de todos los especímenes se consignan en la tabla 7.1. Cada muro estuvo sujeto a ciclos de desplazamiento completamente reversibles asociados a amplitudes que se iban incrementando gradualmente. Las resistencias así como los modos de falla de los modelos se presentan en la tabla 7.2.

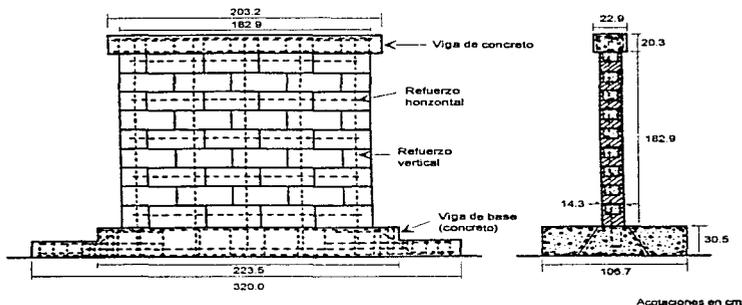


Figura 7.1 Especimen de prueba

Tabla 7.1 Propiedades de los especímenes

Especímen	Piezas	Refuerzo Vertical	$p_v$ (%)	Refuerzo Horizontal	$p_h$ (%)	Esfuerzo Axial (kg/cm <sup>2</sup> )
1	Bloque de concreto	5 var. # 5	0.38	5 var. # 4	0.24	14.0
2	Bloque de concreto	5 var. # 5	0.38	9 var. # 3	0.24	18.9
3	Bloque de concreto	5 var. # 7	0.74	5 var. # 3	0.14	18.9
4	Bloque de concreto	5 var. # 7	0.74	5 var. # 3	0.14	0.0
5	Bloque de concreto	5 var. # 7	0.74	5 var. # 3	0.14	7.0
6	Bloque de concreto	5 var. # 5	0.38	5 var. # 3	0.14	0.0
7	Bloque de concreto	5 var. # 7	0.74	5 var. # 3	0.14	7.0
8	Bloque de concreto	5 var. # 5	0.38	5 var. # 4	0.24	0.0
9	Bloque de concreto	5 var. # 5	0.38	5 var. # 3	0.14	18.9
10	Bloque de concreto	5 var. # 5	0.38	5 var. # 3	0.14	7.0
11	Bloque de concreto	5 var. # 7	0.74	5 var. # 4	0.24	0.0
12	Bloque de concreto	5 var. # 5	0.38	5 var. # 4	0.24	7.0
13	Bloque de concreto	5 var. # 6	0.54	5 var. # 4	0.24	18.9
14	Bloque de concreto	5 var. # 6	0.54	5 var. # 3	0.14	18.9
15	Bloque de concreto	5 var. # 6	0.54	5 var. # 4	0.24	7.0
16	Bloque de concreto	5 var. # 7	0.74	5 var. # 4	0.24	18.9

Nota : 1kg/cm<sup>2</sup> = 0.0981 MPa

Tabla 7.2 Resistencias críticas

Espécimen	Esfuerzo de Fluencia (kg/cm <sup>2</sup> )	Resistencia al Agrietamiento Diagonal (kg/cm <sup>2</sup> )	Resistencia (kg/cm <sup>2</sup> )	Modo Final de Daño
1	4.2	+5.7,-5.3	+6.1,-5.5	Flexión
2	4.6	+5.7,-5.9	+5.8,-6.9	Flexión
3	-	-5.6	+7.0,-7.4	Corte
4	4.6	+3.9,-3.6	+5.0,-6.1	Corte
5	5.7	+4.2,-4.2	+6.2,-5.9	Corte
6	2.1	+3.6,-3.2	+3.6,-3.3	Flexión/Corte/Desliz.
7	5.8	+4.6,-4.2	+6.8,-6.8	Corte
8	2.5	-	+3.5,-3.3	Flexión/Deslizamiento
9	5.3	+6.4,-6.4	+6.7,-6.7	Corte
10	3.2*	+4.2,-4.1	+4.8,-4.7	Flexión/Corte
11	4.4*	+4.0,-3.9	+6.2,-6.7	Corte/Deslizamiento
12	3.2*	+4.8,-4.9	+5.0,-5.0	Flexión
13	6.3	+7.6,-8.1	+7.6,-8.1	Corte
14	6.0	+6.9,-7.4	+6.9,-7.8	Corte
15	4.1	+4.7,-5.6	+5.7,-6.6	Flexión/Corte
16	7.1	+6.1,-6.0	+8.4,-8.5	Corte

\* Predicciones analíticas

Nota: 1kg/cm<sup>2</sup> = 0.0981 MPa

### 7.2.3 Resistencia a la Flexión

La resistencia a la flexión de paneles de mampostería reforzada es evaluada generalmente por medio de la teoría de flexión simple. Además, el Uniform Building Code (UBC) permite la utilización de la hipótesis del bloque rectangular de esfuerzos, la cual conduce a las siguientes ecuaciones de equilibrio para el cálculo de la resistencia a la flexión:

$$P_n = \beta \gamma f_m' c b - \sum_{i=1}^n A_{si} f_{si} \quad (7.1)$$

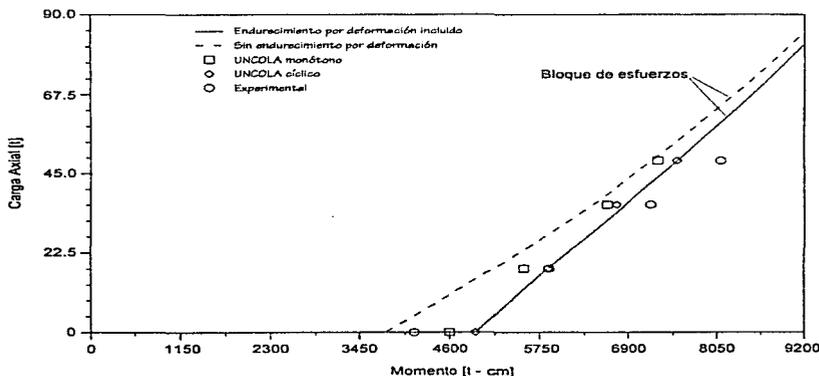
$$M_n = \gamma \beta f_m' c b \left( \frac{l}{2} - \frac{\beta c}{2} \right) + \sum_{i=1}^n A_{si} f_{si} \left( d_i - \frac{l}{2} \right) \quad (7.2)$$

donde

$$f_{si} = E_s \epsilon_u \left( \frac{d_i - c}{c} \right) \quad \text{para } f_{si} \leq f_y \quad (7.3)$$

$$f_{si} = E_s \left[ \alpha \varepsilon_u \frac{d_i - c}{c} + (1 - \alpha) \varepsilon_y \right] \quad \text{para } f_{si} > f_y \quad (7.4)$$

en donde  $A_{Si}$  representa el área de la sección transversal de la barra  $i$ ,  $d_i$  es la distancia de la barra  $i$  desde el borde a compresión,  $E_s$  es el módulo elástico y  $\varepsilon_y$  y  $f_y$  representan, respectivamente, la deformación y el esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo vertical,  $\alpha$  es un parámetro que involucra el endurecimiento por deformación en el acero,  $n$  es el número de varillas de refuerzo,  $f_m$  representa la resistencia a compresión de la mampostería,  $\gamma$  y  $\beta$  son los parámetros asociados a la longitud y a la magnitud del esfuerzo del bloque de esfuerzos, respectivamente,  $\varepsilon_u$  representa la deformación máxima permisible en compresión de la mampostería,  $c$  es la distancia del eje neutro desde el borde a compresión y  $l$  y  $b$  representan la longitud y el ancho de la sección transversal horizontal del muro, respectivamente. De acuerdo con el UBC,  $\varepsilon_u = 0.003$  y  $\gamma = \beta = 0.85$ . Para el diseño,  $\alpha$  es considerado generalmente como cero.



**Figura 7.2 Curvas de interacción (carga axial - momento)**

Las curvas de interacción carga axial - momento flexionante obtenidas por medio de las ecs. 7.1 y 7.2 con y sin la consideración del fenómeno de endurecimiento por deformación en el acero fueron comparadas con los resultados experimentales en la fig. 7.2. A partir del análisis de la figura antes citada fue posible apreciar que, sin considerar el endurecimiento por deformación en el acero, la fórmula subestima de manera consistente la capacidad a momento para todos los niveles de carga axial considerados; sin embargo, cuando se consideró el endurecimiento por deformación ( $\alpha = 0.0345$ ) la correlación con los resultados experimentales mejoró, excepto que la fórmula sobrestimó de manera significativa la capacidad a momento para la condición de carga axial nula. Los resultados obtenidos a partir de un análisis más refinado con el programa de cómputo *UNCOLA* también fueron graficados en la fig. 7.2. El modelo *UNCOLA* se sustenta también en la hipótesis de la sección plana, sin embargo, hace uso de relaciones uniaxiales esfuerzo - deformación más realistas tanto para el acero como para la

mampostería en combinación con un modelo de fibras para representar la sección transversal horizontal del panel.

Del estudio de la fig. 7.2 también fue posible apreciar que debido al efecto del endurecimiento por deformación en el acero, el análisis del programa UNCOLA para cargas cíclicas, similar a aquéllas aplicadas a los especímenes de prueba, arrojó capacidades a momento mayores en comparación con las capacidades a momento obtenidas para cargas monótonas. De manera general, los resultados experimentales se mantuvieron muy cercanos a las curvas de interacción obtenidas a partir de la fórmula simple de diseño citada anteriormente. Esto indicó que la utilización de modelos más refinados para el diseño no es siempre justificable. De nueva cuenta, el análisis UNCOLA, para la condición de carga axial nula, sobrestimó de manera significativa la capacidad a momento. Esto fue atribuido a dos posibles factores. Primero, la pérdida de adherencia del acero vertical de flexión en la viga de cimentación, la cual no fue considerada en el modelo UNCOLA ni en la fórmula de diseño, reduce la magnitud del fenómeno de endurecimiento por deformación del acero, y por lo tanto, esto conduce a un decremento en la resistencia a flexión. Segundo, el deslizamiento en la base que se presenta para la condición de carga axial nula podría también incidir de forma negativa en la capacidad a flexión.

Por consiguiente, pudo concluirse que la consideración del fenómeno de endurecimiento por deformación en el acero mejoró la predicción analítica para niveles de carga axial moderadamente altos. Sin embargo, para niveles moderados de carga axial esto debe de realizarse con cautela, prestando especial cuidado a los diversos factores citados arriba.

#### 7.2.4 Resistencia al Corte

Así como para el caso del diseño de elementos de concreto reforzado, la resistencia nominal al corte  $V_n$  de un muro de mampostería reforzada, de acuerdo con el UBC, puede evaluarse a partir de la suma de dos componentes:

$$V_n = V_m + V_s \quad (7.5)$$

donde:

$$V_m = C_d A \sqrt{f'_m} \quad (7.6)$$

$$V_s = A \rho_h f_y \quad (7.7)$$

en donde  $V_m$  y  $V_s$ , representan las contribuciones de la mampostería y del acero horizontal a la resistencia al corte después del agrietamiento diagonal,  $A$  representa el área transversal horizontal neta del muro,  $\rho_h$  es el porcentaje de acero horizontal con respecto a la sección perpendicular a  $A$  y  $f_y$  representa el esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo horizontal. El coeficiente  $C_d$  depende de la relación de aspecto efectiva y se le ha asignado un valor numérico de 1.2 para muros con relaciones de aspecto efectivas mayores o iguales a 1.

En estudios previos (Shing, Schuller y Hoskere, 1990a) se ha mostrado que la ec. 7.7 tiende a sobrestimar la contribución de acero de refuerzo horizontal; más aún, como ha sido indicado por la evidencia experimental, la resistencia residual de la mampostería  $V_m$ , la cual es proporcionada principalmente por la resistencia al corte en el talón a compresión, el mecanismo de trabazón del

agregado y la acción de dovela del acero de refuerzo vertical, tiende a incrementarse con la cantidad de acero vertical y con la magnitud del esfuerzo axial obrante. Con respecto a las observaciones citadas arriba, se propusieron las siguientes fórmulas:

$$V_m = [0.0018 (\rho_v f_y + \sigma_c) + 2] A \sqrt{f'_m} \quad (7.8)$$

$$V_s = \left( \frac{l - 2d'}{s} - 1 \right) A_h f_y \quad (7.9)$$

en donde  $\rho_v$  representa el porcentaje de acero de refuerzo vertical,  $\sigma_c$  representa el esfuerzo axial de compresión,  $l$  es la longitud horizontal del muro,  $d'$  es la distancia del acero vertical extremo desde el borde más cercano del panel,  $s$  representa el espaciamiento vertical del refuerzo horizontal y  $A_h$  es el área de una barra de refuerzo horizontal. En la fórmula anterior, todos los esfuerzos están expresados en unidades de lb/pulg<sup>2</sup> y las dimensiones en pulgadas. La comparación de la fórmula propuesta por el UBC y la fórmula experimental propuesta con los resultados de prueba obtenidos a partir del ensaye de los modelos cuyo comportamiento fue gobernado por el cortante se presenta en la fig. 7.3. Del análisis de la gráfica resultó evidente que la ecuación propuesta mostró una mejor capacidad para predecir la resistencia al corte (hecho que fue validado por la mejor correlación con los resultados) en comparación con la fórmula establecida por el UBC. Observaciones similares han sido obtenidas con otros datos experimentales (Shing, Schuller y Hoskere, 1990a).

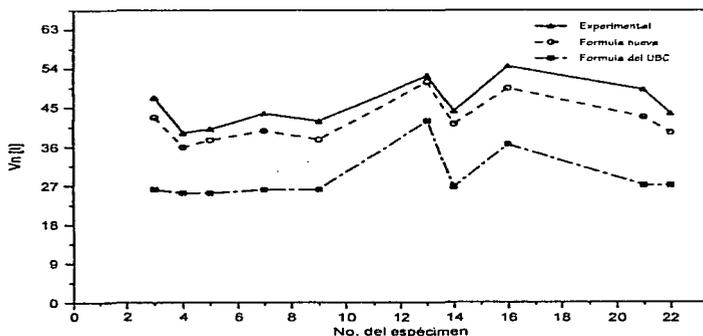


Figura 7.3 Resistencia al corte

## 7.2.5 Deformación y Ductilidad

### 7.2.5.1 Deformación por Flexión y Ductilidad

La deformación debida a la flexión  $\Delta^{FL}$  en un muro puede estimarse al sustraer la deformación por cortante  $\Delta^{SH}$  y el deslizamiento en la base  $\Delta^{SL}$  del desplazamiento total  $\Delta$ . La deformación antes mencionada puede calcularse también a partir de la curvatura del muro  $\phi$ . Tomando como base la consideración simplificada que establece que el módulo de rigidez a flexión de la sección permanece constante a lo largo del muro, excepto en la región de la articulación plástica, las variaciones de la curvatura para la primera fluencia y en la última etapa pueden representarse con el diagrama idealizado de la fig. 7.4. A partir de esta idealización, los desplazamientos por flexión asociados a la primera fluencia y a la etapa última,  $\Delta_y^{FL}$  y  $\Delta_u^{FL}$ , pueden ser aproximados como:

$$\Delta_y^{FL} = \frac{\phi_y h^2}{3} \quad (7.10)$$

$$\Delta_u^{FL} = \Delta_y^{FL} + (\phi_u - \phi_y) \left( h - \frac{l_p}{2} \right) l_p \quad (7.11)$$

en donde  $\phi_y$  y  $\phi_u$  representan a la curvatura correspondiente a la primera fluencia y a la etapa última, respectivamente,  $h$  es la altura del muro y  $l_p$  la longitud de la articulación plástica. El desplazamiento último se definió en el estudio de manera conservadora como aquel desplazamiento para el cual la carga pico hubiese disminuido su magnitud hasta alcanzar un 90% de la resistencia a flexión. En la ec. 7.11 el valor adoptado para la longitud de la articulación plástica fue de 28 cm, esto con base en observaciones experimentales.

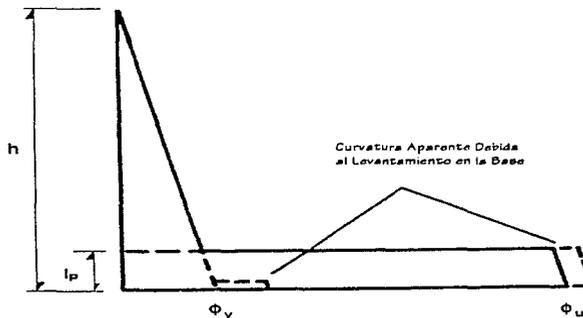


Figura 7.4 Distribución idealizada de la curvatura

La ductilidad a flexión se define como:

$$\mu^{FL} = \frac{\Delta_H^{FL}}{\Delta_y^{FL}} \quad (7.12)$$

Los valores de ductilidad calculados a partir de los desplazamientos por flexión medidos directamente y a partir de aquellos evaluados con las mediciones de la curvatura fueron graficados contra la carga vertical normalizada  $P/P_b$  en la fig. 7.5, donde  $P_b$  es la carga axial balanceada. A partir del análisis de la fig. 7.5 pudo apreciarse que las ductilidades calculadas con las distintas mediciones del desplazamiento resultaron bastante consistentes y que a su vez prevaleció una tendencia clara en relación a un decremento en la ductilidad asociado con un incremento en el nivel de carga axial.

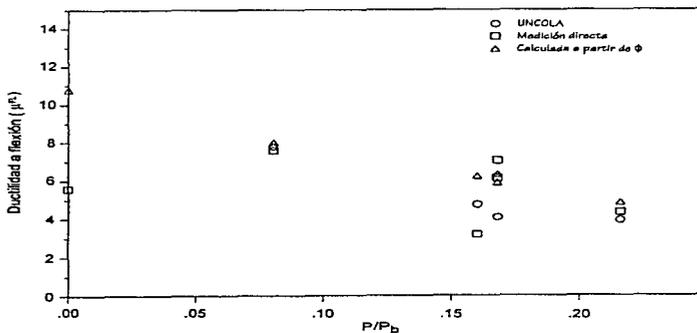


Figura 7.5 Ductilidad a flexión

### 7.2.6 Deformación por Corte y Ductilidad

Antes que cualquier agrietamiento se haya presentado, a un muro se le puede considerar como linealmente elástico y homogéneo. La rigidez al corte puede, así, ser estimada como

$$K_s = \frac{AE_m}{2.4h(1 + \nu)} \quad (7.13)$$

en donde  $A$  representa el área de la sección transversal de la sección del muro,  $h$  es la altura,  $E_m$  representa el módulo elástico de la mampostería y  $\nu$  es la relación de Poisson.

En realidad, la rigidez elástica al cortante representada por la ec. 7.13 solamente se presentará para un rango reducido de carga lateral. Para ilustrar esto, las rigideces al cortante de los especímenes asociadas a distintos niveles de carga axial fueron normalizadas por la rigidez elástica  $K_s$  y a su vez graficadas contra los esfuerzos axiales aplicados en la fig. 7.6. La rigidez correspondió a la rigidez secante asociada al 10% y al 50% de la resistencia al cortante, así como a aquella medida para el primer agrietamiento diagonal principal. El valor de  $K_s$  fue de 683 270 KN/m (696 t/cm) para todos los especímenes; para el cálculo se consideró que  $E_m = 13\ 794$  MPa (140 615 kg/cm<sup>2</sup>) y  $\nu = 0.2$ . Del análisis de la fig. 7.6 pudo observarse que la rigidez secante normalizada decreció a medida que la carga lateral fue incrementándose esto debido principalmente a la mayor severidad en las grietas provocadas por la flexión y el cortante; también prevaleció una tendencia clara en relación a un incremento en la rigidez al cortante para niveles de esfuerzo axial más altos, esto para las rigideces correspondientes a cargas laterales mayores que o iguales al 50% de la carga última. Tomando como base los datos que aparecen en la fig. 7.6 fue propuesta una ecuación empírica para el cálculo de la rigidez al cortante de un muro en condiciones normales de carga:

$$\bar{K}_s = (0.2 + 0.00074 \sigma_c) K_s \leq K_s \quad (7.14)$$

en donde  $K_s$  esta dada por la ec. 7.13, y  $\sigma_c$  representa el esfuerzo axial de compresión en unidades de lb/pulg<sup>2</sup>.

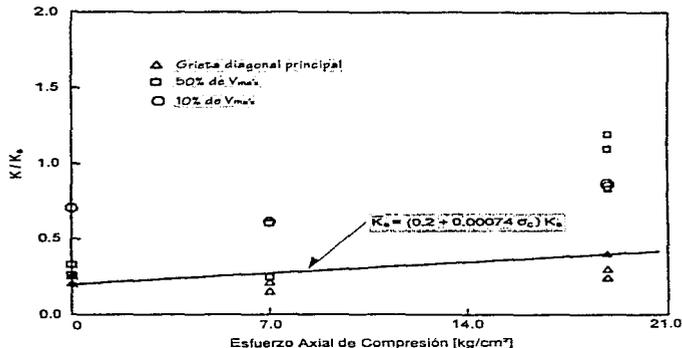


Figura 7.6 Rigidez al corte normalizada

Con el propósito de examinar la degradación de la resistencia al corte, la resistencia al cortante,  $V_{m,i}$ , proporcionada por la mampostería en un ciclo de carga o desplazamiento  $i$  de un espécimen cuyo comportamiento sea gobernado por el cortante puede obtenerse sustrayendo la resistencia del acero dada

por la ec. 7.9 de la resistencia total pico obtenida en ese ciclo; también se consideró razonable asumir que la resistencia residual de la mampostería  $V_{m,i}$  en cada ciclo resultaba ser una función lineal de la energía acumulada normalizada y de la ductilidad de desplazamiento alcanzada en el ciclo previo. Los coeficientes de la función fueron obtenidos a partir de un análisis de regresión lineal. El resultado promediado obtenido de ocho especímenes cuyo comportamiento fue regido por el cortante condujo a la siguiente expresión:

$$v_{m,i} = 1 - 0.1\bar{E}^s_{i-1} - 0.25\mu^s_{i-1} \quad (7.15)$$

donde:

$$v_{m,i} = \frac{V_{m,i}}{CA\sqrt{f'_m}} \quad (7.16)$$

$$\mu^s_{i-1} = \frac{\Delta^s_{max,i-1}}{\Delta^s_y} \quad (7.17)$$

$$\bar{E}^s_{i-1} = \frac{1}{(1/2)\bar{K}_s(\Delta^s_y)^2} \sum_{j=1}^{i-1} E^s_j \quad (7.18)$$

$$\Delta^s_y = \frac{V_{max}}{K_s} \quad (7.19)$$

en donde  $\Delta^s_{max,i-1}$  representa la deformación máxima por corte alcanzada en el ciclo  $(i-1)$ ,  $E^s_j$ , es la energía histerética por corte disipada en un ciclo  $j$ ,  $K_s$  es la rigidez al cortante dada por la ec. 7.14, y  $V_{max}$  representa la resistencia al corte máxima registrada. El parámetro  $C$  es una constante de normalización la cual puede interpretarse físicamente como la resistencia al cortante correspondiente a un espécimen cargado de forma monótona.

La resistencia al corte  $V_{n,i}$  en cada ciclo  $i$  fue evaluada por medio de las ecs. 7.9 y 7.15 para los especímenes 13 y 14, y a su vez fueron comparadas con resultados experimentales en la fig. 7.7. Del estudio de la figura antes citada resultó evidente que la capacidad de deformación de los paneles cuyo comportamiento es regido por el cortante es, en general, baja. Además, la comparación de los especímenes 13 y 14 indicó que la ductilidad de cortante puede acrecentarse al incrementar la cuantía de refuerzo horizontal.

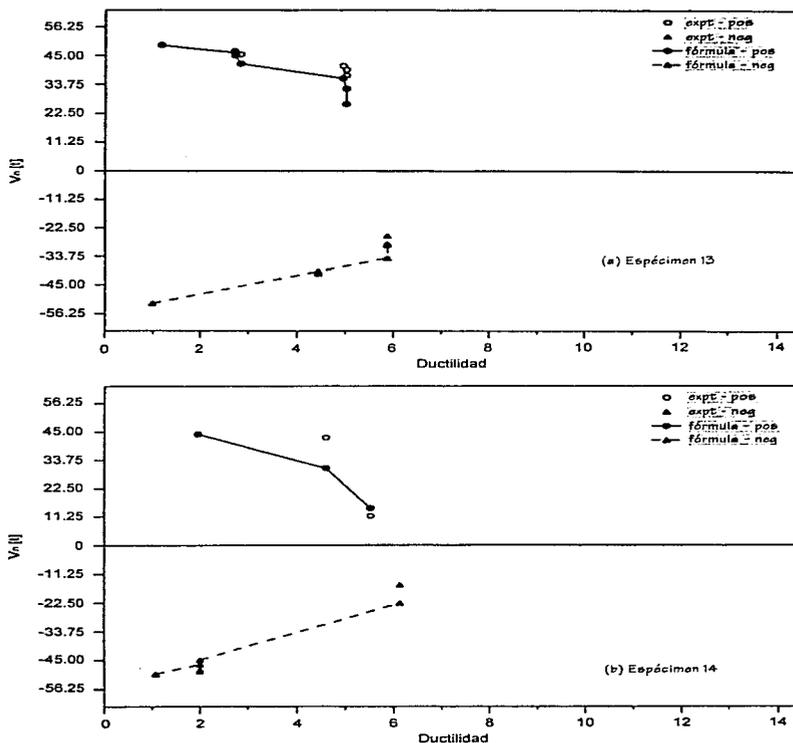


Figura 7.7 Degradación en la resistencia al corte

### 7.2.7 Conclusiones

El estudio realizado indicó que la resistencia a flexión de un panel cuadrado de mampostería reforzada puede ser evaluada de forma precisa por medio de la teoría de flexión simple. En particular, la fórmula de flexión simple la cual se sustenta en la hipótesis del bloque rectangular de esfuerzos así como el comportamiento elástico - perfectamente plástico del acero exhibió una tendencia consistentemente conservadora; sin embargo, se pudo constatar que el considerar el fenómeno de endurecimiento por deformación del acero puede conducir a una estimación no conservadora para niveles bajos de carga

axial. También se mostró que la ductilidad de flexión desciende rápidamente con respecto a un incremento del esfuerzo axial aplicado. Por otra parte, la resistencia ante cortante de los modelos de prueba pudo ser estimada con una precisión razonable a través de la fórmula simple obtenida en el estudio, sin embargo, debido a la complejidad de los mecanismos de resistencia al corte, se reconoció la necesidad de realizar estudios adicionales con el objeto de desarrollar una formulación más racional para evaluar la resistencia ante fuerza cortante.

- ◇ La rigidez al corte antes de la formación del primer agrietamiento diagonal principal tendió a variar proporcionalmente con el esfuerzo axial aplicado.
- ◇ En general, la ductilidad de muros cuyo comportamiento es gobernado por el cortante es relativamente baja, a menos que la cuantía de acero de refuerzo horizontal proporcionada sea la idónea para contribuir de manera eficaz en la resistencia.
- ◇ Para fines de diseño y análisis, fue desarrollada una regla empírica para modelar la degradación de la resistencia al corte bajo cargas cíclicas o desplazamientos reversibles.

## 7.3 COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE MUROS ESTRUCTURALES DE MAMPOSTERÍA REFORZADA UTILIZANDO MODELOS ESCALA 1:3 (LARBI Y HARRIS, 1990)

### 7.3.1 Introducción

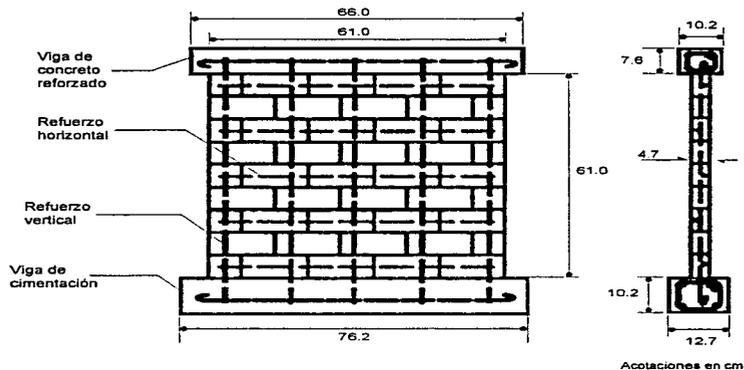
El estudio realizado por Larbi y Harris presentó resultados obtenidos a partir del ensaye de una serie de muros de bloque de concreto escala 1:3, los cuales estuvieron sujetos a cargas laterales en su plano y a cargas axiales. En el estudio también se describió el procedimiento de modelaje utilizado para duplicar los materiales constitutivos a la escala antes mencionada. Se presentaron los resultados de las pruebas realizadas en las piezas de concreto, mortero, lechada de cemento y acero de refuerzo. Con el propósito de demostrar la efectividad de la técnica de modelaje, los resultados del programa experimental fueron presentados en conjunto con los resultados obtenidos por Shing, Klammerus y Schuller (1988) en la Universidad de Colorado en Boulder, en paneles similares construidos a escala natural.

Como es sabido los muros representan los principales elementos de resistencia ante carga lateral en las estructuras de mampostería. El desempeño de tales estructuras dependerá en gran medida del diseño de los paneles. Como ha sido demostrado en investigaciones pasadas, para relaciones de aspecto relativamente altas, los paneles actúan como vigas de longitud considerable de peralte poco profundo, cuyo comportamiento es gobernado predominantemente por la flexión y para los cuales la teoría ordinaria de vigas es aplicable. A medida que la relación de aspecto decrece, las deformaciones por cortante tienden a dominar la respuesta, y por consiguiente es factible esperar una reducción en la ductilidad y en la capacidad de disipación de energía del muro. En el estudio se llevaron al cabo ensayes en diez modelos con la finalidad de determinar el efecto de la cuantía de acero de refuerzo vertical y horizontal sobre la resistencia al cortante y a la flexión. Los paneles estuvieron sujetos a cargas laterales en el plano mismas que representaron la acción de las fuerzas de inercia inducidas por los sismos, y a una carga axial constante la cual representó las cargas gravitacionales transmitidas por los niveles superiores. Otro de los objetivos del programa experimental fue el de llevar al cabo todos los ensayes haciendo uso de la técnica directa de modelaje (escala 1:3) y de esta forma, evaluar la viabilidad así como la confiabilidad de tales modelos. También se realizaron correlaciones con datos disponibles de prototipos obtenidos a partir del ensaye de muros estructurales llevados a cabo por Shing, Klammerus y Schuller (1988) y Shing *et al.* (1989) en la Universidad de Colorado en Boulder.

### 7.3.2 Programa de Prueba

#### 7.3.2.1 Especímenes de prueba

Diez muros, de 61.0 cm de largo y 61.0 cm de altura, que modelaron los muros ensayados por Shing *et al.*, a una escala de 1:3 fueron probados en el Laboratorio de Ensayes Estructurales del Departamento de Ingeniería Civil de la Universidad de Drexel. Las principales variables de estudio fueron la cuantía de acero de refuerzo vertical y horizontal. Los especímenes, cuyos huecos interiores fueron rellenos con lechada de cemento, consistieron de 9 hiladas de bloque, con cuatro piezas completas y una pieza partida por la mitad en cada una de ellas. Los bloques fueron tendidos para lograr la trabazón ordinaria entre las piezas. Los modelos contaron con dos elementos de borde los cuales consistieron de una viga superior de concreto reforzado y de una viga inferior de cimentación de concreto reforzado. Ambos elementos sirvieron para realizar la conexión de los especímenes con el dispositivo de prueba. La configuración así como las dimensiones de los modelos se presentan en la fig. 7.8 y en la tabla 7.3, respectivamente.



**Figura 7.8 Modelo de mampostería característico**

**Tabla 7.3 Descripción de los modelos**

Designación del Modelo	Refuerzo Vertical	Refuerzo Horizontal	Esfuerzo Axial (kg/cm <sup>2</sup> )	Tipo de Carga
Modelo SW1 A, B, D Modelo SW1 C Prototipo W9	5 var. # 5 (0.33 %) 0.38 %	5 var. # 3 (0.13 %) 0.14 %	19.0 19.0	Monótona Cíclica Cíclica
Modelo SW2 A, B Modelo SW2 C Prototipo W1	5 var. # 5 (0.33 %) 0.38 %	5 var. # 4 (0.23 %) 0.24 %	19.0 19.0	Monótona No satisfactoria Cíclica
Modelo SW3 A, B Modelo SW3 C Prototipo W14	5 var. # 6 (0.55 %) 0.54 %	5 var. # 3 (0.13 %) 0.14 %	19.0 19.0	Monótona Cíclica Cíclica

Nota : 1 kg/cm<sup>2</sup> = 0.0981 MPa

### 7.3.2.2 Dispositivo de Prueba

Los paneles fueron ensayados como muros en voladizo, bajo cargas laterales y cargas axiales, como se presenta en la fig. 7.9.

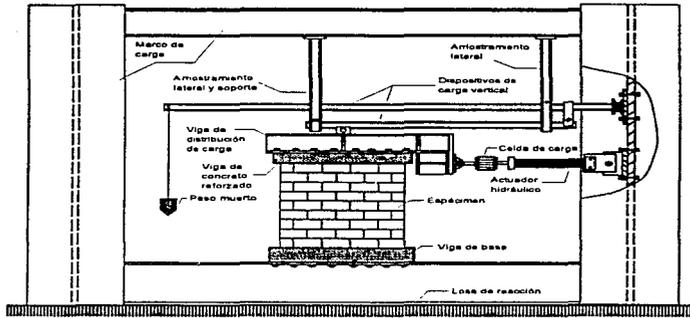


Figura 7.9 Configuración del sistema de prueba

### 7.3.3 Propiedades de los Materiales de los Modelos

#### 7.3.3.1 Piezas de Concreto de los Modelos

Las piezas huecas de concreto utilizadas en el programa experimental consistieron de réplicas escala 1:3 de piezas prototipo provistas de dos núcleos y de espesor nominal de 15.2 cm (fig. 7.10). Las propiedades físicas y mecánicas de las piezas se presentan en la tabla 7.4.

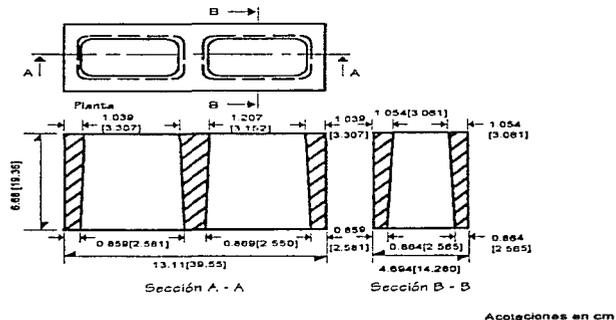


Figura 7.10 Piezas de concreto de los modelos (valores del prototipo en corchetes)

**Tabla 7.4 Propiedades de los bloques de los modelos y prototipos**

Descripción	Norma ASTM	Prototipo <sup>1</sup>	Modelo <sup>2</sup>
Densidad, kg/dm <sup>3</sup>	C140-87	1.63	1.88
Volumen neto promedio, dm <sup>3</sup>	C140-87	6.1	0.22
Volumen bruto promedio, dm <sup>3</sup>	C140-87	10.9	0.04
Área neta promedio, cm <sup>2</sup>	C140-87	300	34
Área neta promedio, %	C140-87	54.51	54.5
Absorción, kg/dm <sup>3</sup>	C140-87	0.18	0.24
Absorción, %	C140-87	10.8	11.15
Contenido de humedad, %	C67-87	3.83	6.23
Resistencia a la compresión, kg/cm <sup>2</sup>	C140-87	205.0	179.0 <sup>3</sup>
Resistencia a tensión, kg/cm <sup>2</sup>	C1000-87	19.7	16.5

Nota: 1 kg/cm<sup>2</sup> = 0.0981 MPa

1- Basado en el promedio de 3 especímenes.

2- Basado en el promedio de 6 especímenes.

3- Basado en el promedio de 12 especímenes. Desviación estándar: 28.8 kg/cm<sup>2</sup>, Coeficiente de variación: 16 %

### 7.3.3.2 Mortero y Lechada de Cemento Utilizados en los Especímenes

El mortero utilizado en el programa experimental correspondió al tipo S en concordancia con las especificaciones citadas en la norma C270 de la ASTM; este mortero consiste de cemento portland tipo III, cal, arena y agua. Para cumplir con los lineamientos señalados en la norma C144 de la ASTM, las partículas de agregado grueso con tamaño mayor al de la malla del No. 16 (1.10 mm) fueron removidas. Los resultados de las resistencias a compresión obtenidas a partir del ensaye de cilindros de 5.1 cm por 10.2 cm y de cubos de 5.1 cm de arista se muestran en la tabla 7.5. La lechada de cemento utilizada en la construcción de los especímenes representó al modelo escala 1:3 de la lechada de cemento de agregado grueso cuyas especificaciones se consignan en la norma 476-83 de la ASTM. La lechada consistió de cemento portland tipo III, agregados y agua. Para llevar a cabo el control de calidad de la lechada de los modelos se construyeron dos tipos de especímenes de control: cilindros no absorbentes de 5.1 cm por 10.2 cm y prismas moldeados en forma de bloque con relación de aspecto de 2; la altura de los prismas correspondió a la altura de los bloques de concreto (ASTM C 1019-84). Los resultados de las pruebas de compresión se presentan en la tabla 7.5.

### 7.3.3.3 Acero de Refuerzo en los Modelos

Una de las tareas que representan mayor dificultad al modelar estructuras de mampostería reforzada radica en el hecho de que se requieren varillas de acero de refuerzo con diámetros más pequeños en comparación con el tamaño de diámetro de varilla más pequeño disponible comercialmente (No. 3); a su vez muchos parámetros requieren de ser analizados (geometría, esfuerzo de fluencia, esfuerzo último, deformación de fluencia y última, plataforma de fluencia, endurecimiento por deformación, módulo de elasticidad, similitud en la adherencia, etc.) con objeto de reproducir un modelo aceptable de las varillas prototipo. La técnica de la deformación mecánica del alambre, inicialmente desarrollada por Harris, Sabnis y White (1966) en la Universidad de Cornell, y más tarde mejorada en la Universidad de Drexel por Abboud (1987), fue utilizada.

Las protuberancias externas se producen sobre el alambre liso de acero al introducirlo a través de una máquina moleteadora a la cual se le aplica una determinada fuerza de sujeción. Esta última está equipada con una serie de rodillos los cuales a su vez cuentan con ranuras internas las cuales reproducen el tamaño y la forma de las deformaciones de la varilla prototipo a la escala deseada. Con la excepción del modelo de la varilla del No. 6, la cual fue adquirida directamente de la PCA (Portland Cement Association) como la varilla prototipo del No. 2 grado 42, las varillas de refuerzo restantes (modelos de los Nos. 3, 4 y 5) fueron producidas utilizando el método antes descrito. Las propiedades mecánicas de los cuatro tipos de modelos de barras se resumen en la tabla 7.6. Las curvas esfuerzo - deformación se presentan en la fig. 7.11.

**Tabla 7.5 Resistencia a la compresión del mortero y la lechada de cemento (kg/cm<sup>2</sup>)**

Identificador del Especimen	Mortero <sup>1</sup>		Lechada de Cemento <sup>1,2</sup>	
	Cilindro (5 cm x 10 cm)	Cubo (5 cm x 5 cm)	Cilindro (5 cm x 10 cm)	Prisma moldeado
SW1A	223.5	216.0	93.1	219.0
SW1B	267.1	249.5	"	"
SW1C	265.5	355.5	87.1	270.4
SW2C	236.9	214.6	"	"
SW1D	274.8	222.0	61.5	244.7
SW3C	212.2	300.6	"	"
SW2A	244.9	340.8	94.9	243.7
SW2B	211.7	244.9	"	"
SW3A	244.2	293.2	88.1	193.3
SW3B	255.3	264.2	"	"

Nota : 1 kg/cm<sup>2</sup> = 0.0981 MPa

1- Basado en el promedio de 3 especimenes.

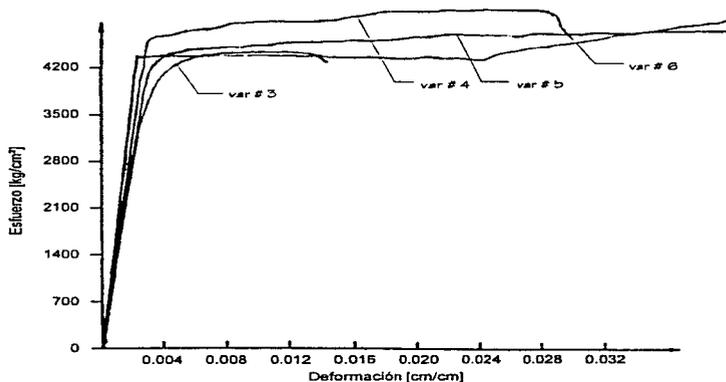
2- la misma revoltura de lechada fue utilizada para dos especimenes.

**Tabla 7.6 Propiedades mecánicas de las barras de refuerzo de los modelos**

	No. de Designación	Barra Lisa	Destemplada y o Deformada	Tratada con Calor (o final)	Coefficiente de Variación (%)	Prototipo
Esfuerzo de Fluencia <sup>1</sup> (kg/cm <sup>2</sup> )	3	3 163.8	4 239.5	-	1.07	3 944.2
	4	5 949.4	4 780.9	4 555.9	3.06	4 703.5
	5	3 606.0	4 715.5	4 492.6	1.31	4 499.6
	6	4 624.8	-	-	10.01	4 588.2
Resistencia <sup>1</sup> (kg/cm <sup>2</sup> )	3	-	4 457.5	-	0.57	5 716.0
	4	6 271.4	4 974.9	4 844.2	5.37	7 487.7
	5	3 765.6	4 875.1	4 855.4	1.25	7 269.7
	6	6 371.2	-	-	8.40	7 532.0

Nota : 1 kg/cm<sup>2</sup> = 0.0981 MPa

1- Basado en el promedio de 5 especimenes.



**Figura 7.11** Curvas esfuerzo - deformación para las varillas de los modelos

#### 7.3.3.4 Especímenes de Control

Junto con los diez paneles, se ensayaron nueve pilas, las cuales fueron conformadas con tres hiladas; los huecos de las piezas se rellenaron con lechada de cemento. El ensaye de las pilas se llevó a cabo con el propósito de determinar la resistencia a la compresión de la mampostería. Los resultados de los modelos se consignan en la tabla 7.7. A partir de la revisión de la tabla 7.7 pudo apreciarse que la resistencia a la compresión resultó ligeramente menor a lo esperado, alcanzando esta última un valor de 17.2 MPa (175 kg/cm<sup>2</sup>), sin embargo, la resistencia se mantuvo dentro del intervalo: 15.2 MPa (154.7 kg/cm<sup>2</sup>) - 20.7 MPa (210.9 kg/cm<sup>2</sup>), encontrado por otros investigadores (Hamid, Assis y Harris 1988; Hamid, Chia y Harris, 1988; Shing, Klamerus y Schuller, 1988) para resistencias comparables de las piezas de concreto y de la lechada de cemento.

**Tabla 7.7 Propiedades de la resistencia a compresión de las pilas**

Espécimen	Resistencia a la Compresión <sup>1</sup> (kg/cm <sup>2</sup> )	Deformación Pico (cm/cm)	Módulo de Elasticidad <sup>2</sup> (kg/cm <sup>2</sup> )
ID3C1	194.4	0.00191	163 815
1D3C2	144.7	0.00189	128 873
1D3C3	181.5	0.00217	158 050
1D3C4	172.9	0.00182	133 794
1D3C5	166.8	0.00164	162 761
1A1B1	187.4	0.00166	152 777
1A1B2	126.2	0.00125	127 396
3A3B1	158.0	0.00208	117 553
3A3B2	130.1	0.00143	113 616
Media <sup>3</sup>	162.5	0.00176	139 841
Desviación Estándar	24.6	0.00030	19 686
Coefficiente de Var. (%)	15.12	17.0	14.0

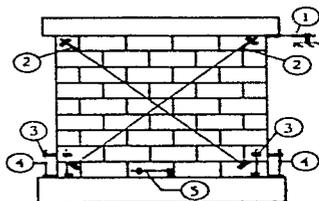
Nota 1 kg/cm = 0.0981 MPa

1- Referida al área horizontal bruta de la pila. 2- Módulo secante medido entre el 5 % y 1/3 de la media.

3- La media correspondió a  $f_{rm}$ , la cual se utilizó en el análisis.

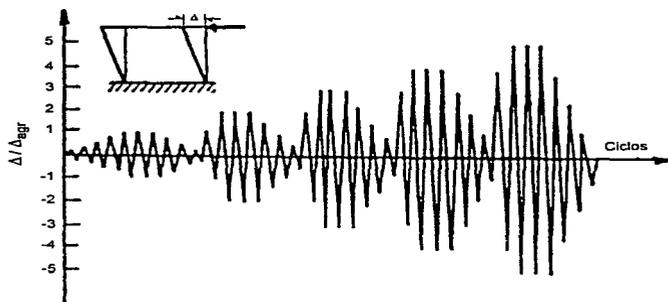
### 7.3.4 Instrumentación e Historia de Carga

Las deflexiones y deformaciones de cada modelo fueron monitoreadas en su totalidad a través de transductores. Un total de ocho transductores fueron colocados en cada espécimen (fig. 7.12). La carga lateral fue aplicada por medio de un actuador controlado por desplazamiento. Los desplazamientos así como las deformaciones fueron monitoreadas a través de un sistema computarizado que se apoyó en paquetería especialmente diseñada para ensayos sísmicos (MTS) y de un sistema de captura de datos. Para las pruebas monótonas, se especificó a través de la computadora una amplitud de desplazamiento que excedía considerablemente el valor último predicho, y el ensayo se detenía al alcanzarse la falla; para las pruebas cíclicas, los desplazamientos inducidos, como se muestra en la fig. 7.13, consistieron de una serie de tres ciclos a la misma amplitud seguidos regularmente por una serie de ciclos decrecientes.



- 1- Deflexión en la parte superior del muro
- 2- Deformaciones por corte
- 3- Deformaciones por flexión en la mampostería
- 4- Curvatura
- 5- Deslizamiento en la base

**Figura 7.12 Instrumentación de los modelos**



**Figura 7.13** Historia de desplazamiento para los ensayos cíclicos

### 7.3.5 Resultados de Prueba

Los resultados de prueba de los paneles de bloque de concreto se resumen en la tabla 7.8. Los efectos de la cuantía de acero de refuerzo horizontal y vertical sobre la resistencia a flexión, la resistencia al cortante y el comportamiento general de los especímenes fueron examinados. También se llevó al cabo una comparación directa con los resultados de los prototipos con la finalidad de evaluar la efectividad de la técnica de modelaje.

**Tabla 7.8** Propiedades de resistencia de los modelos y de los prototipos

Especímen	Modelo SW1	Prototipo W9	Modelo SW2	Prototipo W1	Modelo SW3	Prototipo W14
$P_v$ (%)	0.33	0.38	0.33	0.38	0.55	0.54
$P_h$ (%)	0.13	0.14	0.23	0.24	0.13	0.14
Esfuerzo axial (kg/cm <sup>2</sup> )	19.0	19.0	19.0	14.1	19.0	19.0
Esfuerzo de fluencia <sup>1</sup> (kg/cm <sup>2</sup> )	10.8	13.2	10.9	10.4	13.6	14.8
Esfuerzo al agr. diagonal <sup>2</sup> (kg/cm <sup>2</sup> )	14.8	15.9	15.4	15.0	16.4	17.6
Cociente Modelo/Prototipo	0.93		1.02		0.93	
Resistencia <sup>2</sup> (kg/cm <sup>2</sup> )	17.6	16.6	15.9	14.3	19.9	18.2
Cociente Modelo/Prototipo	1.06		1.11		1.09	
Modo de falla	<i>Corte</i>	<i>Corte</i>	<i>Flexión</i>	<i>Flexión</i>	<i>Corte</i>	<i>Corte</i>

Nota : 1 kg/cm<sup>2</sup> = 0.0981 MPa

1- Predicho por un programa de cómputo. 2- Los valores del modelo resultaron del promedio de todos los especímenes del grupo.

### 7.3.5.1 Modo de Falla y Patrón de Agrietamiento

Se observaron dos modos de falla claramente definidos. El comportamiento de los especímenes SW1 A, B, C y D y SW3 A, B y C fue gobernado por el agrietamiento provocado por la tensión diagonal con deformaciones por flexión poco significativas o en dado caso con la ausencia total de este tipo de deformaciones, mientras que los especímenes SW2 A y B exhibieron un comportamiento gobernado por un modo de falla claramente dominado por la flexión, caracterizado por la fluencia del acero de refuerzo vertical la cual se acompañó posteriormente del aplastamiento de las piezas de concreto ubicadas en la base. En la fig. 7.14 se ilustran los dos comportamientos distintos.

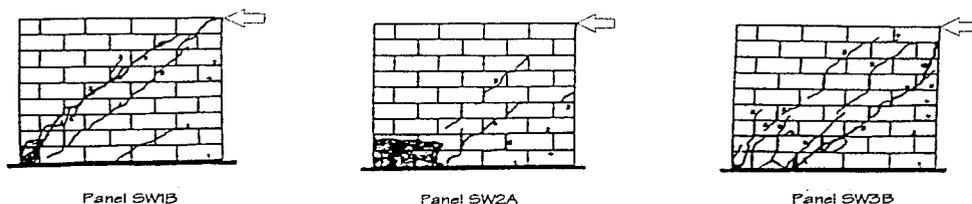
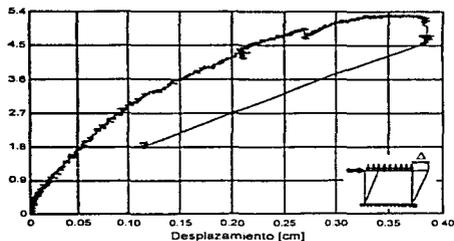


Figura 7.14 Patrones de agrietamiento característicos

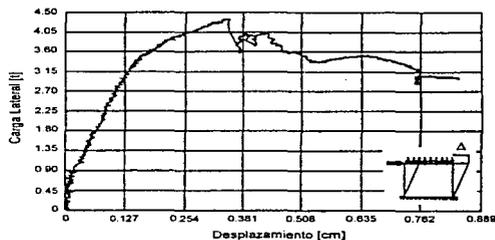
### 7.3.5.2 Relaciones Carga - Desplazamiento

En los especímenes SW1, la primera grieta diagonal principal se presentó cerca de la carga última, sin deformaciones adicionales. Esta relativa fragilidad se debió a la limitada ductilidad exhibida por las barras que modelaron a los Nos 3 y 5. Esto explicó el porqué los modelos SW3, los cuales contaron con varillas verticales con las propiedades exactas del prototipo, y por consiguiente con un incremento en la resistencia atribuible a la acción de dovela y de armadura, fueron capaces de sostener más carga, después de haberse alcanzado la carga última. La primera grieta diagonal principal estuvo asociada al mismo nivel de carga para todos los muros. Esto se manifestó en las curvas carga - desplazamiento por un descenso significativo en la capacidad de sostener carga, seguido por un cambio en la pendiente de la curva, lo que fue indicativo de un decremento en las características de rigidez. La aparición adicional de agrietamiento provocó un mayor decremento hasta alcanzarse la falla súbita.

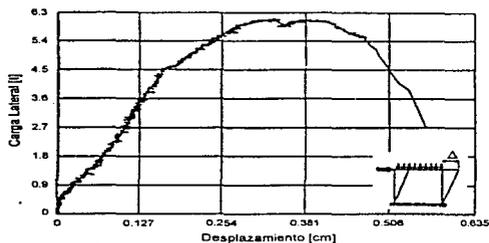
Los paneles ensayados bajo carga cíclica reversible mostraron el mismo tipo de comportamiento que el exhibido por los especímenes sometidos a los ensayos monótonos. Ambos paneles (SW1C y SW3C) fallaron de una manera frágil. El mismo orden de magnitud fue obtenido tanto para la rigidez (hasta la ocurrencia de la primera grieta diagonal principal) como para la resistencia última; sin embargo se observaron discrepancias más allá del agrietamiento diagonal. Los especímenes ensayados monótonamente exhibieron una resistencia última ligeramente mayor y los valores de la rigidez tuvieron una dispersión más grande.



Muro SW1B



Muro SW2B



Muro SW2A

Figura 7.15 Relaciones carga - desplazamiento

### 7.3.5.3 Efecto de las Variables de Estudio sobre la Resistencia a Flexión

Debido a la falta de una medición directa de las deformaciones sobre las barras de refuerzo de los modelos, el esfuerzo de fluencia fue predicho a través de la implementación de un programa de computadora, en donde para este propósito fueron utilizadas propiedades idealizadas tanto del acero como de la mampostería. A partir de los datos contenidos en la tabla 7.8 y comparando los muros SW1 y SW3, pudo constatarse que el incremento de la cuantía de acero de refuerzo vertical trajo consigo, como era de esperarse, un aumento en la resistencia a la flexión. El valor de la resistencia obtenido con el programa de computo resultó bajo, pero podría ser mejorado con el uso de relaciones esfuerzo - deformación más realistas. En general, los resultados fueron predichos con mayor exactitud para el caso de los modelos que fallaron por flexión (SW2), sin embargo otros especímenes con la misma cuantía de acero de refuerzo vertical alcanzaron una mayor resistencia. Algunas cavidades en los núcleos de lechada de cemento pudiesen haber contribuido a esta discrepancia en combinación con cierta falta de uniformidad en las propiedades de los materiales. Resulta de importancia señalar que a medida que se incrementa la resistencia a flexión, la probabilidad de una falla por corte, y por lo tanto una falla potencialmente frágil, se incrementa.

### 7.3.5.4 Efecto de las Variables de Estudio sobre la Resistencia a Cortante

La carga lateral para la cual se presentó la grieta diagonal principal, fue dependiente tanto de la resistencia a tensión diagonal de los bloques como del nivel de carga axial impuesto, y esta carga mostró un valor consistente entre todos los especímenes. La cuantía de refuerzo (vertical u horizontal) aparentemente no tuvo incidencia en dicha carga. La resistencia última a cortante se incrementó con la cuantía de refuerzo vertical, hecho que se demostró en los especímenes SW1 y SW2. La cuantía de refuerzo vertical posee, sin embargo, un mayor efecto sobre la resistencia a flexión, y de hecho puede modificar el tipo de falla de un tipo de falla regido por la flexión a un modo de falla gobernado por la cortante. En general la resistencia al corte se incrementa con la cuantía de refuerzo horizontal, sin embargo, el efecto más significativo se manifiesta en el comportamiento. Para los muros que contaron con la misma cuantía de refuerzo vertical, aquéllos con un porcentaje de refuerzo horizontal de 0.13 fallaron por corte, mientras que aquéllos con un porcentaje de 0.23 exhibieron un comportamiento dominado claramente por la flexión. El mismo efecto ha sido observado en ensayos a escala natural (Shing, Klamerus y Schuller, 1988; Shing *et al.*, 1989).

### 7.3.6 Conclusiones

- ◊ Los muros ensayados exhibieron una tendencia a presentar un comportamiento un tanto frágil. Entre otros factores, esto depende de la cuantía de refuerzo vertical y horizontal. Esto fue ilustrado por dos modos de falla distintos: un modo de falla dominado por la flexión y un modo de falla regido por el cortante. La carga lateral coincidente con la aparición del agrietamiento fue constante.
- ◊ Las resistencias a la flexión y al cortante aumentaron con la cuantía de acero de refuerzo vertical. El incrementar el refuerzo vertical favoreció la falla por cortante y por consiguiente redujo la ductilidad del muro.
- ◊ Cuando se incrementó la cuantía de acero de refuerzo horizontal, se produjo un cambio en el comportamiento de los especímenes, es decir, se pasó de un modo de falla por corte (potencialmente frágil) a un modo de falla por flexión (más dúctil). Por ende, con la cuantía adecuada de refuerzo horizontal puede evitarse la falla debida a la tensión diagonal y consecuentemente garantizar un comportamiento más dúctil.
- ◊ La resistencia a la flexión puede ser predicha con precisión razonable si las propiedades mecánicas del acero y de la mampostería son modeladas con exactitud.
- ◊ Los resultados de los modelos y de los prototipos mostraron una concordancia aceptable hasta el estado último. Con base en las correlaciones obtenidas, se pudo concluir que la técnica de modelaje utilizada resultó eficiente y a que su vez representa una buena alternativa para la realización de los ensayos. La ventaja principal de la técnica consistió en la considerable reducción que resultó en la capacidad requerida del equipo de carga. Los especímenes, el equipo y los materiales requirieron de mucho menor espacio en comparación con una situación de ensayo a escala natural. También prevaleció una considerable reducción en la mano de obra y en la energía mecánica que se necesitó para llevar a cabo el manejo de los modelos así como para realizar las pruebas. Esto proporciona a la técnica de ensayo una ventaja significativa sobre la realización de pruebas a escala natural, especialmente cuando se trate de grandes componentes estructurales o de estructuras completas.

## 7.4 EFECTO DEL REFUERZO SOBRE LA RESPUESTA ANTE CORTANTE DE MODELOS DE BLOQUE DE CONCRETO (KHATTAB Y DRYSDALE, 1993)

### 7.4.1 Introducción

El efecto del refuerzo sobre la respuesta a cortante de muros estructurales de mampostería ha representado un tema de cierta controversia por casi cuatro décadas. En los primeros ensayos realizados en muros de mampostería, Schneider (1959) y Scrivener (1967) reportaron que el refuerzo de cortante resultaba efectivo solamente hasta una cuantía máxima de 0.2 % y 0.3 % de la sección bruta, respectivamente. En contraste, Priestley y Bridgeman (1974) indicaron que el refuerzo de cortante resultaba eficaz en mejorar la capacidad última a cortante de la mampostería siempre y cuando se utilizara el suficiente refuerzo de cortante para sostener la carga de flexión última. Ellos también demostraron que el acero de refuerzo horizontal resultaba ser aproximadamente tres veces más eficiente que el acero de refuerzo vertical en la resistencia de la fuerza cortante. La proporción anterior fue sugerida contemplando una falla por tensión diagonal a 45°, la cual pudiese verse modificada con un nivel de carga axial mayor o con la relación de aspecto del panel. Los ensayos en paneles de un solo nivel realizados por Sveinsson, McNiven y Sucuoglu (1985) y Shing *et al.* (1989), revelaron que el refuerzo de cortante mejoraba significativamente la ductilidad; sin embargo, se encontró también que la contribución del refuerzo a la resistencia no seguía una tendencia consistente. Sveinsson, McNiven y Sucuoglu (1985) indicaron que cuantías de refuerzo superiores hasta del orden de tres veces en comparación con la cuantía mínima de 0.07 %, que especifica el UBC, no conducirían a un incremento significativo de la resistencia al corte.

Aunque en cierta forma resulta relativamente sencillo llevar a cabo ensayos en muros aislados de mampostería, la etapa de análisis de resultados presenta gran complejidad. Este tipo de especímenes se ve sometido a esfuerzos no uniformes debido a las condiciones de carga y de apoyo. A su vez, el cálculo de esfuerzos en cualquier punto del mismo adoptando la consideración de que el material es isótropo y elástico resulta inconsistente con la presencia de las juntas de mortero y la propagación de las grietas; además, debido a la condición de esfuerzos no uniformes relacionar los esfuerzos calculados con las cargas aplicadas y con los registros de deformación representa cierta dificultad. Por lo tanto, comúnmente se utilizan esfuerzos nominales o esfuerzos promedio para la interpretación de los resultados; consecuentemente, la interpolación de estas interpretaciones para modelos con diferentes materiales y sujetos a diferentes condiciones de carga puede no ser válida.

El estudio realizado por Khattab y Drysdale reportó parte de un programa experimental llevado al cabo en la Universidad de McMaster en Ontario, que tuvo por objeto explorar el macrocomportamiento de la mampostería de piezas de concreto con lechada de cemento en su interior sujeta a campos de esfuerzo uniforme. El programa experimental contempló tanto investigaciones experimentales como teóricas con el propósito de desarrollar un procedimiento racional de diseño. El programa de pruebas incluyó un total de 36 paneles construidos a escala natural con y sin acero de refuerzo los cuales estuvieron sometidos a esfuerzos uniformes bien definidos aplicados en dos direcciones ortogonales. Este tipo de prueba cuenta con la ventaja de definir explícitamente los esfuerzos y las deformaciones que se desarrollan en el espécimen en las distintas etapas del ensayo, sin la necesidad de considerar un comportamiento isótropo lineal. En la discusión se contempla el comportamiento de cinco paneles reforzados que fueron idénticos excepto en la cuantía de refuerzo vertical y horizontal.

### 7.4.2 Programa Experimental

Un grupo de cinco paneles fue diseñado para investigar el efecto del refuerzo sobre la respuesta ante cortante de la mampostería de piezas de concreto. Los modelos fueron ensayados bajo esfuerzos principales opuestos los cuales contaron prácticamente con la misma magnitud, mismos que resultaron de la aplicación de cargas con orientación de  $45^\circ$  con respecto a las juntas horizontales. La orientación de las juntas horizontales "Ø" se definió como el ángulo medido a partir de la dirección principal de esfuerzo de tensión a la junta horizontal, como se muestra en la fig. 7.16; de esta forma, las cargas aplicadas produjeron un estado de cortante puro a lo largo de los planos de las juntas de mortero (o a lo largo de la dirección del refuerzo). Este tipo de prueba proporcionó una oportunidad única para estudiar la respuesta ante cortante de la mampostería sin ninguna interferencia de esfuerzo axial o de flexión. En las pruebas, tanto el acero vertical como el horizontal fueron considerados para actuar como refuerzo de cortante. Los porcentajes de refuerzo utilizados en cada espécimen se presentan en la tabla 7.9.

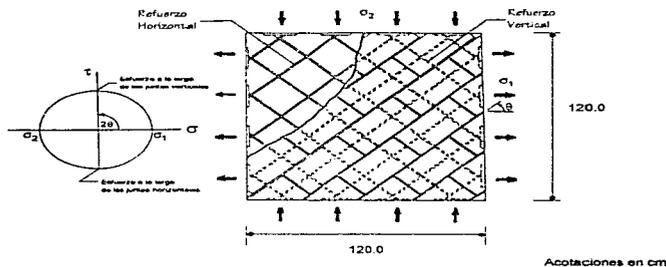


Figura 7.16 Configuración de los paneles y estado de esfuerzos

Tabla 7.9 Propiedades de los materiales

Panel	Refuerzo Vertical		Refuerzo Horizontal		Resist. a Comp. Mortero (kg/cm <sup>2</sup> )	Resist. a Comp. Lechada (kg/cm <sup>2</sup> )	Resist. a Tensión Lechada (kg/cm <sup>2</sup> )
	$\rho_v$ %	$f_{mv}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\rho_h$ %	$f_{mh}$ (kg/cm <sup>2</sup> )			
RP10	0.00	—	0.00	—	189.0	347.6	50.4
RP8	0.26	5 790	0.26	5 790	186.5	324.2	36.6
RP13	0.53	4 230	0.00	—	152.9	287.5	48.7
RP14	0.53	4 230	0.17	5 410 <sup>1</sup>	161.0	324.2	41.0
RP18	0.26	5 790	0.79	4 280	178.4	324.2	40.6

Nota : 1 kg/cm<sup>2</sup> = 0.0981 MPa

1- Esfuerzo correspondiente al 0.2 % de deformación.

### 7.4.3 Fabricación de los Especímenes

Las dimensiones de los paneles fueron escogidas para exhibir el macrocomportamiento de la mampostería de piezas de concreto puesto que se incluyeron diversos bloques, núcleos de lechada de cemento, juntas de mortero y varillas de refuerzo. Debido a restricciones en la capacidad de carga, las dimensiones de los paneles fueron fijadas en 120.0 cm tanto de alto como de largo y 19.0 cm de espesor.

La fabricación de los paneles a un ángulo de  $45^\circ$  requirió de un procedimiento especial de construcción. Los paneles se construyeron sobre marcos rígidos de madera orientados al ángulo requerido de  $45^\circ$  como se presenta en la fig. 7.17. Esto fue precedido por el corte de bloques y de las barras a los tamaños correctos para garantizar el ajuste adecuado a lo largo del perímetro de los paneles. Las barras de acero fueron soldadas a placas de extremo de 2.5 cm de espesor dispuestas a lo largo de los cantos exteriores del panel. Las dos placas superiores de cada canto fueron soldadas después de la construcción de los especímenes para permitir el vertimiento de la lechada de cemento. Los paneles fueron conformados con la trabazón ordinaria entre las piezas, es decir, traslapando el 50% de la longitud de la pieza con respecto a la longitud de la pieza inmediata superior. El mortero fue colocado en la región perimetral de las piezas sin incluir las almas interiores ("face shell bedding"). Las barras verticales y horizontales fueron colocadas y amarradas en sus respectivas posiciones a medida que se tendía cada hilada de bloque. Un día después de la construcción de los especímenes, se vertía la lechada dentro de los núcleos y a su vez se compactaba utilizando un vibrador; justo después del vertimiento de la lechada se procedía a colocar las dos placas de acero restantes sobre los extremos de las barras de refuerzo (fig. 7.16). Más tarde se soldaban ambas. Dos semanas después, los especímenes eran removidos de los marcos de soporte. Se construyó una pila con cuatro bloques a la par de cada modelo con la finalidad de determinar la resistencia a la compresión del mismo.

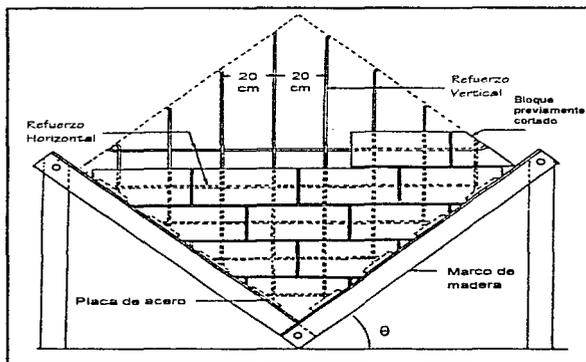


Figura 7.17 Construcción del panel ( $\theta = 45^\circ$ )

#### 7.4.4 Propiedades de los Materiales

Todos los especímenes fueron contruidos utilizando bloques huecos de concreto de peso normal. Las almas de los bloques fueron removidas hasta una profundidad de 10 cm con objeto de colocar las barras de refuerzo horizontal. De esta manera, después del vertimiento de la lechada, los paneles contaron con núcleos continuos de lechada tanto paralelos como normales a las juntas horizontales. El bloque utilizado contó con resistencias a la compresión promedio de 21.1 y 21.9 MPa (215 y 223 kg/cm<sup>2</sup>), referidas al área neta de los bloques partidos por la mitad y a los bloques completos, respectivamente. Las resistencias a la tensión de las paredes exteriores y de las almas de los bloques fueron de 2.2 y 2.0 MPa (22.4 y 20.4 kg/cm<sup>2</sup>), respectivamente.

A través del programa se utilizó mortero tipo S compuesto de 1:0.5:4 partes por volumen de cemento portland, cal y arena, conforme a la norma A 179M - 176 de la Asociación Canadiense de Normas. Una proporción agua/cemento de 0.95 fue establecida para satisfacer los requerimientos de trabajabilidad de la mezcla. Tres cubos de 5.1 cm de arista fueron preparados como especímenes de control de cada revoltura. Los cubos fueron curados con los modelos y ensayados al mismo tiempo que estos últimos.

La lechada de cemento utilizada consistió de 1:3:2 partes por volumen de cemento portland, arena y gravilla de 10 mm (3/8 pulg), esto en concordancia con la norma A179-1976 de la Asociación Canadiense de Normas (1967). Se seleccionó una relación agua/cemento de 0.8 con el propósito de lograr un revenimiento promedio de 25.0 cm. La lechada de cemento también fue vertida en bloques individuales, mismos que fueron cortados más tarde para proporcionar seis prismas de lechada de dimensiones de 7.5 x 7.5 x 15.0 cm por cada revoltura. Estos prismas fueron utilizados para determinar las resistencias a compresión y a tensión.

Se usaron varillas con diámetros nominales de 6, 11 y 16 mm para proporcionar las cuantías de refuerzo de 0.17, 0.26, 0.53 y 0.79 %, respectivamente. Por cada diámetro distinto se cortaron al azar tres probetas para someterlas a un ensaye de tensión uniaxial. En contraste con los otros diámetros seleccionados, las varillas de 6 mm de diámetro no exhibieron una plataforma de fluencia definida. En este caso, el esfuerzo asociado a 0.2 % de la deformación inelástica fue designado como el esfuerzo de fluencia.

#### 7.4.5 Dispositivo de Prueba

El dispositivo de prueba fue diseñado para ensayar paneles a escala natural bajo estados de esfuerzo bien definidos de carácter uniforme. Los modelos fueron cargados en 16 puntos diferentes, cuatro a lo largo de cada lado, con el propósito de minimizar restricciones en la deformación provocadas por la fricción de las placas de carga. En la fig 7.18 se presenta el dispositivo de prueba el cual consiste de dos componentes principales; el componente de aplicación de carga de compresión y el componente de aplicación de carga de tensión.

La carga de tensión fue aplicada en la dirección horizontal. Esta parte del aparato se compone de 8 silletas de carga (A). Cuatro de estas últimas fueron conectadas al lado norte del panel y a su vez fueron acopladas a un actuador hidráulico de 100 t en el punto (B). Las cuatro silletas restantes, que estuvieron conectadas al lado sur del panel, se acoplaron a un punto de soporte (C). La fuerza aplicada fue distribuida a través de cuatro fuerzas de igual magnitud por medio de una serie de tres vigas (D y E) y seis articulaciones (F y G o F' y G') en cada lado. La parte de aplicación de carga de tensión incluyó un rodillo en (B) y un asiento esférico en (C). Las cuatro articulaciones (F), sobre el lado Norte, fueron

instrumentadas con deformímetros eléctricos y calibradas para trabajar como celdas de carga. Una quinta celda de carga fue insertada frente al actuador con objeto de determinar la fuerza de tensión total aplicada. Las lecturas mostraron una distribución prácticamente uniforme de la fuerza, con una variación de 1.2 a 7.2 %. El valor más alto ocurrió para rangos bajos de carga. La carga de compresión fue aplicada verticalmente a través de cuatro actuadores hidráulicos de 100 t. Los actuadores junto con el panel fueron cubiertos por cuatro marcos de carga (sección a-a). El actuador en cada marco se sujetó en su parte inferior por medio de una serie de vigas normales entre sí (H e I). Estas vigas fueron acopladas a vigas idénticas en la parte superior del panel por medio de cuatro barras presforzadas. Las fuerzas de compresión fueron transmitidas a las placas de carga ubicadas en la parte superior del panel a través de cuatro asientos esféricos (J), uno en cada punto de carga. Para lograr que las fuerzas de compresión tuviesen la misma magnitud, la presión del aceite fue suministrada simultáneamente a los cuatro actuadores utilizando una sola bomba. Una celda de carga fue colocada en la parte superior de cada actuador con el fin de medir las fuerzas aplicadas. La variación máxima de la carga fue de 2.4 % en el rango de falla de los especímenes.

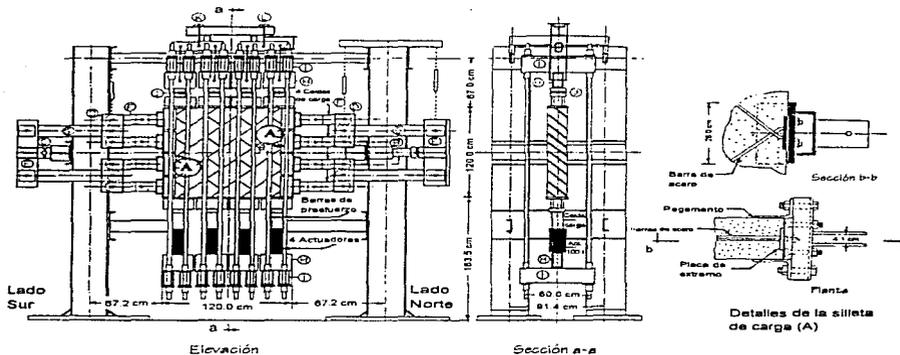


Figura 7.18 Dispositivo de prueba

El aparato de aplicación de carga de compresión así como el panel fueron suspendidos de dos puntos, K y L, en el centro entre dos marcos de acero paralelos. Este método de apoyo redujo las restricciones en el desplazamiento lateral.

Para controlar las cargas en el ensayo y para mantener la proporción seleccionada entre los esfuerzos principales ( $\sigma_1/\sigma_2$ ), la presión en el aceite fue suministrada simultáneamente a los cinco actuadores a través de un múltiple. Cuatro líneas fueron conectadas a los cuatro actuadores asignados a aplicar la carga de compresión y la quinta fue conectada al actuador hidráulico de doble acción. La relación entre los esfuerzos principales ( $\sigma_1/\sigma_2$ ) que se obtuvo fue de 1.09.

Con la finalidad de garantizar la transferencia de las fuerzas de tensión desde las silletas hacia la mampostería y al refuerzo simultáneamente, se soldaron dos pernos sobre el lado exterior de cada placa de extremo. Esto se muestra en el detalle (A), en donde los pernos fueron presforzados a la silleta de carga, la cual se encontraba también pegada a la mampostería.

Las mediciones del desplazamiento promedio fueron registradas sobre ambas caras de los modelos. Seis transductores fueron montados sobre cada cara: dos horizontales, dos verticales y uno en cada dirección diagonal. Esto proporcionó información para construir el círculo de Mohr de deformaciones para cualquier etapa de la prueba. Las mediciones fueron tomadas en el centro de los paneles, a lo largo de un área cuadrada de 90 cm de lado.

#### 7.4.6 Discusión de Resultados

##### 7.4.6.1 Comportamiento Observado

Todos los especímenes ensayados exhibieron grietas que se extendieron a lo largo de planos normales a la dirección principal del esfuerzo de tensión, en lugar de propagarse a lo largo de las juntas de mortero. A pesar de la concordancia en la orientación de la grieta inicial, los paneles presentaron comportamientos post - agrietamiento distintos así como patrones de agrietamiento diferentes dependiendo de la cuantía de acero de refuerzo vertical y horizontal proporcionada. Mientras que el panel RP10, el cual careció de refuerzo, falló de forma frágil justo después de la formación de la primera grieta, el panel RP8, el cual contó con la misma cuantía de refuerzo en ambas direcciones ( $\rho_v = \rho_h = 0.26\%$ ), exhibió grietas uniformes bien desarrolladas como se muestra en la fig. 7.19. El comportamiento de este espécimen fue dúctil y se caracterizó por la amplia fluencia del refuerzo vertical y horizontal. Los paneles RP13 y RP14 fueron reforzados tal que  $\rho_h = 0$  y  $0.17\%$ , respectivamente, mientras que  $\rho_v$  permaneció constante en  $0.53\%$ . Vale la pena destacar que la cuantía de refuerzo proporcionada al modelo RP13 resultó la misma que la cuantía total de refuerzo utilizada en el espécimen RP8.

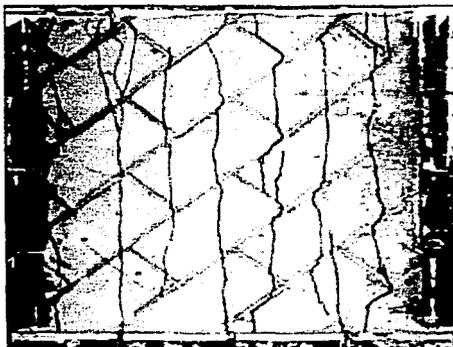
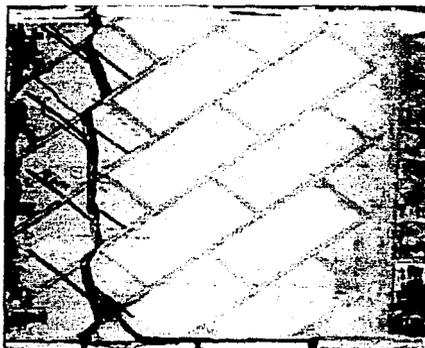


Figura 7.19 Patrón de agrietamiento del modelo RP8

A pesar de esto, el panel RP13 fue incapaz de sostener la carga de agrietamiento después de la ocurrencia de la primera grieta. La capacidad de sostener carga descendió prácticamente hasta cero a medida que se formaban de grietas posteriores paralelas a las barras de refuerzo (fig 7.20). Estas grietas aparentemente redujeron la contribución de la acción de dovela de las barras verticales para resistir los esfuerzos inducidos así como para controlar el ancho de las grietas. Aunque la cuantía total de refuerzo utilizada en el espécimen RP14 fue mayor en comparación con aquella utilizada en el modelo RP8, el panel RP14 experimentó una falla frágil similar a aquella ocurrida en el espécimen RP13. El panel RP14 no mostró una distribución uniforme de las grietas, en lugar de ello, solamente dos grietas fueron observadas. Este comportamiento frágil se asoció con el hecho de que las barras de refuerzo dispuestas en la dirección horizontal del panel RP14 contaron con una ductilidad limitada; como resultado, el incremento en el ancho de la grieta principal se vió acompañado por la ruptura de las barras horizontales asignando a las barras verticales la resistencia de los esfuerzos aplicados de una forma semejante a aquella observada en el panel RP13.



*Figura 7.20 Patrón de agrietamiento del modelo RP13*

Aunque si bien el panel RP18 fue reforzado de forma desigual en las direcciones horizontal y vertical, el comportamiento mostrado resultó similar al comportamiento dúctil del espécimen RP8. Este panel exhibió una distribución uniforme de grietas bien desarrolladas, como se aprecia en la fig. 7.21. Las barras de acero alcanzaron deformaciones asociadas con la fluencia en las dos direcciones después de haberse alcanzado un incremento considerable en la capacidad de carga, posterior a la formación del agrietamiento. Las barras de acero utilizadas en el panel RP18, en la dirección de la menor cuantía de refuerzo, exhibieron la suficiente ductilidad para permitir que tuviese lugar la redistribución completa de esfuerzos hasta que las barras en la dirección perpendicular alcanzaran la fluencia. La redistribución de esfuerzos se vió acompañada de una considerable deformación por cortante a lo largo de las grietas existentes así como por la formación de grietas que se extendieron a lo largo de las juntas de mortero.



Figura 7.21 Patrón de agrietamiento del modelo RP18

#### 7.4.6.2 Características de Resistencia

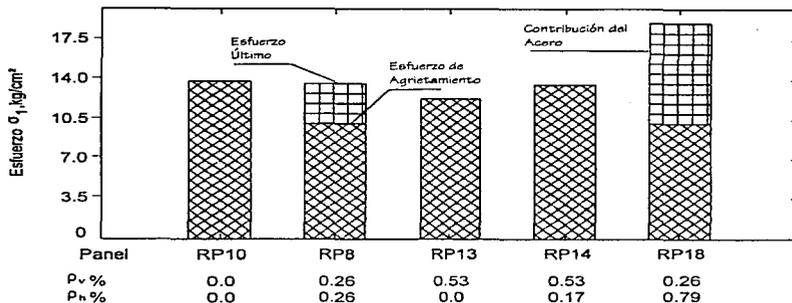
Los valores del esfuerzo principal de tensión  $\sigma_1$  correspondientes al agrietamiento, la fluencia del acero de refuerzo vertical y horizontal y a la falla para los cinco especímenes se presentan en la tabla 7.10. La fluencia se definió a nivel macroscópico, presentándose cuando las deformaciones medidas a lo largo de las direcciones longitudinales alcanzasen las correspondientes deformaciones de fluencia determinadas a partir de los ensayos de las probetas. En la fig 7.22 se presenta la comparación entre el esfuerzo asociado al agrietamiento y el esfuerzo último. La diferencia entre estos dos esfuerzos representó la contribución del refuerzo en el incremento de la carga después del agrietamiento.

Tabla 7.10 Resumen de los resultados de prueba

Panel	Esfuerzo Principal de Tensión $\sigma_1$ Correspondiente a (kg/cm <sup>2</sup> )			
	Agrietamiento	Fluencia del Acero Vertical	Fluencia del Acero Horizontal	Falla
RP10	14.0	---	---	14.0
RP8	10.2	13.3	12.6	13.8
RP13	12.4	---	---	12.4
RP14	13.7	---	12.8 <sup>1</sup>	13.7
RP18	10.2	14.0	16.0	19.2

Nota : 1 MPa = 0.0981 kg/cm<sup>2</sup>

1- La fractura de las barras de acero ocurrió a lo largo de la primera grieta mientras la carga decrecía.



**Figura 7.22** Esfuerzo último contra esfuerzo de agrietamiento

Resulta evidente que la contribución del refuerzo en la resistencia de los esfuerzos cortantes inducidos a lo largo de las juntas de mortero, no se incrementa en proporción a la cuantía total de refuerzo. En vez de ello, ésta depende también de la distribución de las barras de acero entre las direcciones vertical y horizontal así como de la ductilidad de las barras de refuerzo dispuestas en la dirección de la menor cuantía de refuerzo. El panel RP8 exhibió un incremento en el esfuerzo último en comparación con el esfuerzo correspondiente al agrietamiento, esto debido al efecto del refuerzo. Aunque los modelos RP13 y RP14 contaron con cuantías totales de refuerzo iguales o mayores de aquélla colocada en el espécimen RP8, la carga asociada al agrietamiento no pudo ser sostenida y como se muestra en la fig 7.23, la carga descendió súbitamente prácticamente hasta cero para el caso del panel RP13, mismo que careció de refuerzo horizontal. El panel RP14 fue capaz de sostener una carga cercana a la que propició el agrietamiento hasta que el refuerzo horizontal de comportamiento relativamente frágil comenzó a fallar. Después de la ruptura del acero, el modelo RP14 se comportó de manera similar que el modelo RP13. Puede decirse que el detallado del refuerzo en estos modelos no permitió que se presentara la redistribución de esfuerzos tal que las barras dispuestas en la dirección de mayor cuantía de refuerzo pudiesen alcanzar su capacidad. Como se indica en la tabla 7.10 el acero de refuerzo vertical de los modelos RP13 y RP14 no alcanzó la fluencia. En contraste, el panel RP18, el cual fue reforzado con barras provistas de la suficiente ductilidad en la dirección correspondiente a la menor cuantía, exhibió fluencia del refuerzo en ambas direcciones para esfuerzos mayores de aquéllos presentados en el espécimen RP8. En este caso, la contribución del refuerzo se incrementó con el incremento en la cuantía total de refuerzo.

Resulta relevante destacar que los paneles RP8 Y RP18 contaron con cuantías de refuerzo mucho mayores en comparación con los valores de 0.2 y 0.3 % sugeridos por Schneider (1959) y Scrivener (1967), respectivamente, como valores límite, más allá de los cuales el refuerzo *no* es eficiente en la resistencia de fuerzas cortantes.

### 7.4.6.3 Características de Deformación

Las relaciones esfuerzo - deformación promedio obtenidas para los cuatro especímenes en la dirección principal del esfuerzo de tensión se presentan en la fig. 7.22. Esta gráfica proporcionó evidencia de la importancia del detallado del refuerzo en el incremento de la resistencia y de la ductilidad de la mampostería. Esto fue respaldado por la respuesta post - agrietamiento de los paneles RP8 y RP18; pudo también constatarse que el incrementar simplemente la cuantía de refuerzo sin poner demasiado énfasis en el detallado del acero, puede conducir a un comportamiento similar al de la mampostería no reforzada.

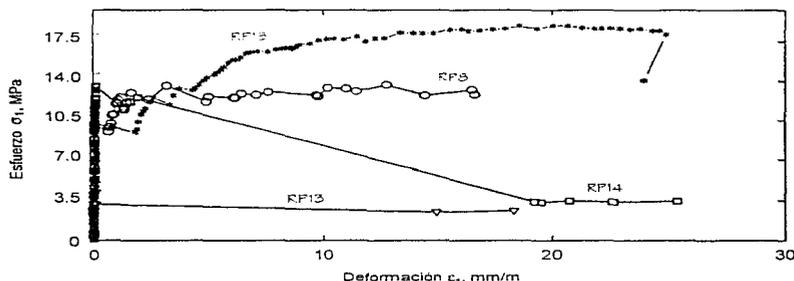


Figura 7.23 Relaciones esfuerzo promedio - deformación promedio en la dirección del esfuerzo principal de tensión

### 7.4.7 Conclusiones

La técnica de prueba en conjunto con los resultados obtenidos en el programa experimental proporcionaron la oportunidad de estudiar el comportamiento de la mampostería reforzada sujeta a un estado de esfuerzo cortante puro, sin la interferencia de esfuerzos axiales o de flexión. Los resultados de prueba mostraron claramente que relacionar la eficiencia del refuerzo a cortante, solamente con su cuantía total resulta incorrecto.

Incrementar la cuantía de refuerzo de cortante puede resultar benéfico tanto para la resistencia como para la ductilidad, no obstante, esta condición no podrá alcanzarse a menos que se preste especial cuidado en el detallado del refuerzo. Primero, es importante distribuir el refuerzo entre la dirección vertical y horizontal para lograr que se resista el exceso de fuerzas que no pueda tomar la mampostería después de la ocurrencia del agrietamiento inclinado. Esto implica que el acero de refuerzo vertical podría tener que ser diseñado para resistir parte de la fuerza cortante en adición del momento flexionante. Segundo, el utilizar cuantías desiguales de acero de cortante en las direcciones vertical y horizontal, requiere de la utilización de barras de acero con la ductilidad suficiente dispuestas en la dirección de la menor cuantía. Si la última condición no se satisface, se hace probable la ocurrencia de una falla prematura a lo largo de la primera grieta diagonal antes de que las barras de refuerzo dispuestas en la dirección de la mayor cuantía de refuerzo alcancen su resistencia de fluencia.

El refuerzo de cortante detallado de forma adecuada, de cuantías totales mayores a 0.2 y 0.3 % contribuyó a evitar la falla frágil por corte y mejoró las características de resistencia y ductilidad de los modelos reforzados en comparación con el espécimen no reforzado.

## 7.5 EVALUACIÓN DE LA RESISTENCIA AL CORTANTE DE MUROS DE MAMPOSTERÍA REFORZADA (SHING, BRUNNER Y LOTFI, 1993)

### 7.5.1 Introducción

Como se ha mencionado anteriormente la resistencia al corte de muros de mampostería está gobernada por diversos mecanismos complejos, tales como la trabazón del agregado, la acción de dovela del acero de flexión y de cortante así como por la resistencia al corte de la mampostería en el talón de compresión de un panel. Los requerimientos actuales en los reglamentos concernientes a la evaluación de la resistencia al cortante se han derivado de una manera semi - empírica con base en resultados experimentales. Sin embargo, datos experimentales obtenidos recientemente han indicado que la fórmula para obtener la resistencia al cortante que especifica el UBC (Uniform Building Code) es muy conservadora para algunos casos y menos conservadora para otros. Para el caso de la expresión que estipula el RDF, la cual se basa principalmente en el esfuerzo cortante resistente de diseño  $v^*$  y en un porcentaje de la carga vertical actuante, se ha observado también que las estimaciones obtenidas a partir de esta fórmula son conservadoras. Esto es atribuible principalmente al hecho de que los mecanismos de resistencia antes citados no son considerados de forma adecuada. Por otra parte, representa gran dificultad obtener un pleno entendimiento de los distintos mecanismos de resistencia ante cortante a partir de observaciones experimentales debido a la compleja interacción de estos mecanismos.

Para considerar el problema antes descrito, se desarrolló un método de análisis sustentado en la teoría del elemento finito en el cual se utilizó una aproximación para modelar grietas difusas provocadas por la tensión así como para modelar una grieta discreta a lo largo de la diagonal de los paneles; esto con el objeto de investigar el comportamiento ante cortante de muros de mampostería reforzada. Además se llevó a cabo un estudio paramétrico con el método del elemento finito, en donde se varió la cuantía del refuerzo vertical y horizontal, la magnitud del esfuerzo axial de compresión y la resistencia a compresión de la mampostería. Los resultados numéricos fueron utilizados para mejorar el entendimiento de los mecanismos de resistencia ante cortante, así como para calibrar una fórmula de diseño para evaluar la resistencia al corte. En el estudio realizado por Shing y colaboradores, se describieron las formulaciones del elemento finito, la calibración del modelo del elemento finito y su correlación con resultados experimentales fue discutida; además se presentó el desarrollo y la validación de la nueva ecuación para calcular el cortante resistente.

### 7.5.2 Modelación con Elemento Finito

En el análisis de estructuras de concreto y de mampostería, la fractura inducida por la tensión es modelada en ocasiones por medio de la aproximación de grietas difusas o por medio de la aproximación de la grieta discreta (Lotfi y Shing, 1991a; 1993b). Sin embargo, aun cuando la aproximación de grietas dispersas resulta eficiente al hacer uso de la computadora, esta aproximación no es capaz de capturar la abertura libre de una grieta orientada arbitrariamente, debido a limitaciones cinemáticas asociadas con la aproximación del desplazamiento basada en la hipótesis del continuo. Por lo que, en el estudio se adoptó la aproximación de la grieta discreta para modelar la grieta diagonal principal en los paneles; esto se realizó por medio de elementos de interfaz, mientras que la aproximación de las grietas dispersas se utilizó para modelar a las grietas secundarias, mismas que son consecuencia de la flexión así como de la fuerza cortante y que usualmente se distribuyen a lo largo de todo el muro si se cuenta con el correcto detallado del refuerzo. La aproximación de la grieta discreta presenta la desventaja de que la localización de la grieta diagonal principal debe de conocerse a priori. Debido a que los muros de mampostería analizados contaron con la misma configuración que los modelos ensayados en un programa

experimental previo (Shing *et al.*, 1991), la ubicación de la grieta diagonal principal pudo ser determinada a partir de observaciones experimentales. A continuación se presentará una descripción de los modelos de elemento finito desarrollados para tales análisis.

### 7.5.3 Modelo de Grietas Dispersas

La aproximación de grietas dispersas resulta una forma conveniente de modelar grietas difusas de tensión en estructuras de mampostería, pues resulta eficiente al implementarse en la computadora y no se requiere de un gran número de grados de libertad para modelar la propagación de las grietas. En el estudio realizado se adoptó un modelo de esfuerzo plano con comportamiento elástico - plástico basado en el criterio de fluencia de *Von Mises* y en la ley de flujo asociada en combinación con un criterio de ruptura a la tensión definido por Rankine. Los criterios de falla se presentan en la fig. 7.24 en términos de los esfuerzos principales  $\sigma_1$  y  $\sigma_2$ . Para la mampostería no agrietada, se utilizó un modelo de la plasticidad  $J_2$  para modelar la fractura a compresión. Para contemplar los fenómenos de endurecimiento y relajación por deformación de la mampostería sujeta a compresión, el esfuerzo efectivo fue expresado como una función parabólica y exponencial de la deformación plástica  $\epsilon_p$ .

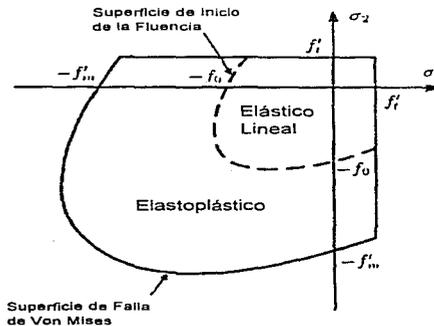


Figura 7.24 Superficie de falla del modelo de grietas dispersas

El agrietamiento ocurre cuando se alcanza la superficie correspondiente a la ruptura por tensión. Esto transforma el comportamiento del material de elástico lineal a ortótropo no lineal con los ejes de ortotropía,  $n$  y  $t$ , paralelos y perpendiculares a la grieta, como se muestra en la fig. 7.25. En el análisis siguiente se utilizó un modelo coaxial de la grieta. Para una grieta en particular, la relación esfuerzo - deformación incremental en las coordenadas locales  $n - t$  se expresa como:

$$d\hat{\sigma}^c = \hat{D}^c d\hat{\epsilon} \quad (7.20)$$

en donde el vector de esfuerzo  $\hat{\underline{\sigma}}$  es  $\{\sigma_n, \sigma, \sigma_{nt}\}^T$  y el vector de deformación  $\underline{\varepsilon} = \{\varepsilon_n, \varepsilon, 2\varepsilon_{nt}\}^T$ . La matriz de rigidez tangente  $\hat{\underline{D}}^c$  para un material agrietado se considera de la siguiente forma

$$\hat{\underline{D}}^c = \begin{bmatrix} E_{nn} & 0 & 0 \\ 0 & E_n & 0 \\ 0 & 0 & G_{nt} \end{bmatrix} \quad (7.21)$$

en donde  $E_{nn}$ ,  $E_n$  y  $G_{nt}$  representan los módulos tangentes correspondientes a las respectivas deformaciones normales y de cortante; el módulo de Poisson fue despreciado. La curva exponencial que se presenta en la fig. 7.26 fue utilizada para modelar el suavizamiento de la pendiente para la variación de los esfuerzos de tensión asociados a deformaciones mayores a la de agrietamiento, en donde  $E_{nn} = d\sigma_n/d\varepsilon_n$ . Al desarrollarse una grieta y siendo que el esfuerzo  $\sigma_n$  es de tensión,  $E_{nn} = E_m$ , el cual representa el módulo elástico de la mampostería. Si el esfuerzo  $\sigma_n$  es de compresión,  $E_n$  es modelado por una curva esfuerzo - deformación uniaxial semejante al comportamiento de compresión uniaxial expuesto por el modelo de la plasticidad para mampostería no agrietada, con la resistencia pico igual a  $f'_m$ . En el modelo coaxial rotacional de grieta, la coaxialidad de los ejes principales de esfuerzos y deformaciones se mantiene al expresar  $G_{nt}$  en términos de los esfuerzos y deformaciones principales como sigue:

$$G_{nt} = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)} \quad (7.22)$$

El modelo se implementó en un elemento isoparamétrico de esfuerzo plano. El acero de refuerzo fue modelado como un material elastoplástico con endurecimiento, y a su vez fue considerado como una capa superpuesta por encima de un elemento de grieta dispersa, contemplándose la compatibilidad de deformaciones entre el acero y la mampostería.

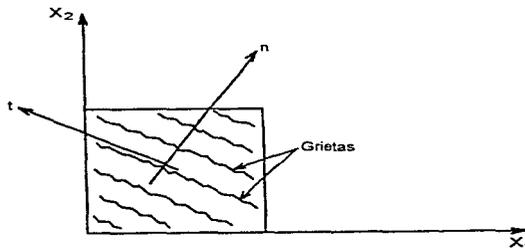
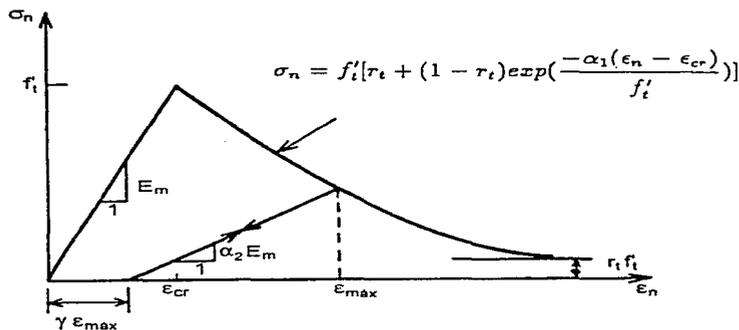


Figura 7.25 Grietas dispersas



**Figura 7.26** Relación esfuerzo deformación considerando la rama de relajación del material

#### 7.5.4 Modelo de la interfaz

Para simular una grieta discreta, se adoptó en el estudio un modelo de la interfaz basado en la teoría de la plasticidad. Con base en esta formulación, los desplazamientos relativos  $\alpha$  entre las superficies de contacto de la interfaz pueden descomponerse en una componente elástica  $\alpha^e$  y en una componente plástica  $\alpha^p$  de la siguiente manera:

$$\alpha = \alpha^e + \alpha^p \quad (7.23)$$

en donde  $\alpha = \{\alpha_n, \alpha_t\}^T$ , donde  $\alpha_n$  y  $\alpha_t$  representan al desplazamiento relativo normal y al desplazamiento relativo tangencial, respectivamente. Los desplazamientos elásticos están relacionados con los esfuerzos obrantes en la interfaz por la siguiente ecuación:

$$\dot{\alpha}^e = \underline{D}^{-1} \dot{\sigma} \quad (7.24)$$

en donde  $\sigma = \{\sigma, \tau\}^T$ , donde  $\sigma$  y  $\tau$  representan al esfuerzo normal y al esfuerzo tangencial en la interfaz, el punto superpuesto representa diferenciación con respecto al tiempo, y  $\underline{D} = \text{Diag} [k_n, k_t]$ , una matriz diagonal de constantes elásticas.

La superficie de falla del modelo de la interfaz se representó por una curva hiperbólica en el espacio  $\sigma$ - $\tau$ , como se muestra esquemáticamente en la fig. 7.27 y su ley de variación es de la siguiente forma:

$$F(\underline{\sigma}, \underline{g}) = \tau^2 - \mu^2 (\sigma - s)^2 - 2r(\sigma - s) = 0 \quad (7.25)$$

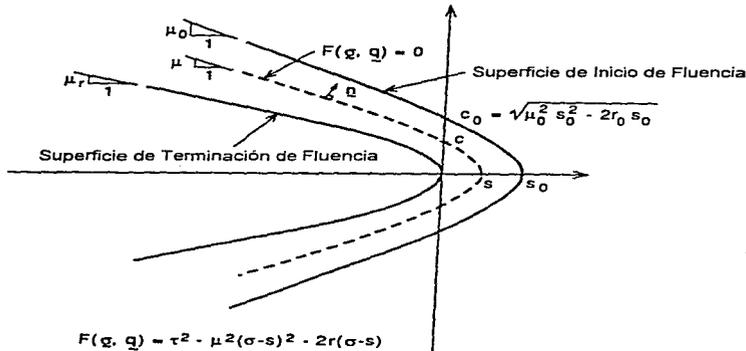


Figura 7.27 Superficie de falla del modelo de la interfaz

en donde  $\mathbf{q} = \{\mu \ s \ r\}^T$ , donde  $\mu$  es la pendiente de las asíntotas de la superficie de fluencia,  $s$  es la resistencia a la tensión de la interfaz y  $-r$  representa el radio de curvatura en el vértice de la hipérbola. La cohesión  $c$  se expresó como  $\sqrt{\mu^2 s^2 - 2rs}$ , como se muestra en la fig. 7.27. La evolución de las variables internas  $\mathbf{q}$  está gobernada por las siguientes leyes de relajación del material:

$$s = s_0 \left( 1 - \frac{\kappa_1}{G_f'} - \frac{\kappa_2}{G_f''} \right) \quad (7.26)$$

$$r = r_r + (r_0 - r_r) e^{-\beta \kappa_3} \quad (7.27)$$

$$\mu = \mu_r + (\mu_0 - \mu_r) e^{-\alpha \kappa_3} \quad (7.28)$$

en donde los subíndices 0 y r representan los valores iniciales y residuales de las variables internas (fig. 7.27),  $\alpha$  y  $\beta$  son parámetros del material que gobiernan la tasa de deterioro de la resistencia a la fricción en la interfaz y  $G_f'$  y  $G_f''$  pueden considerarse como las energías de fractura. Los parámetros de relajación  $\kappa = \{\kappa_1 \ \kappa_2 \ \kappa_3\}^T$  están definidos como sigue

$$\dot{\kappa}_1 = \langle \sigma \rangle \dot{\alpha}_n^p \quad (7.29)$$

$$\dot{\kappa}_2 = (\tau - \tau_{r1}) \dot{\alpha}^p \quad (7.30)$$

$$\dot{\kappa}_3 = (\tau_{r1} - \tau_{r2}) \dot{\alpha}^p \quad (7.31)$$

en donde  $\langle \rangle$  representa el corchete de Macauley, y

$$\tau_{r1} = \sqrt{\mu^2 \sigma^2 + 2r\sigma} \quad (7.32)$$

$$\tau_{r2} = \sqrt{\mu_r^2 \sigma^2 + 2r_r \sigma} \quad (7.33)$$

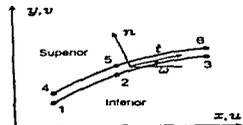
Las leyes de relajación antes citadas mejoran la versión propuesta por Stankowski (1990). El desplazamiento plástico está gobernado por la siguiente ley:

$$\dot{\alpha}^p = \dot{\lambda} \frac{\partial Q}{\partial \sigma} \quad (7.34)$$

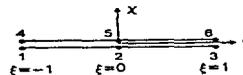
donde el potencial plástico está dado por:

$$Q(\underline{\sigma}, \underline{g}) = \eta \tau^2 - (r - r_r)(\sigma - s) \quad (7.35)$$

en donde  $\eta$  es un parámetro del material que gobierna la dilatación por corte. La expresión citada arriba toma en consideración el fenómeno de que la dilatación por corte decrece a medida que el esfuerzo de compresión obrante en la interfaz se incrementa o cuando las superficies de la grieta se han alisado debido al trabajo friccional. El modelo constitutivo antes descrito fue implementado en un elemento isoparamétrico de interfaz, mismo que se presenta en la fig. 7.28.



(a) Sistema Global de Coordenadas



(b) Sistema Local de Coordenadas

**Figura 7.28 Elemento isoparamétrico de la interfaz**

### 7.5.5 Calibración y Validación del Modelo

En la mayor parte de los estudios experimentales realizados en muros estructurales de mampostería no se encuentra disponible información detallada concerniente a las propiedades mecánicas de los materiales utilizados. Con frecuencia, solamente se realizan ensayos de compresión uniaxial en pilas y en otros materiales constitutivos. Por otra parte, tanto el modelo de grietas dispersas como el modelo de la interfaz descritos anteriormente engloban un número considerable de parámetros de los materiales que requieren de ser calibrados. La obtención de las propiedades de los materiales, tales como la resistencia a tensión, resistencia al cortante, energías de fractura y aquéllas que gobiernan el comportamiento de relajación por deformación del material son complejas y requieren de aparatos de ensayo y procedimientos muy elaborados para evaluarse. Por consiguiente, los modelos antes descritos deben de calibrarse de una forma similar, con algunas consideraciones racionales y, de manera muy frecuente, los parámetros deben de ponerse a punto a través de la comparación del comportamiento global y local de un modelo de elemento finito con el comportamiento real de un espécimen. Sin embargo, una vez que se ha obtenido una serie correcta de valores para los parámetros del material es de esperarse que estos últimos proporcionen correlaciones consistentes con el comportamiento de diferentes especímenes que cuenten con materiales similares pero con distintos detalles de diseño y condiciones de carga diferentes. Esto fue utilizado en el estudio para evaluar la validez de la calibración del modelo.

En el programa analítico se consideraron los ensayos realizados en muros de mampostería de un nivel realizados en la Universidad de Colorado, esto dentro del Programa Conjunto entre los Estados Unidos y Japón para la Investigación de la Construcción con Mampostería (Shing *et al.*, 1991). Los especímenes contaron con una altura de 1.83 m y un ancho de 1.83 m, los modelos fueron fabricados con bloques huecos de concreto de 15.2 cm x 20.3 cm x 40.6 cm. En los modelos los huecos de las piezas se rellenaron totalmente con lechada de cemento. Los especímenes contaron con acero de refuerzo horizontal y vertical uniformemente distribuido. El acero de refuerzo horizontal estuvo provisto en los extremos de ganchos de anclaje de 180°. En todos los modelos se utilizaron piezas de concreto propias de vigas de amarre para permitir la colocación del refuerzo horizontal y a su vez mejorar la continuidad de la lechada. Cada muro fue sometido a una carga axial de compresión constante y a inversiones cíclicas de desplazamiento lateral en su plano. El diseño característico de un modelo se presenta en la fig. 7.29.

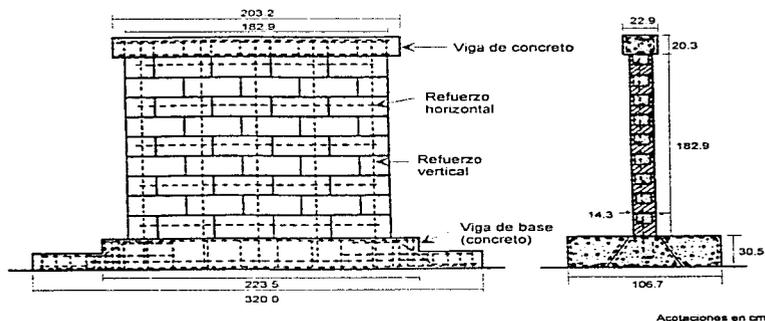


Figura 7.29 Especimen de prueba

### 7.5.6 Elemento de Grieta Dispersa

Algunos de los muros citados anteriormente fueron analizados con el modelo de grietas dispersas en un estudio previo (Lotfi y Shing, 1991), y puesto que la única diferencia que prevaleció con el estudio que se describe en este capítulo consistió en la introducción de una grieta diagonal discreta, fueron utilizados los mismos valores para los parámetros de los materiales seleccionados en el estudio citado arriba para el modelo de grietas dispersas. Resumiendo, se consideró que  $E_m = 13\,734\text{ MPa}$  ( $140\,000\text{ kg/cm}^2$ ) y  $\nu = 0.16$ . Los parámetros de compresión fueron calibrados a partir de ensayos de compresión uniaxial llevados a cabo en pilas. La resistencia a la tensión se basó en una relación empírica aproximada entre las resistencias a compresión y a tensión de los materiales de la mampostería, mientras que los parámetros de relajación por tensión del material fueron calibrados considerando el comportamiento global del muro. Los valores exactos de la resistencia a la compresión seleccionados se basaron en los especímenes individuales considerados, mientras que la resistencia a la tensión se consideró como  $1.03\text{ MPa}$  ( $10.5\text{ kg/cm}^2$ ) todo el tiempo, misma que estuvo basada en la resistencia promedio a compresión de  $20.6\text{ MPa}$  ( $210\text{ kg/cm}^2$ ). Para el acero de refuerzo,  $E = 199\,143\text{ MPa}$  ( $2\,030\,000\text{ kg/cm}^2$ ) y el módulo lineal de endurecimiento se consideró como  $0.0357E$ . Para hacerle frente al problema de sensibilidad relacionado con la determinación del tamaño de la malla del elemento finito, se optó por escoger un tamaño de elemento basado en la observación experimental de la dimensión de la zona de fractura sujeta a compresión en la base del panel.

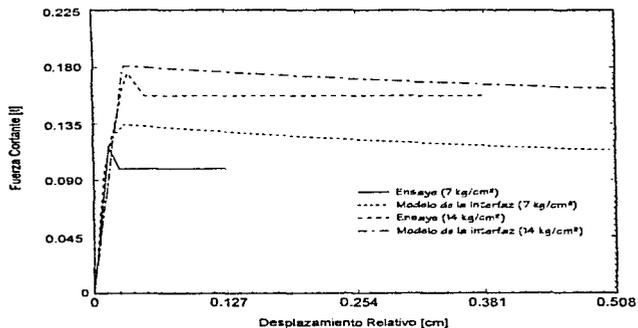
### 7.5.7 Elemento de la Interfaz

Escasa información se encuentra disponible en relación al comportamiento del mecanismo de trabazón del agregado en la mampostería agrietada. Se ha establecido que las magnitudes de las fuerzas de trabazón así como la dilatación por corte dependen de las fuerzas normales de contacto y del tamaño de los agregados en la lechada de cemento. Las fuerzas normales de contacto dependen a su vez de las cargas externas así como del refuerzo. El refuerzo proporciona un efecto de confinamiento sobre la grieta y puede, así, incidir en la dilatación por cortante y en la trabazón del agregado. Para realizar la calibración del modelo de la interfaz se requirieron de datos experimentales relacionados con la resistencia al cortante y la dilatación en grietas, por lo que se utilizaron los datos experimentales obtenidos a partir de los ensayos realizados por Guo (1991). La mampostería rellena con lechada de cemento utilizada en el estudio realizado por Guo (1991) fue similar a la empleada en los modelos que se consideraron en el estudio que se describe. La única preocupación que surgió, la cual fue ignorada, fue que las grietas en los modelos ensayados por Guo se iniciaron en las juntas de mortero alrededor de los núcleos de lechada, las cuales difieren de una grieta con desarrollo a través de las piezas. En la tabla 7.11 se muestran los valores numéricos de los parámetros del material. A partir del análisis de la fig. 7.30(a) pudo observarse que las resistencias al corte de los especímenes ensayados por Guo, bajo diferentes esfuerzos normales constantes fueron bien capturadas. El modelo fue calibrado intencionalmente para exhibir una pendiente de la rama de relajación por corte más suave, esto con el fin de mejorar la convergencia de las soluciones numéricas en los análisis de los muros. Del estudio de la fig. 7.30(b) se apreció que la dilatación por corte fue bien capturada cuando el parámetro  $\eta$  tuvo un valor de  $0.025$ . Sin embargo, se ha encontrado en el análisis de muros que este valor conduce a una dilatación por corte excesiva lo que resulta en una resistencia al corte excesiva debido al efecto de confinamiento proporcionado por el acero de refuerzo vertical; por lo que el valor de  $\eta$  fue incrementado a  $0.05$ , lo que reduce el efecto de dilatación y proporciona una mejor correlación con el comportamiento del muro.

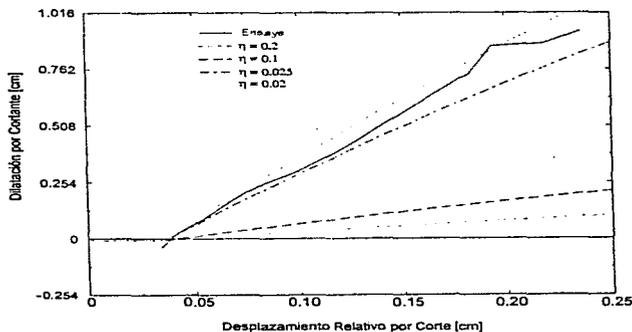
Tabla 7.11 Calibración del modelo de la interfaz

$K_{nn}$ (kg/cm <sup>2</sup> /cm)	$K_{\tau\tau}$ (kg/cm <sup>2</sup> /cm)	$S_o$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$r_o$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$r_r$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\mu_o$	$\mu_r$	$\alpha$ (cm/kg)	$\beta$ (cm/kg)	$\eta$
1938	969	10.5	-18.5	-10.9	0.70	0.70	84.0	84.0	0.05

Nota : 1kg/cm<sup>2</sup> = 0.0981 MPa



(a) Fuerza Cortante contra Desplazamiento Relativo por Corte bajo Esfuerzos de Compresión de 7 y 14 kg/cm<sup>2</sup>

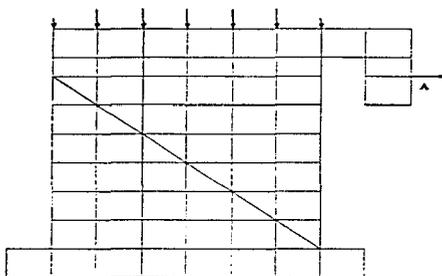


(b) Dilatación por Cortante bajo un esfuerzo de compresión de 14 kg/cm<sup>2</sup>

Figura 7.30 Comportamiento ante cortante de la interfaz de la grieta

### 7.5.8 Validación del Modelo con Resultados Experimentales

Los modelos constitutivos antes descritos fueron implementados en un programa de elemento finito, *FEAP* (Zienkiewicz y Taylor, 1989). La modelación con elemento finito del espécimen mostrado en la fig. 7.29 se presenta en la fig. 7.31; donde para modelar el panel, se utilizaron elementos de grietas dispersas conformados por cuadriláteros de cuatro nodos con puntos de Gauss de  $2 \times 2$ , excepto a lo largo de una de las diagonales, en donde para modelar el desarrollo de la grieta diagonal discreta se utilizaron elementos triangulares de grieta interconectados por elementos de interfaz. El refuerzo vertical y horizontal fue modelado a través de capas distribuidas a lo largo de los paneles. Dos elementos de acero con forma de cuadrilátero fueron conectados a cada par de elementos triangulares a lo largo de la interfaz discreta con el objeto de modelar el acero vertical y horizontal de forma separada. Los nodos de los elementos triangulares fueron conectados directamente a la esquina inferior derecha, con la finalidad de prevenir la separación excesiva en las juntas. Los análisis fueron llevados a cabo bajo control por desplazamiento y con una carga axial constante. El desplazamiento fue controlado en el nodo "A" de la viga de carga como se aprecia en la fig 7.31. La solución iterativa se llevo a cabo con el método de la rigidez inicial. Debe de señalarse que solamente incrementos monótonos de desplazamiento fueron inducidos en el análisis.



**Figura 7.31** Malla de elemento finito utilizada para modelar los paneles

Puesto que el enfoque del estudio versó sobre el comportamiento gobernado por el cortante, solamente aquellos especímenes cuya falla estuvo regida por la fuerza cortante fueron considerados. Estos modelos correspondieron a los Nos 9, 13, 14 y 15 del programa experimental realizado por Shing *et al.* (1991). Las cuantías de refuerzo correspondientes a cada espécimen así como las cargas de compresión aplicadas se presentan en la tabla 7.12. Puede apreciarse que cada espécimen se diferenció de los demás en términos de la cuantía de acero vertical, la cuantía de acero horizontal o en la magnitud de la carga axial. Exceptuando al espécimen No 5, cuya falla fue dominada por un modo combinado por corte y flexión, todos los demás especímenes exhibieron una falla por cortante caracterizada por una grieta diagonal dominante. Los valores de los parámetros de los materiales permanecieron constantes en el análisis de los muros, excepto por la resistencia a compresión de la mampostería y el esfuerzo de

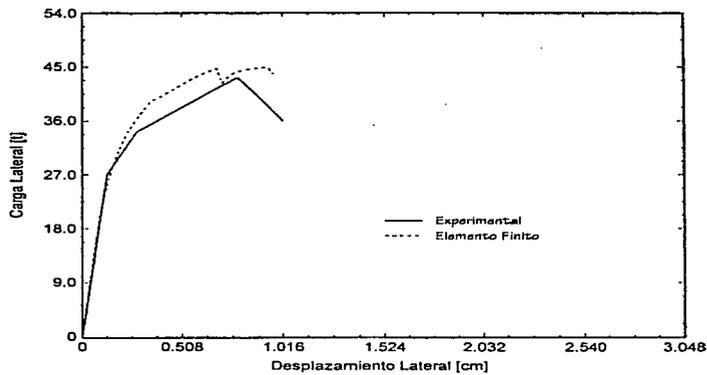
fluencia en el acero de refuerzo. Para el muro No 9 la resistencia a la compresión fue de 19.1 MPa (210 kg/cm<sup>2</sup>), mientras que los modelos 13, 14 y 15 exhibieron una resistencia de 24.0 MPa (245 kg/cm<sup>2</sup>). Los esfuerzos de fluencia de las barras del #3, #4 y #6 fueron de 391.4 MPa (3 990 kg/cm<sup>2</sup>), 460.1 MPa (4 690 kg/cm<sup>2</sup>) y 446.4 MPa (4 550 kg/cm<sup>2</sup>) respectivamente, como se resume en la tabla 7.12.

Las curvas carga - desplazamiento obtenidas a partir del modelo analítico y de los ensayos experimentales se comparan en la fig. 7.32(a) y 7.32(b). Los resultados experimentales mostrados representan las envolventes carga - desplazamiento correspondientes a la respuesta cíclica. A partir del estudio de los resultados analíticos fue posible apreciar la influencia del refuerzo y de la carga de compresión axial sobre la respuesta de los modelos. El incremento en la cuantía tanto del acero vertical como del acero horizontal trajo consigo un incremento en la ductilidad. Además, al incrementar la cuantía de acero de refuerzo horizontal se aumenta la resistencia al corte, como lo demostraron los especímenes 13 y 14. El decremento en la magnitud de la carga axial de compresión provocó un cambio en el comportamiento, de una respuesta rígida por el cortante (Muro 13) a una respuesta más dúctil gobernada por el cortante y la flexión (Muro 15). Los patrones de fluencia en las barras y el aplastamiento de las piezas se presentan en la fig. 7.33. Del examen de esta gráfica resultó evidente que la falla del espécimen 15 fue dominada tanto por la flexión como por el cortante, presentándose la fluencia del acero vertical y el aplastamiento de las piezas, mientras que los muros 9 y 14 exhibieron un comportamiento dominado por el cortante caracterizado por la fluencia extensiva del acero de refuerzo horizontal. Las configuraciones deformadas de las mallas correspondientes a los modelos 13 y 14 se muestran en la fig. 7.34.

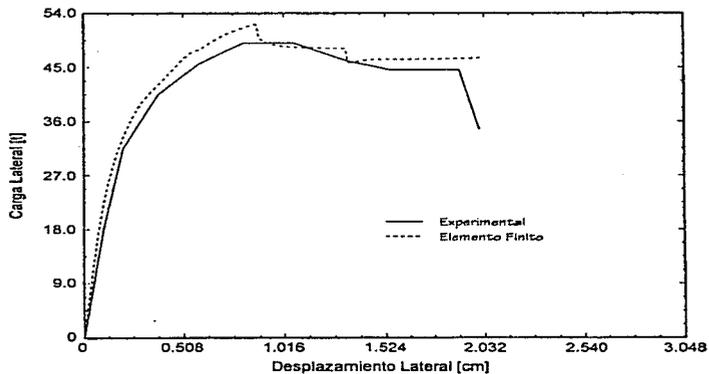
**Tabla 7.12 Modelos analizados**

No. Muro	Refuerzo Vertical	$\rho_v$ (%)	Esfuerzo de Fluencia (kg/cm <sup>2</sup> )	Refuerzo Horizontal	$\rho_h$ (%)	Esfuerzo de Fluencia (kg/cm <sup>2</sup> )	Esfuerzo Axial (kg/cm <sup>2</sup> )	Resistencia de las pilas (kg/cm <sup>2</sup> )
9	5 var. # 5	0.38	4 480	5 var. #3	0.14	3 990	19.0	210.0
13	5 var. # 6	0.54	4 550	5 var. #4	0.24	4 690	19.0	231.0
14	5 var. # 6	0.54	4 550	5 var. #3	0.14	3 990	19.0	231.0
15	5 var. # 6	0.54	4 550	5 var. #4	0.24	4 690	7.0	231.0

Nota : 1 kg/cm<sup>2</sup> = 0.0981 MPa

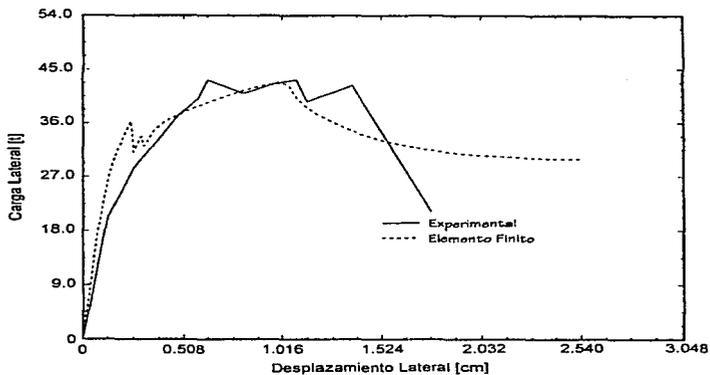


(a) Muro No 9

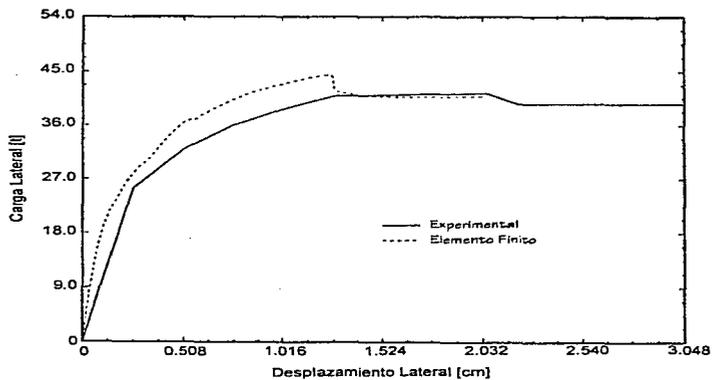


(b) Muro No 13

**Figura 7.32(a) Relaciones carga - desplazamiento de los modelos**

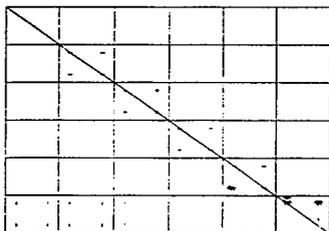


(a) Muro No 14

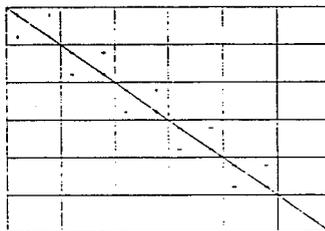


(b) Muro No 15

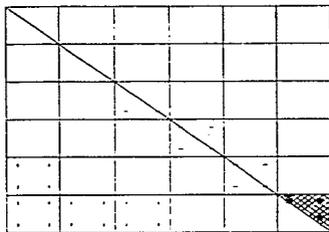
**Figura 7.32(b) Relaciones carga - desplazamiento de los modelos**



(a) Muro No 9 para un desplazamiento lateral de 0.76 cm

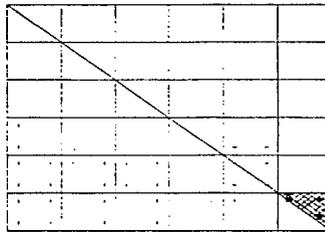


(c) Muro No 14 para un desplazamiento lateral de 1.02 cm



— Fluencia del acero horizontal  
 + Fluencia del acero vertical  
 ⊗ Aplastamiento de la mampostería

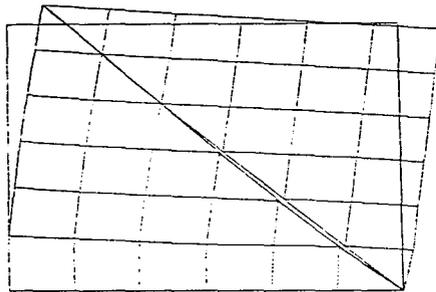
(b) Muro No 13 para un desplazamiento lateral de 1.02 cm



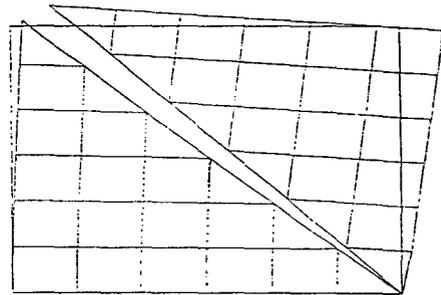
— Fluencia del acero horizontal  
 + Fluencia del acero vertical  
 ⊗ Aplastamiento de la mampostería

(d) Muro No 15 para un desplazamiento lateral de 1.27 cm

**Figura 7.33 Fluencia del refuerzo y patrones de aplastamiento**



(a) Muro No 13 para un desplazamiento lateral de 1.02 cm



(b) Muro No 15 para un desplazamiento lateral de 1.27 cm

**Figura 7.34** Abertura de la grieta diagonal

## 7.5.9 Fórmulas Actuales de Diseño para Evaluar la Resistencia al Corte

### 7.5.9.1 Fórmula del UBC

En el UBC, la resistencia nominal al corte  $V_n$  de un muro de mampostería reforzada esta dada por la siguiente fórmula:

$$V_n = V_m + V_s \quad (7.36)$$

donde:

$$V_m = C_d A \sqrt{f'_m} \quad (7.37)$$

$$V_s = A \rho_h f_{yh} \quad (7.38)$$

en donde  $V_m$  y  $V_s$  representan las resistencias al corte proporcionadas por la mampostería y el acero de refuerzo horizontal, respectivamente.  $A$  es el área neta de la sección transversal,  $\rho_h$  es la cuantía de acero horizontal con respecto a la sección perpendicular a  $A$ , y  $f_{yh}$  representa el esfuerzo del fluencia del acero de refuerzo horizontal. En las ecuaciones citadas arriba, todas las cantidades de esfuerzo están expresadas en unidades de libras por pulgada cuadrada y las dimensiones en pulgadas. El coeficiente  $C_d$  depende de la relación de aspecto efectiva y adopta un valor de 1.2 para muros con relaciones de aspecto efectivas mayores que o iguales a la unidad.

### 7.5.9.2 Otras Fórmulas

En estudios previos (Fattal y Todd, 1991; Shing *et al.*, 1990b) se ha demostrado que la fórmula del UBC tiende a sobrestimar la resistencia y no proporciona una buena correlación con resultados experimentales. La fórmula del UBC tiende a sobrestimar la contribución del acero de refuerzo horizontal en la resistencia al corte y a subestimar la resistencia de la mampostería (Shing *et al.*, 1990b). Además, como lo ha indicado la evidencia experimental, la resistencia residual de la mampostería  $V_m$ , la cual es aportada principalmente por la resistencia al corte en el talón de compresión del muro, el mecanismo de trabazón del agregado y la acción de dovela del acero de refuerzo vertical, tiende a incrementarse con la cuantía de refuerzo vertical y el esfuerzo axial de compresión. Con respecto a estas observaciones, fueron propuestas las siguientes fórmulas por Shing *et al.* (1990b) para reemplazar a las ecs. 7.37 y 7.38.

$$V_m = \left[ 0.0018(\rho_v f_{yv} + \sigma_c) + 2 \right] A \sqrt{f'_m} \quad (7.39)$$

$$V_s = \left( \frac{1 - 2d'}{s} - 1 \right) A_n f_{yv} \quad (7.40)$$

en donde  $\rho_v$  representa la cuantía de acero de refuerzo vertical,  $\sigma_c$  es el esfuerzo axial de compresión,  $l$  la longitud horizontal del muro,  $d'$  representa la distancia del acero vertical extremo al borde más cercano del muro,  $s$  es el espaciamiento vertical del refuerzo horizontal,  $f_{yv}$  representa el esfuerzo de fluencia del acero vertical y  $A_n$  es el área de una barra de refuerzo horizontal.

Las modificaciones anteriores condujeron a una correlación mucho más precisa con resultados experimentales (Shing *et al.*, 1990b). No obstante, en un estudio realizado por Fattal y Todd (1991) se mostró que la fórmula de evaluación del cortante propuesta por Matsumura (1988) había arrojado la correlación más precisa con resultados experimentales obtenidos en la Unión Americana y Japón. Esta fórmula contempla el efecto de la relación de aspecto así como el efecto del acero de refuerzo vertical y el esfuerzo axial de compresión; sin embargo, la fórmula no hace distinción entre la resistencia proporcionada por la mampostería y aquella aportada por el acero de refuerzo horizontal. Las dos no son separables en la fórmula. Además, se mostró en el mismo estudio que la resistencia del acero de refuerzo horizontal fue ligeramente sobrestimada por la ec. 7.40. Esto puede atribuirse al hecho de que no todo el acero de refuerzo horizontal alcanza simultáneamente la condición de fluencia cuando se desarrolla el cortante máximo, como lo mostraron los resultados de los análisis con elemento finito.

### 7.5.9.3 Fórmula Nueva para Evaluar la Resistencia al Corte

En el estudio que se describe la fórmula de cortante representada por las ecs. 7.36, 7.39 y 7.40 fue mejorada aún más para tratar de solucionar el problema antes descrito. Además no existe una base racional que respalde el hecho de que la resistencia residual de la mampostería  $V_m$  sea proporcional a la raíz de  $f'_m$ , fuera de su raíz histórica en el diseño de concreto reforzado. Por lo tanto, se propusieron dos modificaciones principales. Primero la resistencia residual de la mampostería  $V_m$  se dividió en dos componentes,  $V_c$  y  $V_r$ . La primera correspondió a la resistencia al corte desarrollada en el talón de compresión del muro, la cual es función del esfuerzo de compresión en el talón y de la resistencia a la compresión de la mampostería, mientras que la última representó a la fuerza de trabazón del agregado desarrollada a lo largo de una grieta diagonal, misma que depende de la cuantía de refuerzo vertical y del esfuerzo axial de compresión,  $\sigma_c$ . En segundo término, puesto que el acero de refuerzo horizontal pudiese

no alcanzar el estado de fluencia al momento de alcanzarse el cortante máximo, se aplicó un factor de reducción a la ec. 7.40. Estas modificaciones condujeron a las siguientes fórmulas:

$$V_m = V_c + V_l \quad (7.41)$$

$$V_s = C_s \left( \frac{1 - 2d'}{s} - 1 \right) A_h f_{yh} \quad (7.42)$$

donde:

$$V_c = C_1 f'_m \left( 1 - C_2 \frac{\sigma_c}{f'_m} \right)^{\frac{1}{2}} A \quad (7.43)$$

$$V_l = C_3 (C_4 \rho_v f_{yv} + \sigma_c) A \quad (7.44)$$

en donde las  $C_i$ 's representan coeficientes que pueden ser calibrados con datos experimentales o con un modelo de elemento finito. La ec. 7.43 refleja la condición de que  $V_c$  está gobernada por el esfuerzo de compresión máximo en el talón, donde  $C_1$  y  $C_2$  son coeficientes que contemplan la extensión del área efectiva sujeta a compresión de la sección transversal. En la ec. 7.44,  $C_3$  depende de la rugosidad de la superficie de la grieta y  $C_4$  toma en consideración el hecho de que no todo el acero de refuerzo vertical pudiese alcanzar la condición de cedencia.

Debido a la insuficiencia de datos experimentales, los coeficientes de las ecs. 7.41 a 7.44 fueron calibrados con el modelo del elemento finito el cual fue validado en una sección anterior, llevándose al cabo también un estudio numérico de carácter paramétrico, en el cual se variaron la magnitud del esfuerzo axial de compresión, la cuantía de acero de refuerzo horizontal y vertical y la resistencia a la compresión de la mampostería. Exceptuando el caso donde la resistencia a la compresión de la mampostería fue variada, el valor de  $f'_m$  se mantuvo en 22.7 MPa (231 kg/cm<sup>2</sup>) en todos los análisis. La variación de las diferentes componentes de la resistencia al cortante con los parámetros citados anteriormente se presenta en las figs. 7.35 a 7.38. A partir de los resultados obtenidos, se encontró a través de una regresión que  $C_1 = 0.04$ ,  $C_2 = 4.5$ ,  $C_3 = 0.25$ ,  $C_4 = 0.667$  y  $C_5 = 0.75$ . Las correlaciones de las ecs. 7.41 a 7.44 con los resultados numéricos se presentan también en las figs. 7.35 a 7.38.

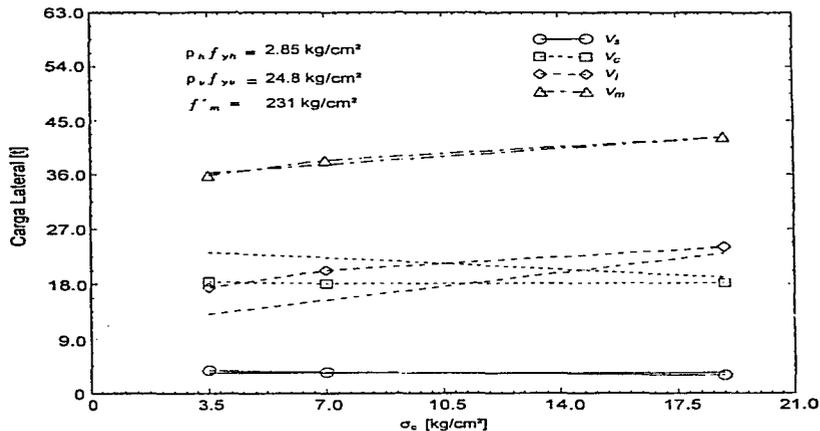


Figura 7.35 Influencia del esfuerzo axial de compresión sobre la resistencia al corte

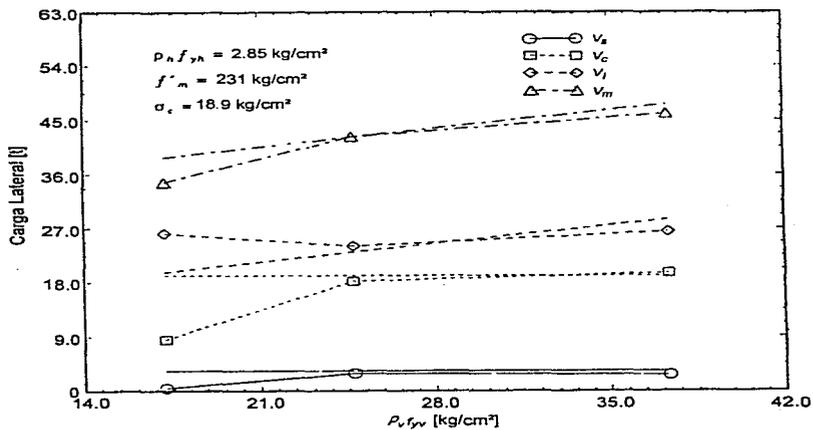


Figura 7.36 Influencia del acero vertical sobre la resistencia al corte

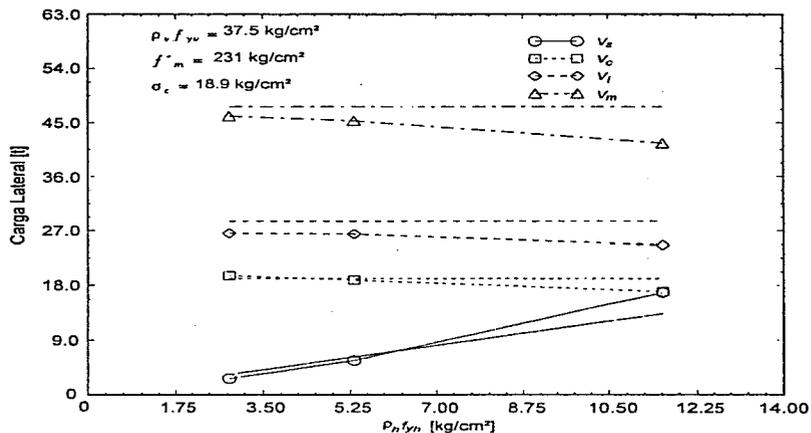


Figura 7.37 Influencia del acero horizontal sobre la resistencia al corte

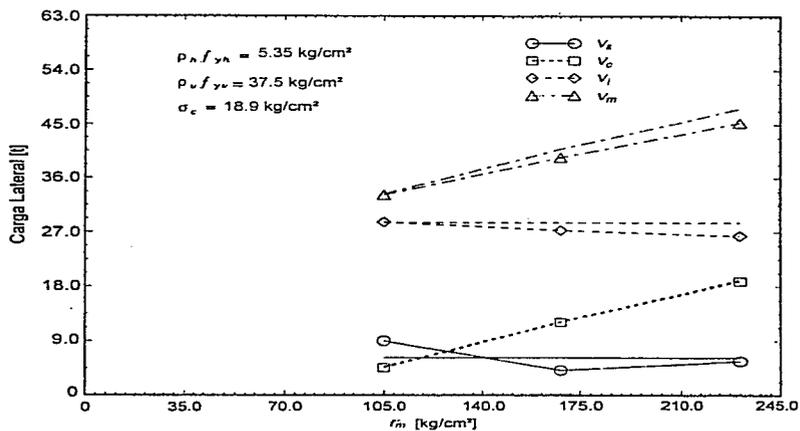
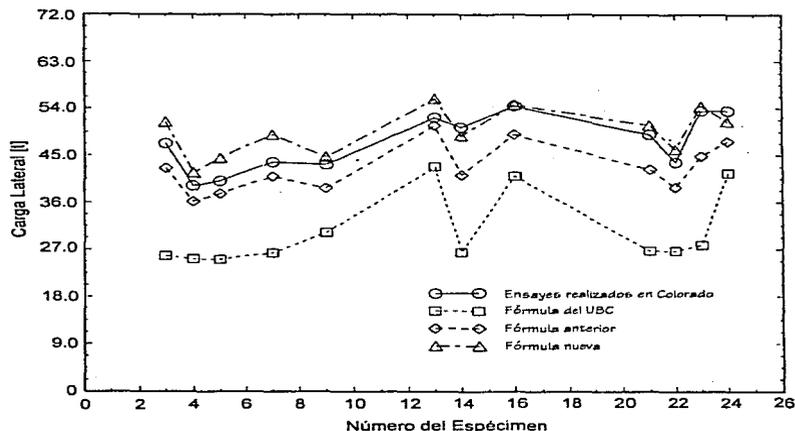
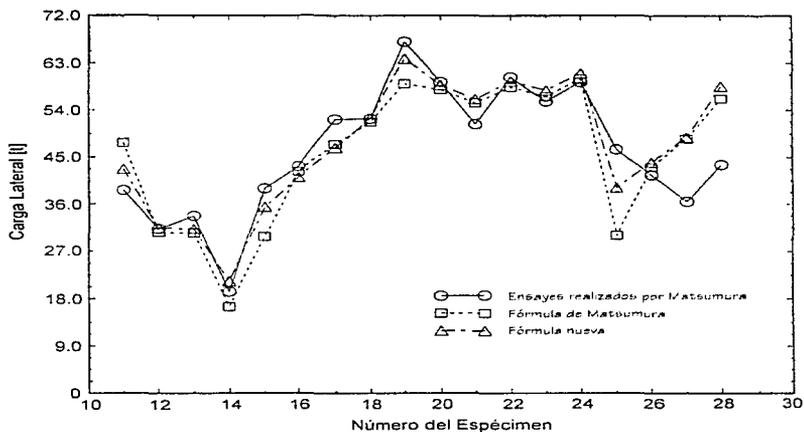


Figura 7.38 Influencia de la resistencia a compresión de la mamposteria sobre la resistencia al corte

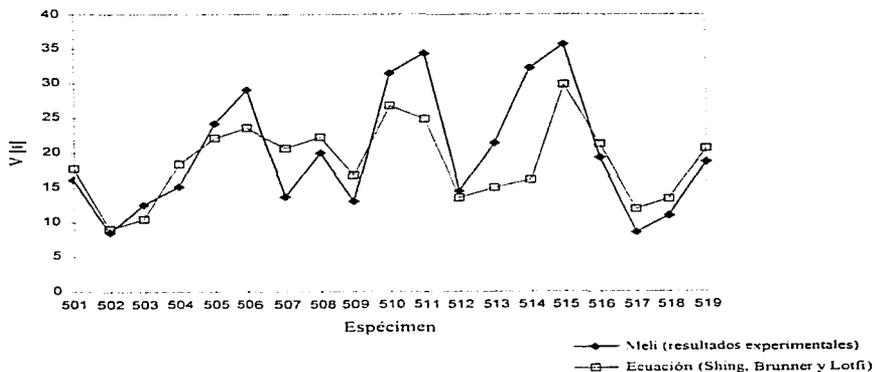
La fórmula mejorada fue comparada con los resultados experimentales obtenidos de los muros de un solo nivel ensayados en la Universidad de Colorado (Shing *et al.*, 1991) y con los resultados experimentales obtenidos por Matsumura (1988) en las figs. 7.39 y 7.40, respectivamente. Las correlaciones de la fórmula que estipula el UBC y de otras fórmulas de cortante con resultados experimentales también se presentan en las mismas gráficas. La fórmula "previa" que se indica en la fig. 7.39 hace referencia a la fórmula representada por las ecs. 7.41 y 7.42. A partir del análisis de la gráfica fue posible apreciar que mientras la fórmula "previa" es más conservadora que la fórmula que se propuso en el estudio, esta última proporcionó un seguimiento más preciso de la variación de las resistencias en los resultados experimentales. La fórmula del UBC arrojó los resultados más conservadores, pero esta tendencia no fue consistente. Del estudio de la fig. 7.40 resulta relevante destacar que la fórmula propuesta en el estudio proporcionó una correlación más precisa con respecto a los resultados de prueba de Matsumura en comparación con la fórmula propuesta por este último.



**Figura 7.39** Comparación de las fórmulas para evaluar la resistencia ante cortante con los ensayos de Colorado



**Figura 7.40** Comparación de las fórmulas para evaluar la capacidad a corte con los resultados obtenidos por Matsumura



**Figura 7.41** Comparación de la fórmula propuesta por Shing con los resultados de Meli

En la fig. 7-41 se presenta la comparación de la fórmula propuesta por Shing y colaboradores con los ensayos realizados por Meli en el Instituto de Ingeniería de la U.N.A.M. A partir del examen de la figura fue posible constatar que las estimaciones de la resistencia al corte obtenidas con la fórmula de Shing fueron razonablemente precisas, ya que el 68.4% de las estimaciones se mantuvo en un rango de  $\pm 25\%$  con respecto a su correspondiente resistencia experimental. Sin embargo, debe señalarse que la fórmula propuesta por Shing no fue capaz de predecir la resistencia al corte de los modelos 511, 513 y 514 ( $V_p/V_c = 0.73, 0.70$  y  $0.50$ , respectivamente); estos especímenes estuvieron sujetos a niveles de esfuerzo axial que permanecieron en el extremo superior del intervalo de esfuerzos de compresión aplicados a los especímenes ( $0 - 1.72 \text{ MPa} = 17.5 \text{ kg/cm}^2$ ), esto pudiese implicar que para esfuerzos de compresión considerables la fórmula de Shing subestima la contribución de la región de la base del muro sujeta a compresión a la resistencia de la fuerza cortante, por lo que los valores de los coeficientes  $C_1$  y  $C_2$ , mismos que reflejan la extensión del área de la base del muro efectiva para resistir corte, requerirían de más estudios experimentales y analíticos para su calibración.

### 7.5.10 Conclusiones

En el estudio descrito se mostró que la utilización del método del elemento finito puede proporcionar una herramienta viable para el análisis de muros estructurales de mampostería reforzada. También se destacó la necesidad de que para la implantación del modelo del comportamiento potencialmente frágil gobernado por el cortante es necesario utilizar la aproximación de la grieta discreta, en donde elementos de interfaz deben utilizarse para capturar el desarrollo de la grieta diagonal dominante. Tal modelo ha sido empleado para la realización de estudios paramétricos los cuales han tenido por objeto mejorar el entendimiento de los mecanismos de resistencia al corte de paneles de mampostería así como para proporcionar información que difícilmente se obtendría en estudios experimentales. La aproximación de la grieta discreta cuenta con una gran desventaja, puesto que la ubicación de la grieta diagonal principal debe de conocerse a priori. En el estudio realizado por Shing y colaboradores también se propuso una fórmula para determinar la resistencia al corte, misma que fue calibrada con el modelo del elemento finito; la fórmula exhibió una correlación excelente con datos experimentales obtenidos de diversos programas experimentales. La fórmula es lo suficientemente general para ser aplicada en paneles que cuenten con diferentes relaciones de aspecto. A su vez se reconoció la necesidad de llevar a cabo estudios numéricos y experimentales a futuro con el fin de calibrar la fórmula.

## 7.6 INFLUENCIA DEL ACERO DE CONFINAMIENTO SOBRE LA RESPUESTA A FLEXIÓN DE MUROS DE MAMPOSTERÍA REFORZADA (SHING, CARTER Y NOLAND, 1993)

### 7.6.1 Introducción

Cuando se diseña un muro de mampostería reforzada, resulta conveniente proveer al panel con una resistencia a flexión que se encuentre por debajo de la resistencia al cortante, con objeto de prevenir un comportamiento potencialmente frágil gobernado por la tensión diagonal en el caso de ocurrir un sismo de magnitud considerable. Aun cuando la respuesta regida por flexión tiende a ser más dúctil que la respuesta dominada por cortante, la ductilidad para el caso de un muro cuyo comportamiento esté regido por la flexión puede verse deteriorada si este último se encuentra sometido a un nivel de carga axial elevado (Shing *et al.*, 1989a; 1991b), el cual puede ser inducido por momentos de volteo en sistemas de muros acoplados así como por cargas gravitacionales. Sin embargo, estudios previos han demostrado (Priestley, 1981a; 1986b) que la ductilidad de flexión de muros de mampostería reforzada puede verse acrecentada por medio de la colocación de acero de confinamiento en las juntas horizontales de la mampostería en zonas críticas sujetas a esfuerzos de compresión elevados.

Para asegurar un comportamiento dúctil gobernado por la flexión, la edición actual del UBC (Uniform Building Code) especifica que la mampostería ubicada en la vecindad del refuerzo vertical se encuentre confinada cuando el esfuerzo de compresión esperado exceda de  $0.4 f_m$  y el modo de falla este regido por la flexión, donde  $f_m$  representa la resistencia a la compresión de la mampostería. Con el propósito de investigar la eficiencia de diversas configuraciones de confinamiento que podrían adoptarse fácilmente en la práctica constructiva, Hart *et al.* (1988) así como Kingsley, Noland y Hart (1987) han realizado estudios experimentales en pilas de mampostería confinada.

El objetivo primordial del estudio que se describe en esta sección fue proporcionar información cuantitativa concerniente a la efectividad de distintos esquemas de confinamiento, es decir, los tipos de confinamiento de anillo, peine y de jaula en espiral, recomendados en los estudios a los cuales se hizo referencia arriba, y de presentar una herramienta general de análisis la cual se pudiese utilizar para evaluar la resistencia a flexión y la ductilidad de muros estructurales de mampostería confinada y sin confinamiento. Con base en datos experimentales obtenidos a partir del ensayo de pilas, se han desarrollado y calibrado fórmulas para tomar en cuenta la influencia del acero de confinamiento en la relación esfuerzo - deformación de la mampostería. Estas fórmulas han sido incorporadas dentro de un modelo de análisis para evaluar la respuesta a flexión de secciones de paneles de mampostería confinada y no confinada. Además, los parámetros introducidos en el modelo proporcionaron un medio cuantitativo para lograr establecer una comparación de la eficiencia de las diferentes configuraciones de confinamiento. Los análisis citados anteriormente y su correlación con resultados experimentales se resumen en el estudio.

### 7.6.2 Análisis de la Respuesta a Flexión con el Modelo de Fibras

Para investigar el efecto del acero de confinamiento en la respuesta se adoptó un modelo de fibras refinado basado en la consideración de la sección plana. Para ello se utilizó un programa de cómputo para el análisis de secciones denominado UNCOLA desarrollado por Kaba y Mahin (1983), el cual se sustenta en el concepto del modelo de fibras.

De acuerdo con el concepto del modelo de fibras, una sección sometida a flexión puede subdividirse en una serie de elementos fibra. La deformación en cada fibra puede determinarse a partir de

la curvatura y de su distancia a partir del eje neutro de acuerdo con la suposición de la sección plana. Dada la curvatura y la magnitud de la carga axial, la posición del eje neutro puede ser determinada a partir de la condición de equilibrio por medio de un proceso iterativo. Una vez conocida la posición del eje neutro es posible obtener el momento flexionante. En el programa UNCOLA, la relación uniaxial esfuerzo - deformación del acero de refuerzo está representada por el modelo de Menegotto y Pinto (1970), y la relación esfuerzo de compresión - deformación del concreto está sustentada en la formulación de Sheikh y Uzumeri (1982), la cual puede reducirse al modelo propuesto por Kent y Park (1971) con la selección adecuada de los parámetros del modelo.

Debe destacarse que aun cuando se encuentren disponibles modelos complejos que implementan la teoría del elemento finito para el análisis de muros de mampostería reforzada (Ewing, El-Mustapha, Kariotis, 1988; Seible, LaRovere, Kingsley, 1990), el modelo de fibras constituye una herramienta de diseño simple y aún confiable. Para estudiar los efectos de los distintos esquemas de confinamiento sobre la respuesta a flexión por medio del modelo de fibras, se examinó la influencia del confinamiento en el comportamiento a compresión uniaxial de pilas de mampostería.

### 7.6.3 Relación Esfuerzo - Deformación de Pilas de Mampostería

La relación esfuerzo de compresión contra deformación de la mampostería, como se idealiza en la fig. 7.42, resulta muy similar a aquella del concreto, cuyo comportamiento a compresión ha sido representado por varios modelos, tal como el propuesto por Kent y Park (1971).

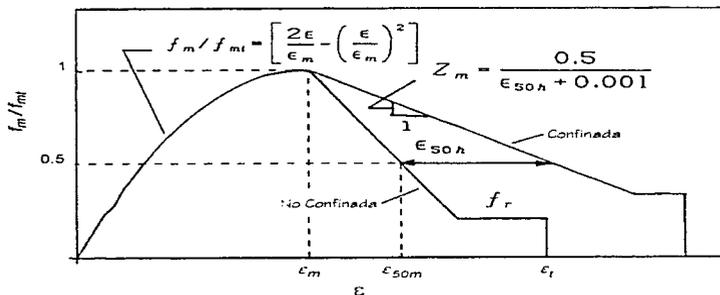


Figura 7.42 Relación idealizada esfuerzo - deformación de la mampostería

Con objeto de estudiar el comportamiento de la mampostería no confinada Atkinson y Kingsley (1985) llevaron a cabo un número considerable de ensayos de compresión uniaxial. Las pruebas se realizaron en pilas de 61 cm de altura fabricadas con bloques de concreto y en donde los huecos de las piezas se encontraban totalmente rellenos. Priestley (1981) estudió la influencia del acero de confinamiento en el comportamiento a compresión de la mampostería al introducir placas de acero en las juntas horizontales; Priestley observó que las pilas con confinamiento exhibían una resistencia a la

compresión  $f_{mi}$  más elevada así como una deformación mayor asociada al esfuerzo máximo, la cual se denota por  $\epsilon_{mi}$ , mostrando también una pendiente más suave asociada a la rama descendente de la curva esfuerzo - deformación en comparación con las pilas que carecieron de confinamiento. Esta tendencia en el comportamiento resulta muy similar a la del concreto confinado, excepto por el hecho de que los incrementos en la resistencia a la compresión y en la deformación correspondiente al esfuerzo último en el concreto confinado suelen ser frecuentemente muy pequeños y en ocasiones difícilmente apreciables. Tomando como base estos resultados, Priestley (1981) propuso un modelo de Kent y Park modificado para mampostería.

Hart *et al.* (1988) y Kingsley, Noland y Hart (1987) estudiaron la influencia de diversos esquemas de confinamiento sobre el comportamiento a compresión de pilas de mampostería. Sus observaciones fueron muy similares a las obtenidas por Priestley. No obstante, sus resultados indicaron que la mayoría de las configuraciones de confinamiento conducían solamente a incrementos poco considerables del esfuerzo máximo  $f_{mi}$  y de la deformación asociada. Tales incrementos eran usualmente del orden de no más del 10%. Este patrón en los resultados fue similar a lo que generalmente se había observado en el concreto. Tres de los esquemas de confinamiento que aparentemente arrojaron los resultados más promisorios, fueron estudiados por Carter (1990) con ligeras modificaciones. Estas tres configuraciones de confinamiento fueron designadas como confinamiento de *anillo*, *peine* y de *jaula en espiral*, cuyos esquemas se presentan en la fig. 7.43.

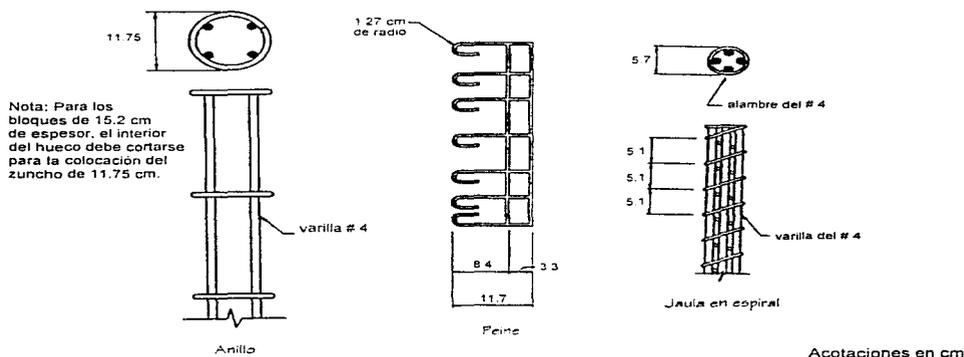


Figura 7.43 Esquemas de confinamiento analizados

En el estudio realizado por Carter (1990) se llevaron a cabo pruebas de compresión en pilas construidas con cuatro bloques huecos de concreto en donde los huecos de las piezas se encontraban totalmente rellenos con lechada de cemento. Los bloques de concreto contaron con una altura nominal de 20.3 cm, una longitud nominal de 40.6 cm, y anchos nominales de 15.2, 20.3 y 30.5 cm, respectivamente. El confinamiento de peine fue colocado en las juntas horizontales, mientras que los dos restantes fueron

colocados dentro de las celdas huecas de las piezas. Las pilas contaron también con acero de refuerzo vertical en cada celda con objeto de obtener un patrón de refuerzo similar al de un muro estructural. El confinamiento de anillo se conformó de acuerdo con el requerimiento mínimo establecido por el UBC, el cual establece un mínimo de barras del No. 3 con una separación máxima de 20.3 cm. A los ensayos de las pilas le siguieron pruebas en muros confinados con esquemas similares.

Tomando como base los datos experimentales obtenidos a partir del ensayos de pilas citados anteriormente, se adoptó en el estudio que se describe una relación esfuerzo - deformación idealizada la cual contó con la misma ley de variación no lineal antes del pico como la que propone el modelo de Kent y Park. El modelo se muestra en la fig. 7.42. Para calibrar el modelo, se analizaron los datos de prueba de las pilas, atendiendo al tipo de confinamiento, al espaciamiento vertical centro a centro del acero de confinamiento ( $S_c$ ), a la menor dimensión de la sección transversal confinada ( $D$ ) y a la relación volumétrica del acero de confinamiento ( $\rho_c$ ). La relación volumétrica se define como la proporción existente entre el volumen de acero de confinamiento y el volumen de mampostería confinada. Tanto el volumen como la dimensión menor de la mampostería confinada se basan en la dimensión exterior del confinamiento.

Para el modelo que se presenta en la fig. 7.42, la relación esfuerzo - deformación post - pico normalizada está gobernada por tres parámetros. Estos son la pendiente descendiente normalizada  $Z_m$ , el esfuerzo residual normalizado  $f_r$  y la deformación terminal  $\epsilon_t$ . La deformación terminal  $\epsilon_t$  se define como la deformación para la cual el esfuerzo de compresión post - pico ha descendido a un 20% del esfuerzo máximo  $f_m$ . La pendiente de la rama descendente se determinó a partir de datos experimentales a través de la realización de una regresión lineal, y  $f_r$  fue determinado de tal forma que el área debajo de la curva esfuerzo - deformación idealizada entre cero y la deformación terminal  $\epsilon_t$  resultase igual al área bajo la curva experimental (Carter, 1990).

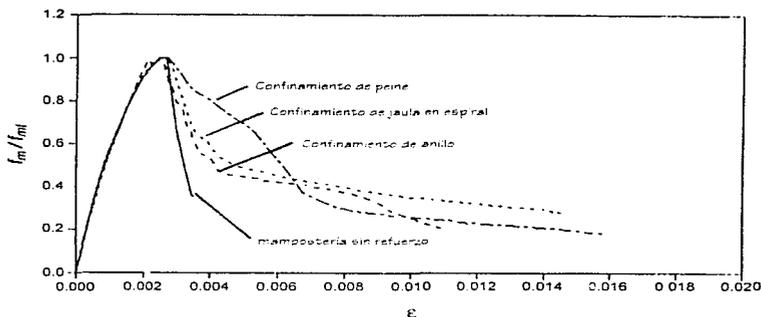
En la fig. 7.44 se presentan las curvas esfuerzo - deformación obtenidas a partir del ensayo de pilas de 20.3 cm de ancho, las curvas fueron normalizadas con respecto a  $f_m$ . Del análisis de la figura se puede apreciar que la utilización del confinamiento en peine condujo a la pendiente descendiente más suave. Esta tendencia también se presentó para las pilas de 15.2 y 30.5 cm de ancho. Con el propósito de desarrollar una relación empírica, se graficó la pendiente descendiente  $Z_m$  contra diversas combinaciones de la relación de espaciamiento  $D/S_c$  y de la relación volumétrica  $\rho_c$ . Se encontró que las siguientes fórmulas empíricas arrojaron la mejor correlación con los resultados experimentales:

$$Z_m = \frac{0.5}{\epsilon_{50h} + 0.001} \quad (7.45)$$

donde

$$\epsilon_{50h} = k_1 C_f \quad (7.46)$$

$$C_f = \sqrt{\rho_c} \left( \frac{D}{S_c} \right) \quad (7.47)$$



**Figura 7.44** Relación esfuerzo - deformación normalizada de pilas de mampostería de 20.3 cm de ancho

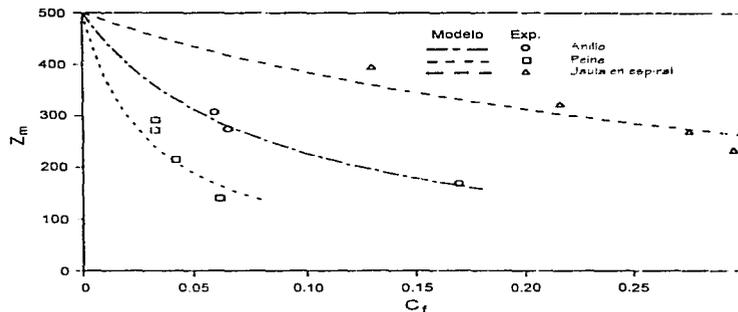
El significado físico de  $\epsilon_{soh}$  se presenta en la fig. 7.42; las fórmulas citadas arriba difieren del modelo de Kent y Park en términos de los efectos de los distintos parámetros de confinamiento. El valor del factor  $k_1$  debe ser determinado por medio de un ajuste por mínimos cuadrados de datos experimentales, y este depende del tipo de confinamiento utilizado. Tomando como sustento los datos experimentales que fueron recabados en los estudios mencionados anteriormente, el valor del factor  $k_1$  se determinó como 0.012, 0.003 y 0.033 para los confinamientos de anillo, jaula en espiral y de peine, respectivamente. Con estos valores la ec. 7.45 fue comparada con los resultados experimentales en la fig. 7.45. A partir del estudio del gráfico pudo observarse que a medida que el factor de confinamiento  $C_f$  se aproximaba a cero, el valor de  $Z_m$  se acercaba a 500, lo cual resultó ser consistente con el valor obtenido para las pilas que carecieron de confinamiento.

También se encontró que la mejor forma de representar al esfuerzo residual normalizado y a la deformación terminal consistía en la aplicación de las siguientes ecuaciones:

$$f_r = k_2 C_f + 0.20 \quad (7.48)$$

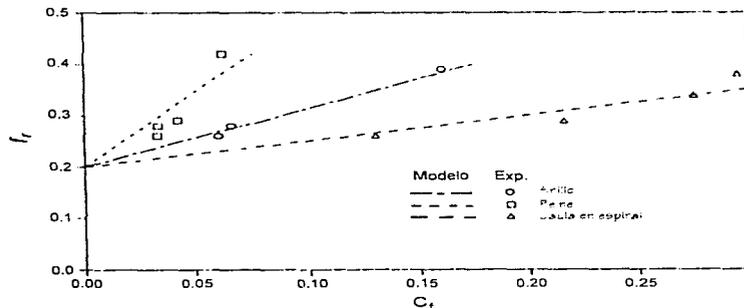
$$\epsilon_t = k_3 C_f + 0.006 \quad (7.49)$$

Por medio de ajustes por mínimos cuadrados, el valor de  $k_2$  encontrado fue de 1.2, 0.5 y 3.0, y el valor de  $k_3$  obtenido fue de 0.095, 0.044 y 0.220 para los esquemas de confinamiento de anillo, jaula en espiral y de peine, respectivamente.

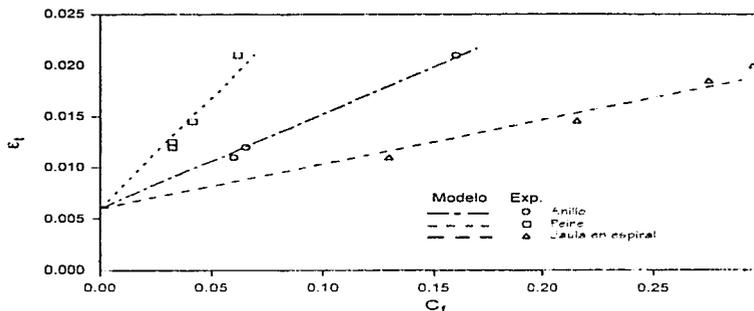


**Figura 7.45** Influencia del confinamiento sobre la rama de relajación por deformación del material

Las correlaciones de las ecs. 7.48 y 7.49 con datos experimentales se presentan en las figs. 7.46 y 7.47. A medida que el valor del factor de confinamiento  $C_f$  se aproximaba a cero, se pudo constatar como el valor del esfuerzo residual normalizado así como el valor de la deformación terminal obtenidos con las fórmulas, convergían con los valores registrados en pilas sin confinamiento.



**Figura 7.46** Influencia del confinamiento sobre el esfuerzo residual



**Figura 7.47** Influencia del confinamiento en la deformación terminal

Con base en la revisión de las figs. 7.45, 7.46 y 7.47 destacó que el esquema de confinamiento de peine resultó el más eficiente y el confinamiento de jaula en espiral el menos eficiente cuando se utilizó el mismo valor del factor de confinamiento  $C_f$  para todos los casos. Además, se observó en los ensayos realizados que la falla de las pilas que contaron con el confinamiento de jaula en espiral fue gobernada por el pandeo de la totalidad de la columna confinada, mientras que para el caso del confinamiento con configuración en peine, el modo de falla estuvo regido por el aplastamiento local en la primera hilada. Este último esquema de confinamiento proporcionó un comportamiento más estable. Debe destacarse que el confinamiento con configuración en peine podría ser deseable también desde el punto de vista constructivo.

#### 7.6.4 Influencia del Acero de Confinamiento sobre la Respuesta a Flexión

Para estudiar la influencia de diversos esquemas de confinamiento sobre la respuesta a flexión de muros estructurales de mampostería, se ensayaron seis modelos a escala natural. Tres de estos modelos designados como C3, C4 y C5, contaron con los esquemas de confinamiento descritos anteriormente. Los resultados obtenidos a partir de estos ensayos se utilizaron para validar el modelo de análisis descrito en una sección previa basado en la relación esfuerzo - deformación de la mampostería sujeta a compresión que se describió en la sección anterior. También se realizó la descripción de un estudio numérico de carácter paramétrico que tuvo por objeto evaluar la influencia de los distintos esquemas de confinamiento sobre la ductilidad de muros de mampostería sujetos a distintas cargas de compresión axial.

#### 7.6.5 Estudio Experimental

Los especímenes fueron construidos con bloques huecos de concreto con las siguientes dimensiones nominales: 15.2 x 20.3 x 40.6 cm, y en donde la totalidad de los huecos de las piezas se rellenó con lechada de cemento. Un espécimen característico se muestra en la fig. 7.48, y el detalle del refuerzo se resume en la tabla 7.13. La totalidad del acero de refuerzo horizontal y vertical se distribuyó uniformemente con una separación centro a centro entre varillas de 40.6 cm. El confinamiento de anillo

utilizado en el espécimen C3 fue idéntico al que se presenta en la fig. 7.43, excepto que contó solamente con una varilla de refuerzo vertical del #6 encerrada por el confinamiento. El confinamiento con configuración en peine tuvo una longitud aproximada de 58.4 cm y fue dispuesto en cada junta horizontal del modelo C4 para confinar dos barras de refuerzo vertical en cada lado. Excepto por la celda central, la cual contó con una barra del #6, el modelo C5 tuvo 4 barras del #3 en cada celda reforzada para formar una jaula en espiral semejante a la mostrada en la fig. 7.43. El volumen de confinamiento en cada caso resultó equivalente a aquel proporcionado en las pilas correspondientes de 15.2 cm de ancho ensayadas previamente. El espécimen C4 contó con un factor de confinamiento  $C_t = 0.0327$ , mientras que los modelos C3 y C5 contaron con un factor  $C_t = 0.0656$  y 0.216, respectivamente. En cada modelo el confinamiento fue colocado a lo largo de toda la altura y la mampostería ubicada alrededor de la barra vertical central careció de confinamiento.

Los tres especímenes estuvieron sujetos a un esfuerzo axial de compresión constante de 0.69 MPa (7 kg/cm<sup>2</sup>) y a inversiones del desplazamiento lateral impuesto en su parte superior. Debe señalarse que estos tres muros contaron exactamente con el mismo diseño y con la misma condición de carga que uno de los modelos sin confinamiento ensayados en el programa conjunto entre la Unión Americana y Japón (Shing *et al.*, 1989a; 1991b). A este muro se le designó como el muro # 15 en la tabla 7.13. Las resistencias a compresión de los materiales utilizados en la construcción de los modelos se resumen en la tabla 7.14.

Los cuatro muros que se consignan en la tabla 7.13 exhibieron una respuesta combinada dominada por el corte y la flexión durante la fase inicial de la prueba. No obstante, la falla final fue gobernada por la flexión en todos los casos. Los lazos histeréticos de carga lateral contra el desplazamiento lateral correspondientes al modelo C4 se presentan en la fig. 7.49. La dirección de la carga aplicada se define en la fig. 7.48. La acelerada degradación en la resistencia correspondiente a los ciclos negativos se debió principalmente a la presencia de cavidades en la lechada de cemento localizadas en el talón derecho del espécimen. Para el caso de los dos muros restantes que contaron con confinamiento en su interior, las curvas carga desplazamiento resultaron muy similares de aquella asociada al muro C4; sin embargo exhibieron una respuesta más simétrica cuando se llevaron a cabo los cambios en la dirección de la carga lateral. Para el caso del modelo C4, el aplastamiento en el talón de compresión del muro se localizó aproximadamente en la primera hilada de bloques, de forma similar a lo observado en las pruebas realizadas en las pilas, mientras que en los modelos 15, C3 y C5, el aplastamiento en el talón sujeto a compresión se propagó extensivamente hacia el interior de la segunda hilada y, en algunos casos hasta la tercera hilada. Esto indicó la efectividad del confinamiento en peine; sin embargo como se muestra en la tabla 7.15 los momentos máximos desarrollados en la base de los cuatro modelos fueron aproximadamente del mismo orden.

Las envolventes carga - desplazamiento de los cuatro muros se muestran en la fig. 7.50. Se construyeron a partir de los lazos de histéresis registrados en la dirección positiva. La influencia favorable de dos de los esquemas de confinamiento resultó evidente cuando el desplazamiento lateral excedió de 3.0 cm. A partir del análisis de la fig. 7.50 pudo apreciarse que el modelo C4 mostró el comportamiento más dúctil, mientras que el espécimen C5 resultó ser el menos dúctil. El desempeño de este último fue aún más pobre que aquel exhibido por el muro que careció de confinamiento en su interior, puesto que el núcleo de lechada de cemento confinado por la espiral sufrió de pandeo justo después del desprendimiento de la mampostería en la base. Sin embargo, la diferencia entre los modelos C3 y C4 fue pequeña. Vale la pena hacer notar que el espécimen C4 contó con un factor de confinamiento  $C_t$  relativamente pequeño, mientras que el factor de confinamiento para el espécimen C3 fue de aproximadamente del doble del primero. De acuerdo con los resultados de prueba de las pilas presentados en la figs. 7.45, 7.46 y 7.47, estos factores de confinamiento debiesen de conducir a desempeños similares en los dos casos; por consiguiente, si se hubiese proporcionado el mismo factor de confinamiento en

todos los especímenes, se hubiese esperado que el modelo C4 presentara un comportamiento sensiblemente más dúctil en comparación con los dos modelos restantes.

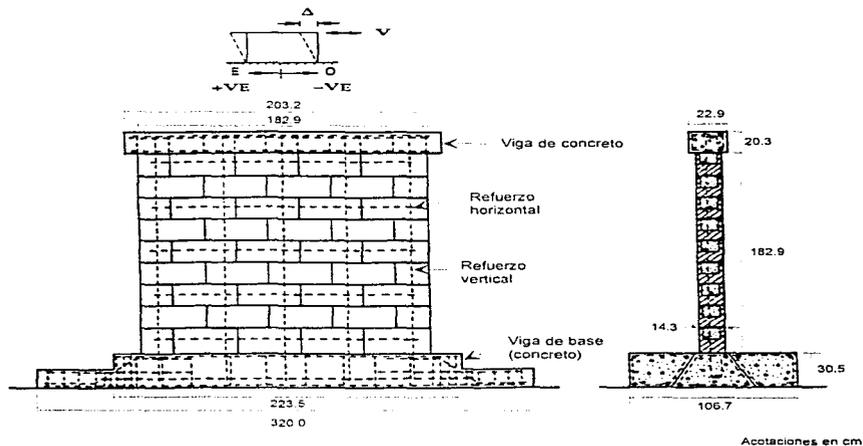


Figura 7.48 *Espécimen de prueba*

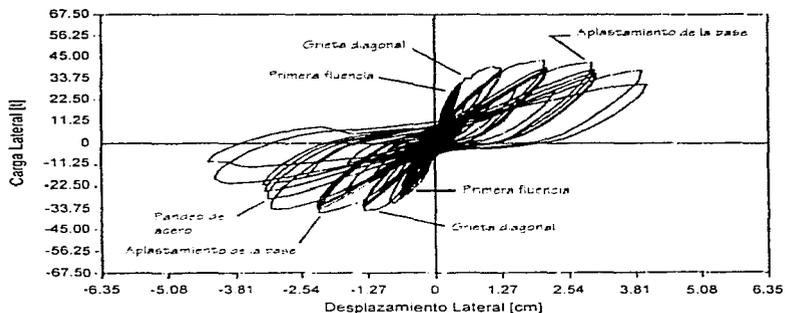
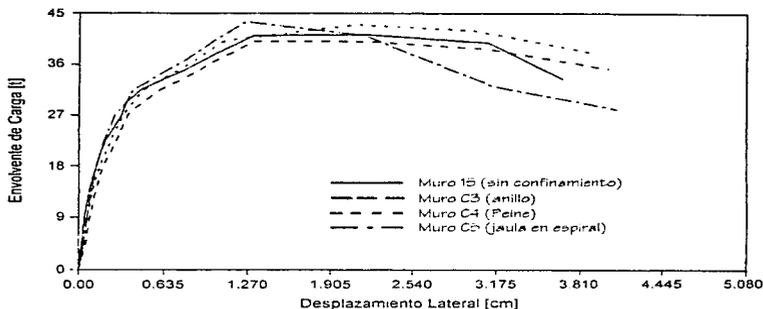


Figura 7.49 *Curva carga lateral - desplazamiento lateral del espécimen C4*



**Figura 7.50** *Envoltorios carga lateral - desplazamiento lateral*

Los perfiles de deformación asociados a la flexión medidos en las bases de los especímenes C4 y C5 en las instancias cuando los momentos máximos fueron alcanzados se presentan en la fig. 7.51. En cada caso, la deformación de tensión se midió con deformímetros eléctricos colocados en las barras de refuerzo vertical. El perfil de deformación en la región sujeta a compresión fue determinado a partir de los valores de deformación obtenidos en dos posiciones. Una de ellas fue la correspondiente al eje neutro el cual fue ubicado por medio de los registros de los deformímetros eléctricos dispuestos sobre la superficie de los modelos a un espaciamiento de 15.2 cm; la segunda resultó ser la deformación obtenida en el extremo de la región sometida a compresión la cual fue medida por medio de dos transductores, los cuales cubrieron una longitud total de calibración de 20.3 cm. Como se presenta en la tabla 7.15, las deformaciones de compresión en la fibra extrema registradas para la ocurrencia del los momentos máximos de los tres modelos con confinamiento se mantuvieron alrededor de 0.005. La exactitud de los perfiles de deformación fue evaluada a partir de la obtención de las resultantes de esfuerzo, pudiéndose observar que las cargas axiales fueron sobrestimadas alrededor de un 20%, mientras que los momentos máximos fueron subestimados alrededor de un 8% y 20% en los dos casos (especímenes C4 y C5). Esto pudo deberse a la omisión del fenómeno de endurecimiento por deformación en el acero cuando se dedujo el esfuerzo de tensión a partir de la deformación medida.

**Tabla 7.13 Características de los especímenes**

Muro	Acero de Confinamiento	Refuerzo Vertical	Refuerzo Horizontal	Esfuerzo Axial [kg/cm <sup>2</sup> ]	Esfuerzo de Fluencia del Acero [kg/cm <sup>2</sup> ]		Esfuerzo Último del Acero [kg/cm <sup>2</sup> ]	
					Vert.	Hor.	Vert.	Hor.
C3	Anillo	5 var. #6	5 var. #4	7.0	4 690	4 690	7 490	7 490
C4	Peine	5 var. #6	5 var. #4	7.0	4 690	4 690	7 490	7 490
C5	Jaula en espiral	16 var. #3 1 var. #6 <sup>1</sup>	5 var. #4	7.0	3 920 <sup>2</sup> 4 690	4690	5 670 <sup>2</sup> 7 490	7 490
15	Ninguno	5 var. #6	5 var. #4	7.0	4 550	4 690	7 490	7 490

Nota : 1 kg/cm<sup>2</sup> = 0.0981 MPa

1- 4 var. del #3 en cada jaula en espiral y 1 var. del #6 en la celda central.

2- Las varillas del #3 fueron Grado 40 y las restantes Grado 60 (clasificación de los Estados Unidos de América).

**Tabla 7.14 Resistencias promedio a la compresión de los materiales**

Muro	Piezas de Concreto [kg/cm <sup>2</sup> ]	Cubos de Mortero [kg/cm <sup>2</sup> ]	Cubos de Lechada [kg/cm <sup>2</sup> ]	Pilas [kg/cm <sup>2</sup> ]
C3	218.4	201.6	219.8	230.3
C4	218.4	201.6	219.8	230.3
C5	218.4	201.6	219.8	230.3
15	201.6	208.6	300.3	233.8

Nota : 1 kg/cm<sup>2</sup> = 0.0981 MPa

**Tabla 7.15 Resistencias a flexión medidas en los especímenes**

Muro	Capacidad a Momento (t-cm)	Deformación en la Fibra Extrema (compresión)
C3	7 338	0.0050
C4	7 864	0.0051
C2	7 955	0.0054
15	7 544	-

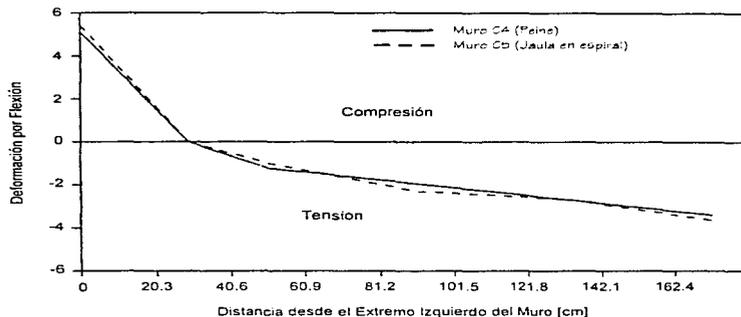


Figura 7.51 Perfil de deformaciones asociado al momento máximo

#### 7.6.6 Análisis

La relación esfuerzo de compresión - deformación de la mampostería que se presentó en una sección anterior fue utilizada para calibrar el modelo de Sheikh y Uzumeri, mismo que se incorporó en el programa de cómputo UNCOLA. Debe señalarse que el modelo de fibras incluido en el programa antes citado cuenta con dos limitaciones principales. Una la constituye la consideración de la hipótesis de la sección plana, la cual aparentemente no resultó consistente con los perfiles de deformación correspondientes a los especímenes C4 y C5. La otra limitación la conforma la ruptura y el pandeo del refuerzo de flexión bajo cargas cíclicas reversibles. El refuerzo tiende a pandearse cuando la mampostería que lo rodea comienza a desprenderse. El modelo de fibras implementado en el programa UNCOLA no es capaz de tomar en cuenta de manera directa el pandeo y la ruptura del acero (Kaba y Mahin, 1983).

La falta de consistencia de la hipótesis de la sección plana puede atribuirse a diversos factores, tales como la deformación por corte en los paneles y a la relajación no uniforme del esfuerzo en las barras de refuerzo debido al deslizamiento diferencial por adherencia a lo largo de la base de un muro así como al desarrollo de grietas por flexión. Sin embargo, estudios experimentales realizados en muros sin confinamiento han indicado que el perfil de deformaciones permanece prácticamente lineal hasta la primera fluencia del refuerzo ubicado en el extremo (Shing *et al.*, 1990b). Por consiguiente, el deslizamiento diferencial del refuerzo podría ser la causa más probable de la no linealidad en la variación del perfil de deformaciones. Estudios previos en muros no confinados (Shing, Schuller y Hoskere, 1990a) han destacado que la consideración de la hipótesis de la sección plana siempre conduce a predicciones de resistencia ligeramente conservadoras. Esto puede atribuirse principalmente al hecho de que en el rango inelástico, el esfuerzo en el acero de refuerzo es poco sensible a la deformación, por lo que este problema fue ignorado en el estudio.

Puesto que el desprendimiento de la mampostería, el pandeo y la ruptura a tensión del acero ocurren usualmente en el régimen post - pico de una curva momento - curvatura, resultó razonable anticipar que no afectarían el momento flexionante máximo, no obstante podrían tener influencia sobre la ductilidad del muro.

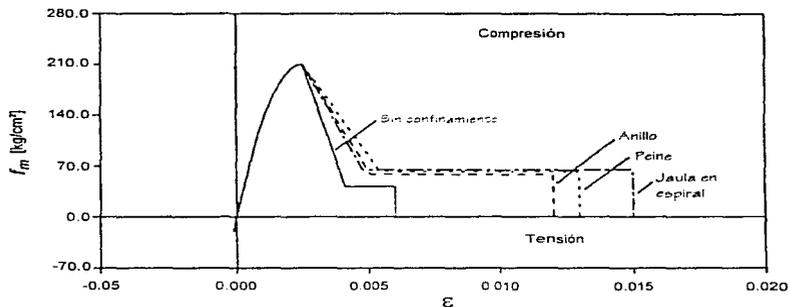
Con objeto de modelar el efecto del pandeo, el comportamiento a compresión del acero de refuerzo fue simulado por el modelo de relajación por deformación establecido por Sheikh y Uzumeri (1982) el cual fue desarrollado originalmente para emular el comportamiento a compresión del concreto y la mampostería. Este modelo establece que la resistencia a compresión de una fibra de acero desciende abruptamente hasta cero tan pronto como su deformación a compresión alcance la deformación terminal  $\epsilon_r$  de la mampostería circundante. Puesto que el modelo de relajación por deformación permite solamente una falla frágil, el comportamiento dúctil del acero tiene que ser representado por el modelo de Menegotto - Pinto. Con esta aproximación, las barras de refuerzo localizadas en las regiones a tensión y compresión deben distinguirse antes del análisis, esto evidentemente excluye la posibilidad de cambios en la dirección del momento. Puesto que el criterio para definir la ruptura a tensión resulta difícil de precisar, este no fue tomado en consideración en el análisis.

Con las consideraciones antes citadas, la sección transversal horizontal de los paneles fue dividida en 72 segmentos o fibras iguales como se muestra en la fig. 7.52. Las relaciones esfuerzo - deformación de las fibras de mampostería fueron representadas por leyes adecuadas para mampostería confinada y no confinada. En la fig. 7.52 el área sombreada representa la mampostería confinada mientras que el área blanca representa la mampostería no confinada. Puesto que la relación esfuerzo - deformación de la mampostería confinada que se utilizó en el análisis estuvo basada en la totalidad del área de la sección transversal de las pilas, incluyendo el área fuera del confinamiento, resultó imperativo que el área confinada en el análisis se definiera de manera consistente. Más aún, como se presenta en la fig. 7.52, solamente la celda reforzada de un bloque compuesto por dos celdas fue considerada como confinada en el análisis. Esta consideración resultó apropiada para los confinamientos de jaula en espiral y de anillo, sin embargo pudo haber subestimado el efecto del confinamiento en peine.



**Figura 7.52 Modelo de fibras para la sección transversal de los muros**

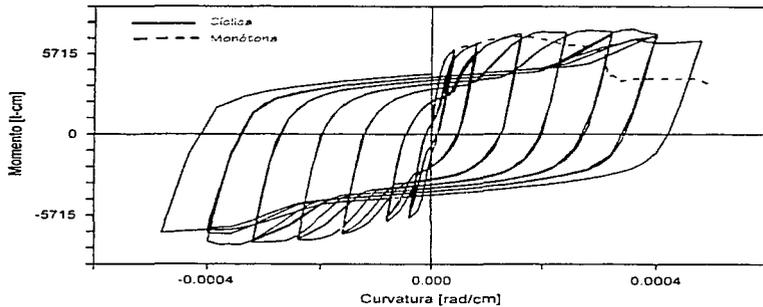
Partiendo de las consideraciones mencionadas anteriormente, los modelos C3, C4, y C5 fueron analizados. Tomando como base sus respectivos factores de confinamiento, las relaciones esfuerzo - deformación para la mampostería confinada se obtuvieron a partir de las ecs. 7.45 a 7.49 y se comparan con aquélla para mampostería no confinada en la fig. 7.53. Con base en el estudio de la gráfica fue posible distinguir que el confinamiento en peine exhibió la pendiente descendente menos pronunciada, mientras que el confinamiento de jaula en espiral alcanzó la deformación terminal más alta. La resistencia a la tensión del acero se basó en los valores consignados en la tabla 7.13 y la resistencia a compresión de la mampostería se basó en el valor obtenido a partir del ensayo de pilas no confinadas de 61 cm de altura, mismo que se presenta en la tabla 7.14. En todos los análisis se consideró que la deformación asociada al esfuerzo máximo,  $\epsilon_m$ , tomaba un valor de 0.0025.



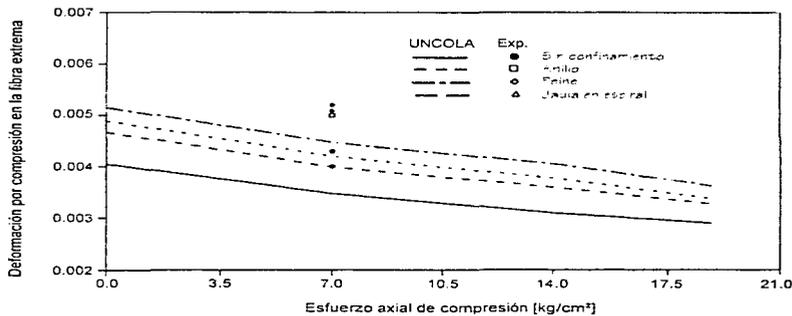
**Figura 7.53 Relaciones esfuerzo - deformación idealizadas para la mampostería con y sin confinamiento**

Tanto análisis cíclicos como monótonos de momento - curvatura fueron llevados al cabo en el espécimen C4 con el modelo citado anteriormente. Debido a las razones expuestas anteriormente, el análisis cíclico no consideró el efecto del pandeo en la respuesta. Los resultados de ambos análisis se muestran en la fig. 7.54. El súbito descenso de la capacidad a momento en la respuesta monótona se atribuyó a la pérdida de resistencia a la compresión del acero vertical localizado en el extremo debido al pandeo del mismo. La respuesta cíclica exhibió un momento máximo ligeramente mayor debido quizá al hecho de que el fenómeno de endurecimiento por deformación del acero de flexión es mayor bajo deformación cíclica. El máximo momento predicho resultó muy cercano al obtenido experimentalmente (ver tabla 7.15). El análisis fue repetido sin considerar confinamiento alguno, y pudo demostrarse que el efecto del acero confinante sobre la capacidad a momento fue despreciable, lo que confirmó observaciones experimentales.

También se realizaron análisis momento - curvatura monótonos sobre secciones de muros que carecieron de confinamiento interior y sobre secciones que contaron con los esquemas de confinamiento expuestos anteriormente (anillo, peine y jaula en espiral) bajo distintos niveles de carga axial. Las deformaciones obtenidas en la fibra extrema sujeta a compresión correspondientes a los momentos máximos fueron graficadas contra el esfuerzo axial de compresión y comparadas con datos experimentales en la fig. 7.55. De la revisión de la gráfica se pudo apreciar que los valores correspondientes a estas deformaciones decrecieron a medida que el esfuerzo axial de compresión fue aumentando. Las deformaciones de compresión alcanzadas en muros con confinamiento resultaron ser mayores que las correspondientes en muros sin confinamiento, más aún, se pudo observar que los valores obtenidos a través del análisis fueron consistentemente más bajos de aquéllos obtenidos en pruebas. A pesar de esto, el incremento general de la deformación en la fibra extrema sujeta a compresión debido al confinamiento obtenido resultó muy cercano al observado en los resultados. Finalmente, pudo establecerse también a partir de los resultados que la deformación máxima en compresión de 0.003 estipulada en el UBC es bastante baja, inclusive para el caso de muros sin confinamiento.



**Figura 7.54** Relación momento - curvatura del espécimen C4 obtenida a partir del análisis



**Figura 7.55** Deformación por compresión en la fibra extrema correspondiente al momento máximo en la sección

También se estudió la influencia del confinamiento sobre la ductilidad de flexión. La ductilidad de un muro estructural puede definirse como la habilidad para sostener deformaciones inelásticas sin colapsar. La ductilidad de flexión se definió cuantitativamente como:

$$\mu^{FL} = \frac{\Delta_{NL}}{\Delta_{L}} \quad (7.50)$$

en donde  $\Delta_v^{fL}$  representa el desplazamiento lateral inducido por la flexión en la parte superior del panel cuando ocurre la primera fluencia en el acero de refuerzo vertical ubicado en el extremo, y  $\Delta_u^{fL}$  corresponde al desplazamiento último inducido por la flexión, el cual fue definido como el desplazamiento lateral post - pico para el cual la resistencia hubiese descendido en 90% de la máxima. Los desplazamientos fueron obtenidos con las siguientes fórmulas:

$$\Delta_v^{fL} = \frac{\phi_v h^2}{3} \quad (7.51)$$

$$\Delta_u^{fL} = \frac{\phi_v (h - l_p)^2}{3} - \phi_u \left( h - \frac{l_p}{2} \right) l_p \quad (7.52)$$

en donde  $h$  representa la altura del muro y  $l_p$  corresponde a la longitud de la articulación plástica medida a partir de la base del muro y  $\phi_v$  y  $\phi_u$  representan la curvatura de fluencia y última las cuales se definieron de la misma forma que los desplazamientos correspondientes. Las fórmulas citadas arriba se sustentan en el diagrama de curvaturas idealizado que se presenta en la fig. 7.56. La comparación del diagrama de curvaturas idealizado con la distribución de curvaturas medida experimentalmente que se muestra en la fig. 7.56 indicó que  $l_p$  resultó ser de 27.9 cm. Esto fue similar a lo observado en muros no confinados (Shing *et al.*, 1990b).

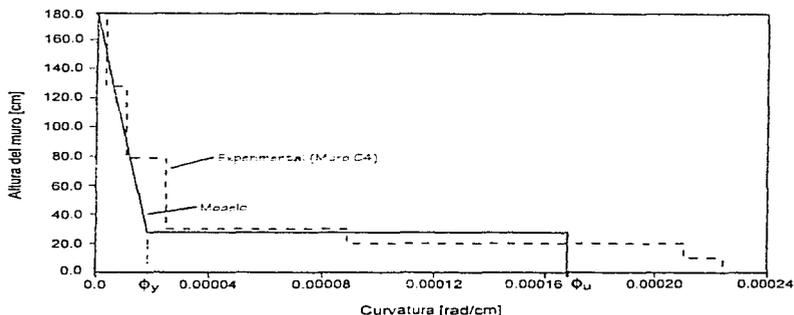


Figura 7.56 Diagrama de curvatura del muro C4

Con base en las fórmulas anteriores, el factor de ductilidad  $\mu^{fl}$  fue evaluado a partir de los resultados numéricos y graficado contra el cociente  $P / P_b$  en la fig. 7.57, donde  $P_b$  es la carga axial balanceada, misma que fue evaluada con el modelo de fibras utilizando una deformación máxima a compresión de 0.003 tanto para las secciones confinadas como para las que no contaron con confinamiento. La revisión de la fig. 7.57 indicó que la ductilidad de un muro puede mejorarse significativamente si el confinamiento es utilizado. Los tres esquemas de confinamiento considerados

arrojaron de forma aproximada el mismo incremento en la ductilidad; no obstante, aparentemente el confinamiento de jaula en espiral exhibió la respuesta más dúctil, esto se debió probablemente a la considerable magnitud de la deformación terminal  $\epsilon$ , asociada con este esquema de confinamiento, como puede apreciarse en la fig. 7.53. Los datos experimentales también fueron graficados en la fig. 7.57, incluyendo algunos puntos extras obtenidos de muros adicionales no confinados ensayados en el programa conjunto entre la Unión Americana y Japón "TCCMAR" (Shing *et al.*, 1991) y algunos otros muros confinados los cuales contaron con esquemas de confinamiento similares a los descritos (Carter, 1990). Resultó evidente que los resultados numéricos fueron conservadores, sin embargo, con la manera de evaluar la ductilidad adoptada en el estudio que se describe, el confinamiento de jaula en espiral condujo al comportamiento más dúctil. Esto no concordó con las observaciones experimentales presentadas en la fig. 7.50.

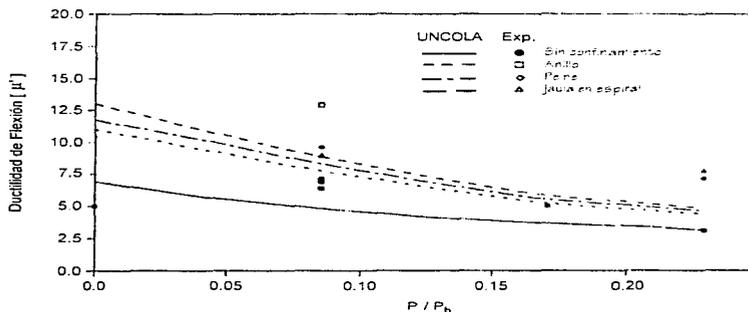


Figura 7.57 Ductilidad de flexión

### 7.6.7 Conclusiones

Fue posible mostrar que los esquemas de confinamiento considerados en el estudio descrito tuvieron una influencia benéfica sobre la ductilidad. Tal como en el caso del concreto reforzado, el fenómeno de relajación por deformación de la mampostería confinada depende de la relación volumétrica del acero de confinamiento y de la relación prevaleciente entre la dimensión más pequeña del área confinada y el espaciamiento del acero confinante. No obstante, la sensibilidad del fenómeno con respecto a los parámetros antes citados resultó ser muy diferente de aquélla observada en el concreto confinado. Más aún, con base en los datos experimentales obtenidos del ensaye de pilas, se pudo establecer que el grado de esta influencia depende en gran medida del tipo de confinamiento utilizado. Tanto los resultados experimentales como los resultados analíticos indicaron que la configuración de confinamiento en peine fue la más eficiente entre las configuraciones estudiadas. También se pudo constatar que el método de análisis propuesto proporcionó resultados razonablemente confiables y aparentemente fue conservador en comparación con los resultados experimentales.

## **7.7 RESISTENCIA AL CORTE DE MUROS DE MAMPOSTERÍA REFORZADA (BRUNNER Y SHING, 1996)**

### **7.7.1 Introducción**

El objetivo de la investigación consistió en obtener una fórmula de diseño que fuese capaz de evaluar la resistencia al corte de muros de mampostería reforzada sin importar su relación de aspecto; para ello Brunner y Shing implementaron un método analítico generalizado, el cual partió de que para cualquier muro estructural, el equilibrio bajo fuerzas verticales, fuerzas horizontales y momentos de volteo debe satisfacerse. En general, las incógnitas que deben determinarse para el estado límite de resistencia son, la distribución del esfuerzo en la mampostería, la ubicación del eje neutro, la resistencia a momento y la resistencia al cortante. Tomando como fundamento el método propuesto por Brunner y Shing estas incógnitas pueden determinarse a partir de tres condiciones de equilibrio además de consideraciones cinemáticas relacionadas con la deformación provocada por la flexión en la base del muro y de la orientación de la grieta diagonal principal.

### **7.7.2 Modos de Falla Inducidos por la Flexión y por el Cortante**

Como ya se ha citado anteriormente, existen dos modos de falla para muros de mampostería sujetos a cargas laterales en su plano; esto es, un modo de falla dominado por flexión o un modo de falla dominado por cortante. Cuando la capacidad a flexión rige, apuntando hacia un comportamiento dominado por la flexión, la falla se caracteriza por la fluencia del acero vertical, agrietamiento horizontal y por el aplastamiento de las piezas provocado por la compresión. La falla gobernada por la flexión se presenta generalmente en muros con relaciones de aspecto elevadas, bajos niveles de carga axial y con bajas cuantías de acero de refuerzo vertical. El comportamiento regido por el cortante se caracteriza por agrietamiento inducido por la tensión diagonal, seguido por el aplastamiento de las piezas en la región de la base del muro sujeta a compresión, esto debido a la combinación de esfuerzos normales y de esfuerzos cortantes.

### **7.7.3 Mecanismos de Resistencia al Corte**

Las fuerzas externas que obran sobre un panel se muestran en la fig. 7.58. La resistencia a cortante puede concebirse como proveniente de tres mecanismos principales que ya se han mencionado con anterioridad. El primero lo constituye la resistencia que puede desarrollarse en el talón de compresión de un muro. La magnitud de esta fuerza se encuentra limitada ya sea por el deslizamiento relativo del muro con respecto a la cimentación o por el aplastamiento de la mampostería en esta región; bajo circunstancias normales el deslizamiento es importante solamente cuando la carga axial obrante es baja, de otro modo, el aplastamiento de las piezas gobierna. El segundo mecanismo de resistencia lo conforman las fuerzas que se desarrollan a lo largo de una grieta diagonal (trabazón del agregado). El tercer mecanismo proviene del acero de refuerzo horizontal, mismo que actúa en tensión directa a través de la grieta diagonal para proporcionar resistencia ante las fuerzas laterales. La acción de doveta del acero de refuerzo vertical a través de la grieta diagonal también constituye un mecanismo de resistencia, sin embargo, su contribución es considerada usualmente como menor.

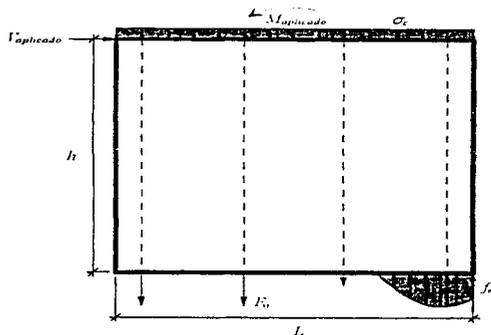


Figura 7.58 Fuerzas actuantes en un panel

Para paneles esbeltos y paneles cuadrados, estos tres mecanismos de resistencia fueron incorporados en una ecuación de diseño de la forma (Shing, Brunner y Lotfi, 1993):

$$V_n = V_c + V_s + V_f \quad (7.53)$$

La resistencia proporcionada en la región de la base del muro sujeta a compresión esta dada como:

$$V_c = C_1 f_m' \sqrt{1 - \frac{C_2 \sigma_c}{f_m}} A \quad (7.54)$$

En esta ecuación, el coeficiente  $C_1$  refleja el porcentaje del área total del muro efectiva para resistir cortante en el talón de compresión.  $C_2$  es utilizado para estimar el nivel del esfuerzo axial de compresión en el talón de compresión. A medida que la relación de aspecto decrece, es de esperarse que una porción mayor del área del panel resista cortante, apuntando hacia un incremento en el coeficiente  $C_1$ ; no obstante bajo la misma suposición en cuanto a la geometría del panel, sería también de esperarse que el esfuerzo de compresión  $C_2 \sigma_c$  en el talón decreciera, dando como resultado un decremento en el coeficiente  $C_2$ .

La resistencia al corte proveniente del mecanismo de trabazón del agregado se consideró como:

$$V_s = C_3 \left[ C_4 \rho_v f_{sv} + \sigma_c \right] A \quad (7.55)$$

en donde  $C_3$  es el coeficiente de fricción a lo largo de la grieta. Los términos restantes representan la fuerza vertical aproximada obrante sobre la grieta diagonal. El coeficiente  $C_3$  toma en consideración el hecho de que no todo el acero de refuerzo vertical pudiese haber alcanzado el esfuerzo de fluencia al alcanzarse la máxima capacidad ante cortante. El acero de refuerzo vertical incluye a las barras sometidas a compresión y a aquellas lo suficientemente próximas del eje neutro para poseer una deformación menor

a la asociada con la fluencia. La resistencia proporcionada por el acero de refuerzo horizontal fue considerada como:

$$V_s = C_s \left[ \frac{L - 2d'}{s} - 1 \right] A_n f_{yh} \quad (7.56)$$

en donde el coeficiente  $C_s$  refleja la condición de que la totalidad del acero de refuerzo horizontal pudiese no haber alcanzado la fluencia al arribarse a la capacidad última ante cortante. El término  $\left\{ \frac{L - 2d'}{s} - 1 \right\}$  representa el número de barras de refuerzo horizontal efectivas.

#### 7.7.4 Método de Análisis Generalizado

Para incorporar los mecanismos de resistencia antes citados dentro de un método de análisis generalizado para paneles que contarán con cualquier relación de aspecto, se introdujeron las siguientes consideraciones:

- ◊ Una variación lineal de la deformación prevalece en la base del muro, como se presenta en la fig. 7.59. La deformación máxima a compresión de la mampostería es  $\epsilon_m$ , mientras que  $c$  representa la distancia desde el eje neutro hasta el borde de compresión del muro.

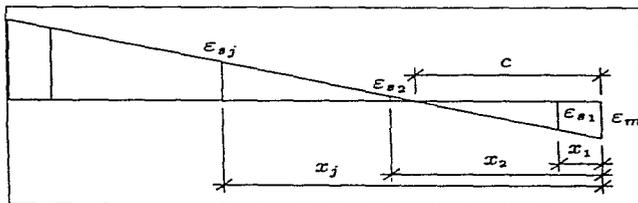


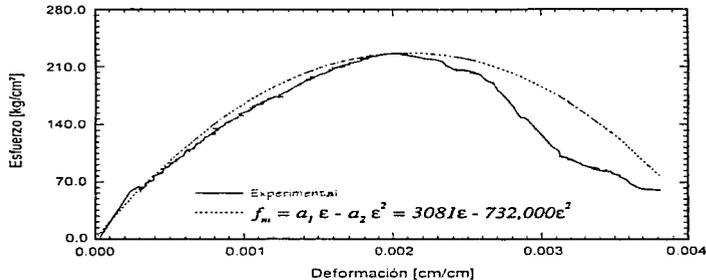
Figura 7.59 Perfil de deformaciones en la base del muro

- ◊ La grieta diagonal principal tiene una orientación de  $45^\circ$  con respecto a la horizontal. Esta consideración se ha encontrado como razonable en estudios previos (Shing *et al.*, 1991). El motivo principal de esta aseveración fue el de establecer la longitud del talón de compresión que resulta efectiva para resistir cortante.
- ◊ La relación que prevalece entre la deformación normal y el esfuerzo en la mampostería sigue una ley parabólica (fig. 7.60). Así

$$f_m = a_1 \epsilon - a_2 \epsilon^2$$

$$= a_1 \frac{\epsilon_m \xi}{c} - a_2 \left( \frac{\epsilon_m \xi}{c} \right)^2 \quad (7.57)$$

donde  $\xi$  representa una coordenada local cuyo origen se encuentra en el eje neutro. Los coeficientes  $a_1$  y  $a_2$  pueden ser determinados a partir de la realización de ensayos de compresión uniaxial en pilas de mampostería utilizando una regresión cuadrática por mínimos cuadrados como se muestra en la fig.7.60.



**Figura 7.60** Relación esfuerzo - deformación de la mampostería

La deformación asociada al esfuerzo máximo se encontró al diferenciar  $f_m$  de la ec. 7.57 e igualando con cero y resolviendo para la deformación. Esto resultó en la siguiente expresión para la deformación  $\epsilon_p$  correspondiente al esfuerzo pico:

$$\epsilon_p = \frac{a_1}{2 a_2} \quad (7.58)$$

El esfuerzo máximo correspondiente proporcionado por la ley parábólica resultó:

$$f'_m = \frac{a_1^2}{4 a_2} \quad (7.59)$$

Por consiguiente, los coeficientes  $a_1$  y  $a_2$  deben ser seleccionados tal que :

$$a_2 = \frac{a_1^2}{4 f'_m} \quad (7.60)$$

Además, con objeto de que  $f_m$  sea siempre positiva, la deformación máxima está limitada por:

$$\epsilon_m \leq \frac{a_1}{a_2} \quad (7.61)$$

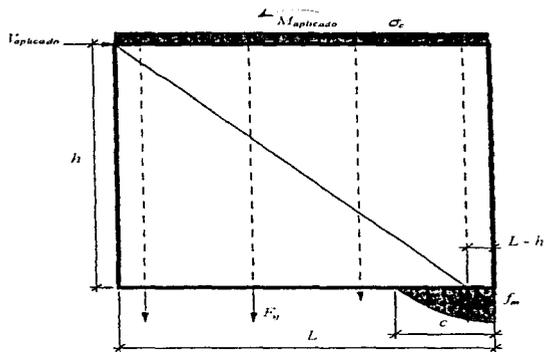
- ◊ El esfuerzo cortante resistente de la mampostería en el talón de compresión,  $\tau$ , está limitado por el comienzo del aplastamiento del talón. Expresado en términos del esfuerzo de compresión,  $f_m$  y del esfuerzo último,  $f'_m$ , el esfuerzo cortante permisible se obtuvo a partir de:

$$\tau = f'_m \sqrt{1 - \frac{f_m}{f'_m}} \quad (7.62)$$

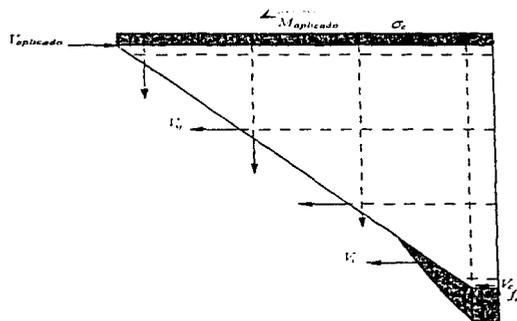
- ◊ La resistencia al cortante asociada al mecanismo de trabazón del agregado a lo largo de una grieta diagonal, proviene tanto de la fricción como de la cohesión a lo largo de la misma.
- ◊ El acero de refuerzo es modelado como un material elástico - perfectamente plástico. El fenómeno de endurecimiento por deformación es despreciado.

El modo de falla por cortante fue clasificado en dos tipos, atendiendo a la geometría de un panel. El primer tipo, mismo que se presenta en la fig. 7.61, se presenta en muros que poseen relaciones de aspecto ligeramente menores que la unidad; en este primer tipo, la grieta diagonal principal interseca la base del muro dentro de la región sujeta a compresión; dicho de otra forma, la distancia medida en la base desde el extremo de la grieta diagonal hasta el borde de compresión del panel resulta ser menor que la longitud del bloque de compresión. Parte de la fuerza vertical se transfiere directamente del muro hacia la base a través del talón de compresión, la parte restante de la fuerza vertical se transmite a través de la grieta diagonal, lo que conduce a la generación de fuerzas de trabazón del agregado.

La segunda clasificación ocurre en muros lo suficientemente robustos para que la grieta diagonal principal (asumiendo que se origina en la esquina superior) interseque la base del panel fuera del bloque de esfuerzos (compresión), como se presenta en la fig. 7.62. Asumiendo que la totalidad de la fuerza de compresión se transfiere a través de la porción superior del muro. En este caso, la *totalidad* del área delimitada por el bloque de esfuerzos de compresión resulta *efectiva* en proporcionar resistencia ante cortante en el talón de compresión. Puesto que para este caso es de esperarse que la compresión normal obrante a través de la grieta diagonal sea poco considerable, se asumió que las fuerzas de trabazón del agregado resultaban despreciables. Tomando como sustento las consideraciones antes citadas, fueron desarrolladas las fórmulas predictivas que se presentarán posteriormente.

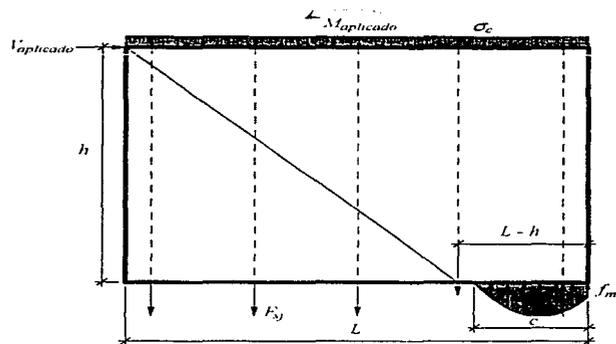


(a) Geometría del muro y cargas actuantes

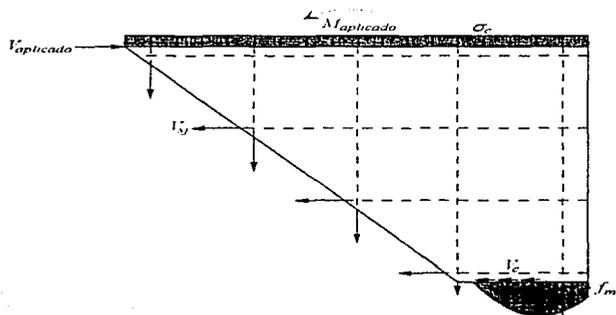


(b) Diagrama de cuerpo libre

Figura 7.61 Modelo para determinar la resistencia al corte cuando  $0 \leq (L - h) < c$



(a) Geometría del muro y cargas actuantes



(b) Diagrama de cuerpo libre

**Figura 7.62** Modelo para determinar la resistencia al corte cuando  $(L - h) \geq c$ .

**7.7.4.1 Resistencia al Corte Proveniente de la Zona a Compresión**

En la fórmula propuesta para este componente de resistencia se supuso que el esfuerzo de compresión actuante en la mampostería poseía una distribución parabólica y que el esfuerzo cortante resistente estaba gobernado por el aplastamiento como se expresó en la ec. 7.62. Sustituyendo la expresión para  $f_m$  (ec. 7.57) en la ec. 7.62,  $\tau$  pudo ser evaluado en cada punto  $\xi$  como:

$$\tau = f'_m \sqrt{1 - \frac{a_1 \epsilon_m \xi / c - a_2 (\epsilon_m \xi / c)^2}{f'_m}} \tag{7.63}$$

Para determinar la resistencia al cortante en el talón de compresión, el esfuerzo cortante fue integrado a lo largo del área efectiva, definida como el área sujeta a compresión comprendida entre el extremo de la grieta diagonal y el borde extremo más cercano; esto condujo a:

$$V_c = t \int_{\xi_1}^{\xi_u} \tau(\xi) d\xi$$

$$= t f'_m \left\{ \left( \frac{-a_1 c}{4 a_2 \epsilon_m} + \frac{\xi}{2} \right) \sqrt{\frac{c^2 f'_m - a_1 c \epsilon_m \xi + a_2 \epsilon_m^2 \xi^2}{c^2 f'_m}} + \frac{c(-a_1^2 + 4 a_2 f'_m)}{8 a_2^2 \epsilon_m \sqrt{f'_m}} \lambda' \ln \left[ f'_m (-a_1 c + 2 a_2 \epsilon_m \xi - 2 \sqrt{a_2} \sqrt{c^2 f'_m - a_1 c \epsilon_m \xi + a_2 \epsilon_m^2 \xi^2}) \right] \right\} \Big|_{\xi_1}^{\xi_u} \tag{7.64}$$

El límite inferior de integración,  $\xi_1$ , está regido ya sea por la intersección de la grieta diagonal con la base del muro (fig. 7.63a o 7.63b) o por el eje neutro (fig. 7.63c o 7.63d). El límite superior de integración  $\xi_u$ , depende del esfuerzo de compresión obrante en la mampostería  $f_m$ . Si  $f_m$  se mantiene por debajo de  $f'_m$  a lo largo del talón de compresión, entonces  $\xi_u = c$  (fig. 7.63d). Una vez alcanzado  $f_m$  se consideró que el esfuerzo cortante admisible era nulo. De acuerdo con la ec. 7.57,  $(a_1 c / 2 a_2 \epsilon_m)$  corresponde al punto asociado con el esfuerzo máximo,  $f'_m$  (fig. 7.63a o 7.63c). Además, para que tenga un significado físico,  $\xi_1$  no puede ser menor que  $\xi_1$  (fig. 7.63b).

Como un caso límite podría considerarse un muro esbelto o un panel cuadrado para el cual se presentara una grieta diagonal con una orientación de 45°; en teoría el porcentaje del área transversal del muro efectiva en resistir fuerza cortante sería igual a cero. No obstante, en el estudio de carácter paramétrico en el que se empleó la teoría del elemento finito para el análisis de muros cuadrados (ver sección 7.5), se determinó que el área efectiva para resistir cortante no resultaba ser nula. Esto sugirió la existencia de un área mínima efectiva. En la ecuación de diseño propuesta por Shing, Brunner y Lotfi (ec. 7.43), para  $h=L$ ,  $C_1=0.04$ ; por lo tanto, se especificó que cuando  $(L-h)$  tuviese un valor menor que  $0.04L$ , sería necesario establecer un valor frontera sobre el límite inferior de integración. Como resultado se propuso:

$$\xi_1 = \max \begin{cases} 0 & \\ c - (L - h) & \text{para } (L - h) \geq 0.04L \\ c - 0.04L & \text{para } (L - h) < 0.04L \end{cases} \tag{7.65}$$

$$\xi_2 = \min \left\{ \begin{array}{l} a_1 \\ 2a_2 e_m \end{array} \right\} \frac{c}{N \sigma_m} \quad (7.66)$$

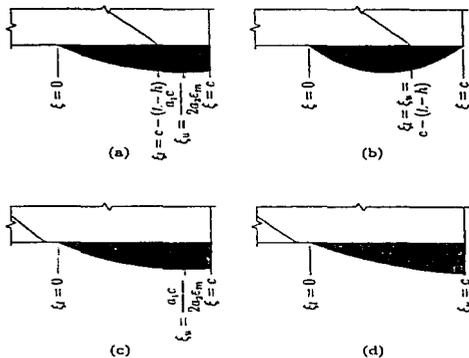


Figura 7.63 Límites de integración para  $V_c$  y  $V_t$

#### 7.7.4.2 Resistencia al Corte Proveniente de la Trabazón del Agregado

La resistencia proveniente del mecanismo de trabazón del agregado se deriva de las fuerzas que se desarrollan a lo largo de la grieta diagonal. En el estudio se consideró que esta resistencia provenía de dos fuentes principales, esto es, la fricción y la cohesión. La fuerza de fricción es igual a la fuerza vertical actuante en la grieta,  $F_v$ , multiplicada por un coeficiente de fricción,  $C_f$ . La fuerza cohesiva actúa en el área que se mantiene relativamente intacta cerca del extremo de la grieta. La fuerza cohesiva puede obtenerse multiplicando el esfuerzo cohesivo,  $C_m$ , por el área en la que obra. Esta área se definió como la porción de la grieta que no ha comenzado a abrirse, por consiguiente esta región podría encontrarse en algún sitio entre el eje neutro y  $\xi_1$ . Como resultado, la ecuación para  $V_c$  se expresó de la siguiente forma:

$$V_c = C_f F_v + C_m t \xi_1 \quad (7.67)$$

Para evaluar la fuerza actuante en la grieta en la dirección vertical,  $F_v$ , se integró el esfuerzo de compresión en la mampostería partiendo desde el eje neutro ( $\xi=0$ ) hasta el punto para el cual la grieta interseca la base del muro ( $\xi=\xi_1$ ).

$$F_v = \int_0^{\xi_1} f_m(\xi) d\xi \quad (7.68)$$

$$= \frac{t \epsilon_m \xi_1^2}{c} \left( \frac{a_1}{2} - \frac{a_2 \epsilon_m \xi_1}{3c} \right) \quad (7.69)$$

En el evento de que la grieta diagonal no intersecase la zona de la base del muro sujeta a compresión (fig. 7.63c o 7.63d), el valor de  $\xi_1$  sería nulo, lo que conduciría a que la fuerza obrante en la dirección vertical en la grieta fuese nula también,  $F_v=0$ . Tomando en cuenta las ecs. 7.68 y 7.69, la ecuación para evaluar la resistencia proveniente del mecanismo de trabazón del agregado se expresó como:

$$V_t = \frac{C_s t \epsilon_m \xi_1^2}{c} \left( \frac{a_1}{2} - \frac{a_2 \epsilon_m \xi_1}{3c} \right) + C_m t \xi_1 \quad (7.70)$$

en donde el coeficiente de fricción  $C_s$  se determinó como 0.3. El esfuerzo de cohesión fue determinado a partir de resultados experimentales obteniéndose un valor de 1.55 MPa (15.8 kg/cm<sup>2</sup>).

#### 7.7.4.3 Resistencia al Corte Proveniente del Acero de Refuerzo Horizontal

Uno de los efectos que la relación de aspecto tiene sobre la resistencia proporcionada por el acero de refuerzo horizontal lo constituye el número de barras de refuerzo efectivas. A medida que el cociente  $h/L$  decrece, la varilla horizontal más cercana a la base tendrá la posibilidad de alcanzar su esfuerzo de fluencia debido a un incremento en la longitud de desarrollo (fig. 7.62). Generalmente, este efecto debería de ser considerado como menor puesto que el porcentaje de contribución del acero de refuerzo horizontal es pequeño para paneles con relaciones de aspecto bajas. De cualquier forma,  $V_s$  se expresó como:

$$V_s = \begin{cases} C_s \left[ \frac{h-2d'}{s} - 1 \right] A_h f_{sh} & \text{para } (L-h) < l_d \\ C_s \left[ \frac{h-2d'}{s} \right] A_h f_{sh} & \text{para } (L-h) \geq l_d \end{cases} \quad (7.71)$$

en donde  $C_s$  se consideró igual a 0.075 (Shing, Brunner y Lotfi, 1993) y  $l_d$  es la longitud de desarrollo requerida.

#### 7.7.4.4 Implementación del Modelo Analítico

A partir de tres condiciones de equilibrio, se escribieron tres ecuaciones. Considerando las fuerzas actuantes en el panel de la fig. 7.61 ó 7.62, el equilibrio en la dirección vertical se estableció como:

$$\sum F_v = F_m - \sum F_{vt} - t L \sigma_c = 0 \quad (7.72)$$

en donde  $F_m$  representa la fuerza resultante de compresión de la mampostería y las fuerzas en el acero de refuerzo vertical  $F_{vt}$ , son dependientes de  $c$  y de  $\epsilon_m$ .

Haciendo referencia nuevamente a las figs. 7.61 ó 7.62 y sumando momentos con respecto al extremo derecho de la base del panel se obtuvo la segunda ecuación de equilibrio:

$$\sum M_{base} = V_{aplicado} h + F_m x_m - \sum F_{s_j} x_j - t \sigma_c \frac{L^2}{2} - M_{aplicado} = 0 \quad (7.73)$$

en donde  $x_m$  representa la distancia medida en la base desde el extremo del panel al punto en el cual obra la fuerza resultante de la mampostería. El momento aplicado al panel se definió como  $M_{aplicado}$ .

Finalmente, a partir del análisis de la fig. 7.61 ó 7.62 se estableció el equilibrio en la dirección horizontal para la porción del muro ubicada por encima de la grieta diagonal como:

$$\sum F_h = V_{aplicado} - V_c - V_r - \sum V_{s_j} \quad (7.74)$$

De esta forma se postularon tres ecuaciones de equilibrio con tres incógnitas: la profundidad del eje neutro,  $c$ , la deformación máxima de compresión en la mampostería,  $\epsilon_m$ , y el cortante aplicado,  $V_{aplicado}$ , el cual debe de ser igual a  $V_c$  cuando el equilibrio se satisfice en la dirección horizontal. Por consiguiente el objetivo final consistió en determinar  $V_c$ . El planteamiento para resolver el sistema no lineal de ecuaciones se basó en un proceso iterativo. El primer paso consistió en seleccionar una deformación en la mampostería,  $\epsilon_m$ , en la base del muro. Posteriormente se propuso una posición inicial del eje neutro. Dados  $\epsilon_m$  y  $c$ , se definió el perfil de deformaciones (fig. 7.59). El esfuerzo en la mampostería asociado a cada punto  $\xi$  dentro de la zona de compresión pudo ser calculado a partir de la ec. 7.57. La deformación en cada barra de refuerzo vertical se calculó a partir de:

$$\epsilon_{s_j} = \epsilon_m \frac{c - x_j}{c} \quad (7.75)$$

y la fuerza en cada barra como:

$$F_{s_j} = E \epsilon_{s_j} A_{s_j} \leq f_{y_s} A_{s_j} \quad (7.76)$$

donde la fuerza máxima está limitada por el esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo vertical.

La fuerza de compresión actuante en la mampostería,  $F_m$ , se encontró a partir de la integración del esfuerzo de compresión sobre el área de la zona de compresión. Esto resultó en:

$$\begin{aligned} F_m &= t \int_0^c f_m(\xi) d\xi \\ &= t c \epsilon_m \left( \frac{a_1}{2} - \frac{a_2 \epsilon_m}{3} \right) \end{aligned} \quad (7.77)$$

Las ecs. 7.76 y 7.77 se sustituyeron en la ec. 7.72 para verificar si se cumplía con la siguiente condición de equilibrio:

$$t c \epsilon_m \left( \frac{a_1}{2} - \frac{a_2}{3} \right) - \sum F_{s_j} - t L \sigma_c = 0 \quad (7.78)$$

Si el equilibrio no se cumple, es necesario realizar un ajuste en la ubicación del eje neutro. Una vez encontrado el valor de  $c$  que satisfaga el equilibrio, el equilibrio de momentos es utilizado para determinar la resistencia al corte. El momento con respecto al extremo derecho de la base debido a la fuerza de compresión de la mampostería,  $F_m x_m$ , se encontró integrando sobre el área a compresión:

$$\begin{aligned} F_m x_m &= t \int_0^c [f_m(\xi)(c-\xi)] d\xi \\ &= t c^2 \varepsilon_m \left( \frac{2a_1 - a_2 \varepsilon_m}{12} \right) \end{aligned} \quad (7.79)$$

Resolviendo la ec. 7.73 para  $V_{\text{aplicado}}$ , resultó en:

$$\begin{aligned} V_{\text{aplicado}} &= \frac{\sum F_{Sj} x_j + t \sigma_c \frac{L^2}{2} + M_{\text{aplicado}} - F_m x_m}{h} \\ &= \frac{\sum F_{Sj} x_j + t \sigma_c \frac{L^2}{2} + M_{\text{aplicado}} - t c^2 \varepsilon_m \left( \frac{2a_1 - a_2 \varepsilon_m}{12} \right)}{h} \end{aligned} \quad (7.80)$$

A continuación, utilizando los valores actuales de  $c$  y  $\varepsilon_m$ , es posible realizar el cálculo de las componentes de resistencia,  $V_c$ ,  $V_s$  y  $V_n$ , a partir de las ecs. 7.64, 7.70 y 7.71, respectivamente. La suma de estas tres componentes es comparada con  $V_{\text{aplicado}}$  y en caso de que  $V_{\text{aplicado}} = V_c + V_s + V_n$ , el equilibrio (ec. 7.74) no se satisface. Esto proviene del hecho de que el valor de  $\varepsilon_m$  es erróneo. Dependiendo de las razones de cambio relativas de  $V_c$  y  $V_n$ , la resistencia al corte puede, ya sea incrementarse o disminuir al incrementar  $\varepsilon_m$ . Si la resistencia al cortante gobierna, eventualmente se alcanzará un punto para el cual se satisfaga la condición  $V_c + V_s + V_n = V_{\text{aplicado}}$ ; no obstante cabe también la posibilidad de que ningún valor de  $\varepsilon_m$  satisfaga la ec. 7.74; en lugar de ello,  $V_{\text{aplicado}}$  pudiese alcanzar un valor máximo que fuese menor a  $(V_c + V_s + V_n)$ ; si ése es el caso, la flexión gobierna la respuesta y la falla por cortante no sería posible. De esta forma, con el método antes descrito, la resistencia de un panel puede ser predicha independientemente de que predomine el modo de falla por flexión o el modo por cortante.

### 7.7.5 Validación del Método Analítico con Resultados Experimentales

En las figs. 7.64 y 7.65, se comparan las resistencias predichas con la ecuación propuesta en el estudio con los resultados obtenidos en el estudio que implementó la teoría del elemento finito para el análisis de muros ensayados en la Universidad de Colorado (Shing, Brunner y Lotfi, 1993). La magnitud de las componentes de resistencia  $V_c$ ,  $V_s$  y  $V_n$  fue comparable para los dos métodos. La mayor discrepancia se presentó con la componente de resistencia  $V_c$ , donde la fórmula propuesta por Brunner y Shing predijo consistentemente un valor menor.

El resto de los 24 muros ensayados en la Universidad de Colorado fue también evaluado analíticamente: los cocientes de resistencia (resistencia analítica/resistencia experimental) calculados con el método que se describió arriba se presentan en la fig. 7.66; el tipo de falla exhibido por cada uno de los paneles también se destaca. Resultó de importancia hacer notar que las discrepancias obtenidas en ningún

caso sobrepasaron el 20%, además el método exhibió una naturaleza conservadora para casi la totalidad de los casos.

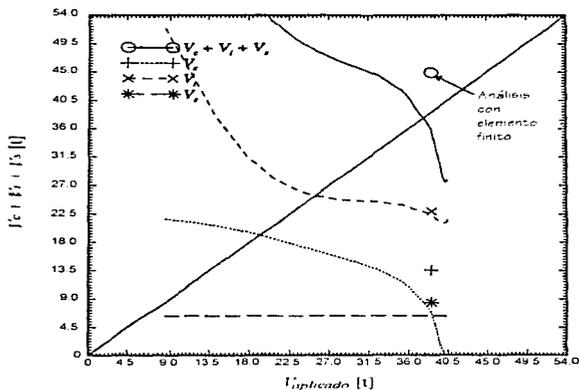


Figura 7.64 Comparación entre el método analítico y el análisis con elemento finito para el muro 9

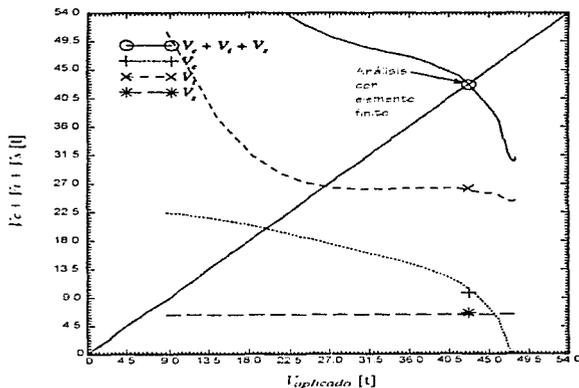
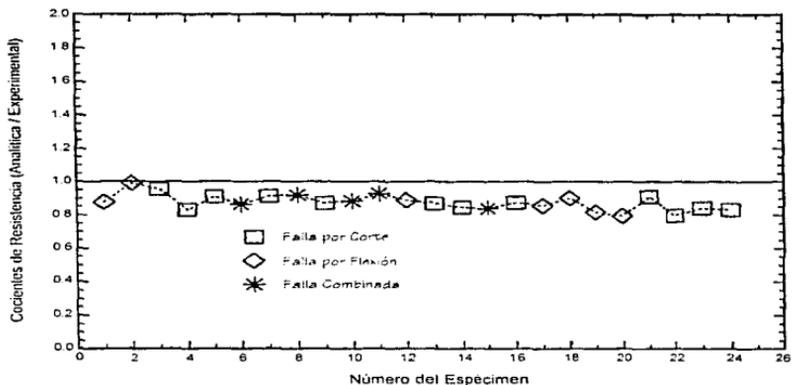


Figura 7.65 Comparación entre el modelo analítico y el análisis con elemento finito para el muro 14



**Figura 7.66** Cocientes de resistencia para los ensayos de Colorado

### 7.7.6 Conclusiones

- ◆ En el estudio realizado por Brunner y Shing se investigó el comportamiento de muros de mampostería reforzada ante cargas laterales, desarrollando para tal efecto un método analítico para predecir la resistencia al cortante.
- ◆ Una de las ventajas principales del método analítico propuesto consiste en la posibilidad de determinar la resistencia a flexión además de la resistencia al cortante.
- ◆ La comparación con resultados experimentales arrojó una buena correlación para ambos tipos de falla; no obstante, mientras los cálculos necesarios para llevar a cabo el método propuesto se implementan en un programa de cómputo, el método es probablemente tedioso para efectuarlo a mano.

## **7.8 ALGUNOS ASPECTOS SOBRE EL COMPORTAMIENTO SÍSMICO Y EL DISEÑO SISMO - RESISTENTE DE EDIFICIOS DE MAMPOSTERÍA EN CHILE (HIDALGO, 1992)**

### **7.8.1 Introducción**

La mampostería representa el material de construcción más popular en Chile, mismo que se utiliza en edificios de hasta cuatro niveles. El sistema estructural resistente de estos edificios casi siempre está conformado por muros estructurales de mampostería, tanto en edificios residenciales como en comerciales.

Existen dos tipos de construcción de carácter ingenieril con mampostería que se utilizan ampliamente en Chile: mampostería confinada y mampostería reforzada; ambos cuentan con normativa para su diseño estructural y sísmico. Además, otros tipos de construcción con mampostería, como la mampostería parcialmente reforzada y la mampostería no reforzada, son utilizados bajo el riesgo del propietario, el diseñador y el constructor del edificio.

La mampostería confinada es el tipo de construcción más difundido en Chile. Este sistema ha sido utilizado desde los años treinta y mostró un desempeño sobresaliente durante el terremoto ocurrido en Chillán, 400 km al sur de Santiago, en enero de 1939. En este tipo de construcción se utilizan generalmente piezas sólidas de arcilla hechas artesanalmente, sin embargo, se emplean también tabiques huecos de arcilla y bloques de concreto hechos industrialmente. Las piezas de barro hechas artesanalmente han mostrado una variación considerable en sus propiedades mecánicas, lo que ha traído como consecuencia que las normas de diseño para la mampostería confinada sean muy conservadoras.

La mampostería reforzada tiene un uso menor en Chile al compararla con la mampostería confinada. Este tipo de construcción es prácticamente el mismo que aquél utilizado en los Estados Unidos de América si se utilizan bloques de concreto, pero exhibe ciertas diferencias si se utilizan piezas de barro.

Puesto que el diseño estructural en casi todo el país está regido por el diseño sismo - resistente, el límite práctico establecido para la altura de las edificaciones de mampostería es de cuatro niveles. Existen muy pocos edificios en Chile de cinco, seis o siete niveles debido a que se requiere del uso de elevadores para edificios de más de cuatro niveles, y debido a razones económicas se ha establecido como adecuado el uso de elevadores para edificios de ocho o más niveles; con la altura y el peso de estos edificios, se requiere la utilización de muros de concreto reforzado en los niveles inferiores debido a la magnitud de los cortantes generados, por lo que la mampostería se usa progresivamente en muros no estructurales. Consecuentemente la mampostería en Chile se emplea ampliamente en edificios de vivienda de bajo costo de dos a cuatro niveles y en todo tipo de casas de uno y dos niveles.

### **7.8.2 Características Generales de los Sistemas Estructurales**

La construcción con mampostería en Chile puede considerarse como un tipo de construcción de carácter ingenieril. La mampostería es utilizada tanto en muros estructurales como en muros divisorios o elementos no estructurales, aunque las piezas son diferentes atendiendo a su uso o son colocadas de diferente manera.

Las piezas de mampostería utilizadas en la mampostería reforzada tienen que ser piezas industrializadas y son ya sea tabique hueco de barro o bloques de concreto. Los bloques de concreto

presentan la misma geometría y características muy similares al compararlos con los bloques producidos en los Estados Unidos de América. Las resistencias a la compresión se presentan en la tabla 7.16. Todos los valores que se presentan en dicha tabla están referidos sobre el área bruta de la sección transversal de las piezas.

**Tabla 7.16 Resistencia a la compresión de las piezas (kg/cm<sup>2</sup>)**

Pieza	Dimensiones (cm)	Tipo de Cabeceo	
		Azufre	Yeso - Cemento
Tabique hueco de barro	29 x 14 x 7,1	227,3	150,9
Tabique hueco de barro	29 x 17,5 x 7,1	233,4	163,1
Bloque de Concreto	39 x 19 x 19	87,7	80,5
Bloque de Concreto	39 x 19 x 9	150,9	101,9
Bloque de Concreto	39 x 14 x 19	93,78	77,5

Nota: 1 kg/cm<sup>2</sup> = 0.0981 MPa.

En la mampostería confinada se utilizan usualmente piezas sólidas de arcilla de elaboración artesanal, las cuales muestran una variación importante en sus características mecánicas. La resistencia típica a la compresión es del orden de 3 MPa (30,6 kg/cm<sup>2</sup>), cuando se utiliza la prueba estándar chilena para piezas de mampostería.

El acero de refuerzo en las juntas constituido por malla de alambre es muy popular en muros de mampostería reforzada, mientras que rara vez se emplean barras de refuerzo corrugadas. La utilización de malla de alambre como refuerzo horizontal en las juntas, tanto en piezas de barro como en bloques de concreto, ha probado ser eficaz y produce un mecanismo de falla por cortante que ha sido estudiado por Lüders e Hidalgo (1988). Por otra parte el empleo de acero de refuerzo horizontal en las juntas para el caso de la mampostería confinada es muy poco frecuente, excepto bajo aberturas para ventanas. El acero de refuerzo vertical es colocado únicamente en la mampostería reforzada, como lo requiera el cálculo estructural, y en los lados de aberturas de puertas y ventanas.

El relleno parcial de los huecos de las piezas es más frecuente que el relleno total, aunque el relleno total de los huecos de las piezas representa una práctica común en edificios de tres o cuatro niveles construidos con mampostería de piezas de concreto. Como se estipula en el Reglamento chileno (1986), el mortero utilizado en la mampostería reforzada resulta similar a aquél empleado en los Estados Unidos de América, tanto en la proporción volumétrica de sus componentes como en la resistencia. Por otra parte, el mortero utilizado en la mampostería confinada usualmente presenta una mayor proporción de cal en comparación con la proporción de cemento, lo que repercute en morteros con resistencias más bajas. La lechada de cemento se especifica en el Reglamento chileno para mampostería reforzada (1986) con el mismo diseño para la mezcla, resistencia y revenimiento que en los Estados Unidos de América.

Las características de la construcción chilena con mampostería se pueden resumir mencionando que la mampostería reforzada de piezas de concreto es prácticamente la misma que aquella utilizada en los Estados Unidos de América. La construcción a base de mampostería confinada es un sistema estructural diferente con respecto a lo que es usual en los Estados Unidos de América, y su comportamiento es sensiblemente diferente en comparación con marcos de concreto provistos de muros diafragma.

### 7.8.3 Daño Observado en Edificios de Mampostería ante Solicitaciones Sísmicas

El desempeño sísmico de edificios de mampostería ha sido evaluado y analizado en Chile desde el sismo de Chillán ocurrido en enero de 1939. Sin embargo, las lecciones más recientes y a su vez más significativas obtenidas en relación al comportamiento sísmico de las estructuras fueron aquellas obtenidas del sismo de magnitud 7.8 (Richter) que afectó áreas densamente pobladas de la parte central de Chile en marzo 3, de 1985. Un resumen del comportamiento general observado se presenta a continuación.

De manera general, el comportamiento de las construcciones a base de mampostería de carácter ingenieril fue satisfactorio, considerando que el sismo fue muy demandante para estructuras de período corto debido a su alto contenido de frecuencias. El comportamiento sísmico fue sobresaliente para casos de uno y dos niveles y no tan bueno para edificios de tres y cuatro niveles, particularmente aquellos construidos con mampostería reforzada de piezas de barro, debido principalmente a que los diseñadores aplicaron los requerimientos del UBC (Uniform Building Code) a un sistema estructural que exhibía diferencias significativas en comparación con la mampostería reforzada de los Estados Unidos de América, como ejemplos se pueden citar: las piezas tenían una resistencia a la compresión menor, no se realizaron ensayos en pilas, *el acero de refuerzo horizontal no fue utilizado con frecuencia*, el proceso de relleno de los huecos se llevaba a cabo a la par de la colocación de las piezas utilizando el mismo mortero como relleno y también prevalecían diferencias en la proporción volumétrica de los componentes del mortero y en la resistencia del mismo. Esta situación explicó las características y extensión del daño producido en edificios de tres y cuatro niveles por el sismo de 1985.

El comportamiento de las construcciones de mampostería confinada siguió la tendencia observada en eventos sísmicos pasados, los cuales fueron en la mayoría de los casos menos demandantes que el evento de Valparaíso de 1985: agrietamiento de los muros debido a cortante donde los castillos se omitieron, esta característica evidentemente no acató los requerimientos del Reglamento chileno (1972) donde se especifica que debe existir un marco confinante de concreto de sección reducida en todos los muros estructurales. Por otra parte, los edificios de hasta cuatro niveles que satisficieron este requerimiento exhibieron agrietamiento menor, lo cual es aceptable considerando la severidad del movimiento del terreno y la filosofía de diseño sismo - resistente ampliamente aceptada en el mundo. Este hecho probó también que la fórmula de carácter empírico empleada en Chile para el diseño de mampostería confinada es adecuada para este tipo de construcciones.

La mampostería reforzada se ha empleado en Chile desde mediados de los años sesenta, donde se construyeron los primeros edificios de mampostería reforzada de hasta cinco niveles utilizando bloques de concreto y haciendo uso de la misma tecnología que en los Estados Unidos de América. Resulta relevante destacar que la construcción con mampostería de piezas de concreto ha mantenido estas características a lo largo de los años, lo que ha traído como consecuencia un desempeño excelente ante sollicitaciones sísmicas. Sin embargo el volumen de construcción con mampostería de piezas de concreto en Chile ha sido siempre mucho menor en comparación que aquél de mampostería de piezas de barro, y sus ventajas desde el punto vista sísmico no han sido aprovechadas a través de un uso más generalizado. Por el contrario, la utilización de la mampostería reforzada con tabiques huecos de barro se desarrolló en Chile como evolución del sistema tradicional a base de mampostería confinada.

### 7.8.4 Prácticas de Diseño

Como se mencionó anteriormente, el diseño estructural en Chile está regido por el diseño sismo - resistente, particularmente cuando las cargas muertas son considerables como es el caso para la construcción con mampostería. Consecuentemente, el reglamento de diseño sismo - resistente (1972) es

el reglamento chileno más importante para determinar la resistencia lateral de estructuras. Un año después del sismo de Valparaíso en 1985 el gobierno chileno pidió al Instituto chileno de Normas Nacionales que sometiera a revisión el reglamento de diseño sismo - resistente. Esta revisión tuvo la finalidad de incorporar el estado del arte del conocimiento así como ciertos hechos relacionados con el diseño sismo - resistente que resultaron de relevancia en el comportamiento general satisfactorio mostrado por los edificios chilenos durante el sismo de 1985. El reglamento revisado incluye una zonificación del territorio chileno, los efectos de condiciones locales del terreno en la excitación sísmica son tratados con más detalle, se brinda un reconocimiento explícito a la influencia de tipos estructurales y materiales sobre la respuesta estructural y las fuerzas de diseño y se proporcionan nuevas normas relacionadas con elementos no estructurales así como guías de diseño para cimentaciones.

Una idea general de los requerimientos para el diseño sísmico de edificios de mampostería en Chile puede obtenerse a partir de la revisión de la tabla 7.17, la cual muestra un resumen de los coeficientes sísmicos para diferentes tipos de edificios de mampostería de hasta cuatro niveles, de acuerdo con normas sismo - resistentes pasadas y presentes. El reglamento chileno para el diseño sismo - resistente NCh433 Of. 72 (1972) fue el único reglamento utilizado para el diseño de estructuras de mampostería reforzada hasta el final de 1985, cuando fue modificado por las normas del reglamento para mampostería reforzada NCh1928 Of. 86 (1986). Por otra parte, el reglamento NCh433 Of. 72 estaba todavía vigente para el diseño de estructuras de mampostería confinada a la fecha del estudio realizado por Hidalgo; sin embargo, la versión revisada del reglamento NCh433, que se convertiría en oficial a mediados de 1993, homologaría los requerimientos de diseño sísmico para todos los tipos de edificios de mampostería como lo reflejan las dos últimas columnas de la tabla 7.17.

**Tabla 7.17 Coeficientes sísmicos para edificios de mampostería de poca altura**

Tipo de Construcción con Mampostería	NCh433 Of. 72	NCh433 Of. 72 NCh1928 Of. 86	NCh433 Revisado	
			Zona 3	Zona 2
Mampostería Reforzada				
- Tabiques de barro y bloques de concreto con los huecos de las piezas parcialmente rellenos	0.10	0.25	0.24	0.18
- Bloques de concreto con los huecos de las piezas totalmente rellenos	0.10	0.20	0.19	0.14
Mampostería confinada	0.10	0.10	0.19	0.14

El reglamento para el diseño de estructuras de mampostería reforzada fue publicado en 1986 después de cinco años de discusión. Ninguno de los edificios que estuvieron sujetos al sismo de 1985 fueron diseñados acatando este reglamento. Las normas de diseño fueron adaptadas de aquéllas pertenecientes al capítulo 24 del Uniform Building Code, y requirieron de una cantidad importante de trabajo experimental y analítico. Las normas de diseño se basaban en esfuerzos permisibles pero algunos conceptos del diseño por resistencia fueron incluidos. Los materiales deberían de cumplir con los requerimientos establecidos específicamente en este reglamento puesto que la normativa concerniente a las características de los materiales en Chile resultaba inadecuada para la construcción a base de mampostería reforzada. El reglamento incluía también cuantías mínimas de refuerzo tanto vertical como horizontal.

En Chile a la fecha del estudio realizado por Hidalgo no existía un reglamento para el diseño de la mampostería confinada; se encontraban disponibles normas aisladas concernientes a requerimientos mínimos para el tamaño y distancia entre castillos, así como para las dimensiones de las dadas, y en el reglamento para diseño sísmico NCh433 se incluía la fórmula empírica para el diseño de muros ante fuerza cortante. El esfuerzo cortante permisible se definía como:

$$\tau = 0.05 \text{ (MPa)} + 0.1 \sigma \quad (7.81)$$

donde  $\sigma$  representa al esfuerzo axial de compresión en el muro. Como parte del esfuerzo para producir el borrador para el nuevo reglamento de diseño sísmico en Chile discutido arriba, se escribió un borrador del nuevo reglamento para mampostería confinada (1990), que básicamente reflejaba el estado del arte de la práctica de diseño en Chile.

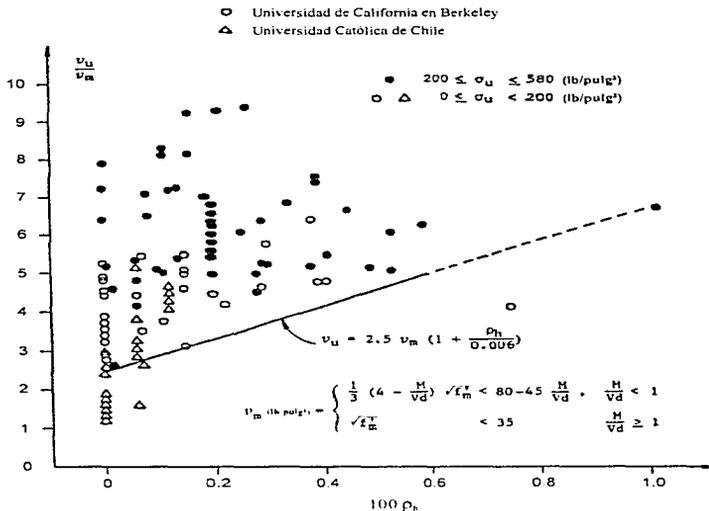
### 7.8.5 Investigaciones Realizadas

El desarrollo del reglamento chileno para el diseño de estructuras de mampostería reforzada (1986) implicó una cantidad significativa de investigación experimental y analítica desarrollada entre 1980 y 1988, con objeto de llevar a cabo una adaptación adecuada de las normas del capítulo 24 del Uniform Building Code (1991). En primer lugar se realizó un estudio completo sobre las características mecánicas de las piezas de mampostería, mortero, lechada de cemento y pilas. Se obtuvieron valores de la resistencia a la compresión de piezas y de pilas, se estudió la influencia del tipo de prueba y se determinaron valores correspondientes al módulo de elasticidad y a la capacidad última de deformación de la mampostería; algunos de los resultados se presentan en las tablas 7.16 y 7.18. Otros programas experimentales estudiaron la resistencia al agrietamiento por flexión de la mampostería, las características de la relación esfuerzo - deformación y su uso en la predicción de la resistencia a flexión, y el efecto de la relación altura/espesor del espécimen en la resistencia a compresión de pilas. A la par de estas investigaciones se inició un programa experimental que estudió el comportamiento sísmico de muros de mampostería reforzada, tanto de piezas de barro como de bloques de concreto, y que utilizó un arreglo de prueba similar a aquél empleado en un programa experimental realizado en la Universidad de California en Berkeley (1980). Este hecho permitió la extrapolación de muchas de las conclusiones obtenidas en el programa experimental de Berkeley a la construcción chilena a base de mampostería reforzada. El programa experimental enfocó su interés en el comportamiento a cortante, y se obtuvieron resultados relacionados con la resistencia al corte de paneles de mampostería, la influencia del refuerzo horizontal, las características de ductilidad y de degradación de rigidez con el agrietamiento progresivo, y se obtuvieron modelos matemáticos para predecir el comportamiento de paneles ante sollicitaciones sísmicas. En la fig. 7.67 se muestran los resultados experimentales sobre la resistencia al corte de muros de mampostería reforzada y a su vez se presenta una expresión para predecir la resistencia despreciando la influencia de esfuerzos axiales.

**Tabla 7.18 Características mecánicas de pilas de mampostería bajo compresión**

Pieza de Mampostería	Dimensiones (cm)	Relleno de los Huecos	Resistencia $f'_m$ (kg/cm <sup>2</sup> )	Deformación Unitaria Asociada a $f'_m$	Módulo de Elasticidad (kg/cm <sup>2</sup> )
Tabique hueco de barro	29 x 14 x 7.1	ninguno	59.1	0.0020	54 577
Tabique hueco de barro	29 x 17.5 x 7.1	ninguno	71.4	0.0024	53 660
Bloque de concreto	39 x 19 x 19	ninguno	43.8	0.0023	28 552
		total	158.0	0.0017	156 493
Bloque de concreto	39 x 19 x 9	ninguno	44.9	0.0023	30 989
		total	124.4	--	112 671
Bloque de concreto	39 x 14 x 19	ninguno	45.9	0.0024	36 830
		total	139.7	0.0029	111 193

Nota : 1 kg/cm<sup>2</sup> = 0.0981 MPa



**Figura 7.67 Influencia del acero de refuerzo sobre la resistencia al corte**

El trabajo de carácter experimental descrito arriba también incluyó algunos estudios analíticos para definir los requerimientos sísmo - resistentes de diseño para muros de mampostería reforzada. Los resultados de estos estudios mostraron que se necesitaban algunas diferencias en estos requerimientos atendiendo al tipo de mampostería. En el caso de utilizarse bloques de concreto con relleno total de los huecos, el diseño a cortante puede ser similar a aquél especificado en el Uniform Building Code; sin embargo si se emplearan bloques de concreto con relleno parcial de los huecos, los muros disminuyen su capacidad a cortante y se requeriría de una verificación especial contra el agrietamiento bajo solicitaciones sísmicas moderadas (Hidalgo, Lüders y Jordán, 1986).

La situación de la investigación sobre mampostería confinada en Chile es muy diferente en comparación con aquella descrita para la mampostería reforzada. Diversos programas experimentales se han realizado en los últimos 35 años (Jorquera, 1964; Garrido, Cassis y Aztrosa, 1984; Diez, 1987), sin embargo estos programas, dispersos a lo largo de estos años, no han tenido un filosofía común y objetivos para obtener resultados significativos para la práctica de diseño; la variación en las propiedades de la mampostería ha contribuido en parte a esta situación. Por otro lado, la mampostería confinada ha constituido el tipo tradicional de construcción en las edificaciones de poca altura y ha exhibido un comportamiento general satisfactorio ante solicitaciones sísmicas; por ende, no ha existido presión para mejorar las prácticas constructivas y de diseño o para desarrollar nueva reglamentación. Se ha visto también que el sistema estructural conformado a base de muros de mampostería confinada puede ser utilizado fácilmente en conjunto con muros de concreto reforzado; consecuentemente, cuando la resistencia requerida en un panel es demasiado elevada para la mampostería confinada, simplemente se sustituye por un muro de concreto reforzado y no existe la necesidad de predecir de manera más precisa la resistencia y el comportamiento de la mampostería o de desarrollar un sistema constructivo diferente.

## CAPÍTULO 8

### CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

#### 8.1 CONCLUSIONES

Con base en los estudios experimentales y analíticos revisados en los capítulos anteriores se presentan a continuación las principales conclusiones extraídas, relacionadas con el comportamiento ante cargas laterales de muros de bloque de concreto y la influencia de distintos parámetros en la resistencia y en los modos de falla exhibidos. También se hace referencia a la precisión de las distintas ecuaciones predictivas de la resistencia al corte propuestas en los programas analíticos al compararlas con resultados experimentales.

1. Existen dos modos de falla bien definidos en muros de bloque de concreto sujetos a cargas laterales en su plano; un modo de falla gobernado por flexión y un modo de falla regido por cortante. Cuando la capacidad a flexión rige, apuntando hacia un comportamiento dominado por la flexión, la falla se caracteriza por la fluencia del acero vertical, agrietamiento horizontal y por el aplastamiento de las piezas provocado por la compresión. El comportamiento regido por el cortante se caracteriza por agrietamiento inducido por la tensión diagonal, seguido por el aplastamiento de los bloques en la región de la base sujeta a compresión, esto debido a la combinación de esfuerzos normales y de esfuerzos cortantes.
2. La falla dominada por la flexión se presenta generalmente en muros con relaciones de aspecto elevadas ( $h/L > 2$ ), bajos niveles de carga axial ( $\sigma_c < 0.98 \text{ MPa} = 10 \text{ kg/cm}^2$ ) y con bajas cuantías de acero de refuerzo vertical ( $\rho_v < 0.003$ ).
3. La cantidad de acero de refuerzo vertical aparentemente no influye sensiblemente en la resistencia a la tensión diagonal. En lugar de ello, este parámetro tiene incidencia determinante en el posible modo de falla que pudiese exhibir un muro estructural; es decir, con el aumento del acero de refuerzo vertical se incrementa la resistencia hasta cierto valor *límite*, a partir del cual no depende de esa variable y el comportamiento pudiese ser gobernado con mayor probabilidad por el cortante o aplastamiento de las piezas debido a la considerable magnitud de la fuerza requerida para provocar la fluencia del refuerzo vertical y el agrietamiento horizontal.
4. Dentro de los factores que afectan la resistencia al corte de muros de bloque de concreto se pueden citar: la resistencia a la compresión de la mampostería  $f'_m$ , la cuantía de refuerzo horizontal  $\rho_h$ , el esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo vertical  $f_{yh}$ , el esfuerzo axial de compresión obrante  $\sigma$ , la cuantía de acero de refuerzo vertical  $\rho_v$ , y la relación de aspecto ( $h/L$ ).

A partir del análisis de resultados de los paneles ensayados por el Centro para Tecnología en la Construcción (1984-1985) donde las variables principales de estudio fueron: el esfuerzo axial de compresión, la relación de aspecto y la resistencia de los bloques y del mortero se desprende:

5. Prevalció una relación aproximadamente lineal entre el aumento del esfuerzo axial de compresión y el incremento en la resistencia a carga lateral resultante de los paneles.

6. El desplazamiento lateral coincidente con la resistencia a carga lateral no fue afectado significativamente por los distintos niveles de esfuerzo axial de compresión para fallas del mismo tipo.
7. La deformación de tensión a lo largo de la diagonal de los muros donde se estudió el efecto de la magnitud de la carga axial, constituyó el parámetro crítico que determinó el comienzo del agrietamiento inclinado, y aparentemente existió un umbral de deformación de aproximadamente 150  $\mu\epsilon$  por encima del cual el agrietamiento diagonal se presentaba.
8. El efecto de aplicar ciclos completos de carga sobre la resistencia a carga lateral después de presentado el agrietamiento inclinado fue significativo, redundando en deterioro considerable de la resistencia y rigidez; por otra parte la aplicación de cambios parciales en la dirección de la carga (medios ciclos) fue poco significativa, tanto para la resistencia, como para la rigidez para un número pequeño de repeticiones.
9. El desplazamiento lateral para el cual se presentó el agrietamiento inclinado se vió poco afectado por la relación de aspecto en los muros donde la flexión no tuvo fuerte injerencia en el comportamiento.
10. La deformación diagonal (tensión) que definió el comienzo del agrietamiento diagonal se vió poco afectada por la relación de aspecto y se mantuvo en un intervalo de 75 a 150  $\mu\epsilon$ .
11. La resistencia ante carga lateral se vió afectada por la relación de aspecto para los niveles más altos de carga axial (2.06 MPa=21 kg/cm<sup>2</sup> y 2.75 MPa=28 kg/cm<sup>2</sup>).
12. Los muros con mayor longitud desarrollaron resistencias superiores a aquéllas asociadas con la formación del agrietamiento diagonal, debido a la contribución de un mecanismo de resistencia post-agrietamiento, esto es, la fricción cortante que se presentó a lo largo de las grietas ubicadas en regiones de alta compresión.
13. Para los niveles más bajos de esfuerzo axial de compresión, la influencia de la resistencia de los bloques y el mortero sobre la resistencia al corte fue despreciable. La influencia de las resistencias antes citadas fue más significativa a medida que se incrementó el esfuerzo axial de compresión.
14. Para el caso donde la resistencia de las piezas y el mortero tuvo influencia en la resistencia al corte, aparentemente fue una función de sus efectos interactivos y no únicamente debido a una o a la otra.
15. En general, la relación lineal que prevaleció entre la resistencia cortante máxima y el esfuerzo axial de compresión no se vió afectada por la resistencia de los bloques y el mortero. Los muros construidos con bloques de alta resistencia y mortero de baja resistencia fueron la excepción ya que exhibieron una relación cuadrática.
16. La deformación por tensión diagonal asociada al comienzo del agrietamiento inclinado no fue afectada por la variación en la resistencia de las piezas y el mortero.

A partir de los resultados de los programas experimentales y analíticos que estudiaron la influencia del acero de refuerzo horizontal en el comportamiento se desprende que:
17. Para prevenir los efectos no deseables de contar con insuficiente resistencia al corte al presentarse el agrietamiento inclinado, el acero de refuerzo horizontal debe poseer la capacidad para resistir aquella

- porción de la resistencia al agrietamiento que no puede ser resistida por la mampostería después del agrietamiento.
18. Cantidades pequeñas de acero de refuerzo horizontal resultan ser efectivas en incrementar la resistencia post - agrietamiento.
  19. El incremento en la resistencia al corte en el plano *no* es proporcional al incremento de la cuantía de acero de refuerzo horizontal.
  20. El refuerzo interior dispuesto intercalado entre hiladas es tan eficaz en incrementar la resistencia al corte en el plano como cuando se coloca en cada hilada.
  21. Resulta de importancia distribuir el refuerzo entre la dirección vertical y horizontal para lograr que se resista el exceso de fuerzas que no pueda tomar la mampostería después del agrietamiento inclinado. Esto implica que el acero de refuerzo vertical pudiese tener que ser diseñado para resistir parte de la fuerza cortante en adición del momento flexionante.
  22. Utilizar cuantías desiguales de acero de cortante en las direcciones vertical y horizontal, requiere de la utilización de barras de acero con la ductilidad suficiente dispuestas en la dirección de menor cuantía.
  23. Tanto el criterio de resistencia como el criterio energético apuntaron hacia una fuerte dependencia de las cuantías mínimas de refuerzo en relación al esfuerzo axial de compresión ( $\sigma_c$ ) y al cociente entre el espesor efectivo y el espesor del muro ( $t_e/t$ ). Además, el criterio de resistencia se vió influenciado por la resistencia de los materiales ( $f_{ch}$  y  $f_m$ ), mientras que el criterio energético se ve afectado por la geometría del muro ( $H$ ,  $L$  y  $t$ ).
  24. Las fórmulas obtenidas a partir de los criterios citados arriba concordaron de manera razonable con ensayos de muros, y las cuantías mínimas de refuerzo horizontal  $\rho_{h, min}$  calculadas sirvieron para indicar el 70% de las fallas por corte del banco experimental de datos de 18 especímenes; es decir, la mayoría de los modelos que contaron con una cuantía de refuerzo horizontal inferior a la mínima especificada por el estudio, falló por corte. Además, los valores calculados para  $\rho_{min}$  sirvieron para identificar a aquellos modelos que exhibieron bajas ductilidades de desplazamiento y factores de disipación de energía también bajos.
  25. El criterio de *resistencia* controló la selección de las cuantías mínimas de acero de refuerzo horizontal para los muros reforzados horizontalmente con barras laminadas en caliente. Para los muros reforzados interiormente con armadura de alambre, cualquiera de los dos criterios dictó la selección atendiendo a las propiedades de los materiales y la geometría del muro.
  26. La ecuación:  $\rho_h = c_3 \left( \frac{t_e}{t} \right) \frac{\sqrt{f'_m}}{f_{ch}}$ , la cual fue propuesta para su utilización en reglamentos de construcción para el diseño sismo - resistente, fue simplificada al eliminar el esfuerzo axial de compresión en favor de un formato más simple. Las cuantías mínimas de refuerzo horizontal requeridas para esta fórmula oscilaron entre 0.08% y 0.28% para mampostería con los huecos de las piezas totalmente rellenos, dependiendo de la resistencia a compresión de la mampostería y del esfuerzo de fluencia del acero. Estas cuantías se redujeron en proporción al parámetro ( $t_e/t$ ) para muros con los huecos de las piezas parcialmente rellenos.

27. La constante  $c$ , de la ecuación anterior pudiese requerir de mayor calibración, particularmente para tomar en cuenta las necesidades de la construcción de edificaciones de mampostería de poca altura como de las de mediana altura.

Con base en las ecuaciones predictivas de la resistencia analizadas se desprende que:

28. La resistencia al corte de muros de mampostería reforzada está gobernada por diversos mecanismos complejos, tales como el mecanismo de trabazón del agregado, la acción de armadura del refuerzo de flexión y de cortante y la resistencia al corte proveniente de la región de la base del muro sujeta a compresión; por lo que la mayoría de las expresiones contenidas en los reglamentos para evaluar la resistencia al corte han sido derivadas de una forma *semi - empírica* con base en resultados experimentales.
29. La habilidad de una ecuación para estimar la resistencia depende principalmente de la representación precisa del efecto de los parámetros sobre la respuesta. El peso de los parámetros y sus interacciones deben de ser examinados con relación a los resultados experimentales para evaluar la exactitud de sus formas funcionales.
30. Se cuestionó la validez de algunas de las formas funcionales de los parámetros incluidas en la ecuación propuesta por Matsumura para evaluar la resistencia al corte.
31. La aplicación de la ecuación propuesta por Matsumura arrojó una *conclusión contradictoria*, la que establece que un muro de mampostería sin acero de refuerzo interior y sin carga axial carecía de resistencia al corte al ser sometido a cargas laterales.
32. La metodología utilizada por Fattal, con el fin de alterar las formas funcionales de los parámetros de la fórmula propuesta por Matsumura, considerando la representación de los efectos paramétricos basándose en mecanismos de respuesta post - agrietamiento y en la calibración de constantes numéricas contra resultados de prueba específicos, trajo como consecuencia una mejora en la correlación con resultados de prueba.
33. La fórmula propuesta por Shing, Brunner y Lotfi para evaluar la resistencia al corte, misma que fue calibrada utilizando el método del elemento finito, arrojó una correlación sobresaliente con datos experimentales obtenidos de diversos programas experimentales.
34. En el estudio realizado por Shing y colaboradores se destacó, que para modelar el comportamiento potencialmente frágil dominado por cortante, a través de elemento finito, es necesario utilizar la aproximación de la grieta discreta, en donde elementos de interfaz deben de utilizarse para capturar el desarrollo de la grieta diagonal dominante.
35. La fórmula propuesta por Shing y colaboradores es aplicable para muros cuadrados y con relaciones de aspecto ( $h/L$ ) mayores que la unidad; puesto que el coeficiente asignado a la determinación del área de la base del muro sujeta a compresión efectiva para resistir corte, pudiese ser pequeño para muros robustos.
36. El método analítico de carácter iterativo propuesto por Brunner y Shing es capaz de evaluar la resistencia de un muro estructural de mampostería sin importar su relación de aspecto; el método se sustenta en la consideración de que para cualquier panel, el equilibrio bajo fuerzas verticales, fuerzas horizontales y momentos de volteo debe satisfacerse.

37. Las incógnitas que deben determinarse en el estado límite de resistencia son: la distribución del esfuerzo en la mampostería, la ubicación del eje neutro, la resistencia a momento y la resistencia a cortante; estas incógnitas se determinan además de las consideraciones de equilibrio a partir de consideraciones cinemáticas relacionadas con la deformación provocada por la flexión en la base del muro y de la orientación de la grieta diagonal principal.
38. La comparación del método analítico con resultados experimentales obtenidos en Colorado (EUA) arrojó una correlación sobresaliente además de una naturaleza conservadora para especímenes que exhibieron tanto fallas por flexión como por cortante (en ningún caso el cociente de resistencias  $V_p/V_c$ , sobrepasó el  $\pm 20\%$ ).

## 8.2 RECOMENDACIONES

Del trabajo de recopilación de información acerca del comportamiento de muros de bloque de concreto ante cargas laterales destaca que la gran mayoría de los trabajos experimentales y analíticos realizados a la fecha se han llevado al cabo en el extranjero; por lo que prevalece en México la necesidad de realizar estudios que involucren a este tipo de muros, ya que la mayoría del trabajo experimental en el país se ha enfocado a muros construidos con piezas de barro. Resultaría de gran utilidad seguir la tendencia actual de las investigaciones realizadas en el extranjero, las cuales en su mayoría han situado especial atención en la influencia de los distintos parámetros que afectan la respuesta de este tipo de muros; esto se ha realizado con la finalidad de alcanzar un mejor entendimiento de los mecanismos de resistencia ante cargas laterales, que a su vez han tratado de ser incorporados en diversas ecuaciones para predecir la resistencia. Lo anterior ha traído un avance paulatino, que ha sido respaldado por *mejores correlaciones* con resultados experimentales; por lo que se sugiere realizar ensayos donde se profundice en el impacto de los siguientes parámetros en los distintos componentes de la resistencia:

- ◆ Magnitud de la carga axial obrante
- ◆ Cuantía de acero de refuerzo vertical y horizontal
- ◆ Resistencia a la compresión de los bloques
- ◆ Resistencia del mortero
- ◆ Relleno de los huecos (en México es usual que no todos los huecos se rellenen)

Lo anterior se propone con la finalidad de mejorar aun más la capacidad analítica de las expresiones existentes para predecir la resistencia y para contar con el suficiente respaldo a través de la comparación con resultados experimentales para que las expresiones sean susceptibles de ser incluidas en reglamentos de construcción.

Continuar con los ensayos en donde la variable de estudio sea la participación del refuerzo horizontal en la resistencia post - agrietamiento de este tipo de muros es de gran relevancia, ya que a través de este trabajo se constató la importancia que tiene el refuerzo horizontal si se desea garantizar un comportamiento dúctil. En estos estudios podría verificarse la efectividad de las expresiones existentes para evaluar la cuantía mínima de refuerzo tales como la estipulada en el Reglamento de Construcciones del D.F. o la que obtuvo Schultz a partir del criterio de resistencia y energía de deformación, con el

propósito de contar con un límite inferior que garantice una transferencia adecuada de fuerzas y de energía de un estado sin agrietamiento a un estado agrietado.

Otro línea de investigación que sin duda arrojaría resultados de gran valía consistiría en llevar a cabo ensayos en mesa vibradora. Una ventaja determinante de este tipo de ensayos es la representación de condiciones más realistas de las solicitaciones sísmicas, puesto que es posible someter a los especímenes a historias de aceleración en su base. Se podrían estudiar en adición a los variables citadas arriba, fenómenos tales como la degradación de rigidez y capacidad de disipación de energía, parámetros que la historia ha evidenciado como fundamentales en la respuesta de estructuras ante sismos. Se sugiere ensayar también especímenes tridimensionales a escala con muros de bloque de concreto con objeto de corroborar y ampliar la validez de los resultados obtenidos hasta la fecha a partir de ensayos cuasiestáticos de muros aislados.

## Referencias

Abboud, B.E. (1987), "The use of small scale direct models for concrete block masonry assemblages and slender reinforced walls under out-of-plane loads", Tesis Presentada a la Universidad de Drexel, Filadelfia, Pensilvania, Estados Unidos de América.

ACI Committee 318 (1989), "Building Code Requirements for Reinforced Concrete Buildings", Publicación del ACI 318-89, American Concrete Institute, Detroit, Michigan, Estados Unidos de América.

Annual Book of ASTM Standards (1983), "Standard Especificación for Ground Iron Blast-Furnace Slag for Use in Concrete and Mortar", (ASTM C989-82), American Society for Testing and Materials, vol. 4.02, Filadelfia, Pensilvania, Estados Unidos de América, pp. 629-633.

Annual Book of ASTM Standards (1983), "Standard Especificación for Blended Hydraulic Cements", (ASTM C595-83), American Society for Testing and Materials, vol. 4.02, Filadelfia, Pensilvania, Estados Unidos de América, pp. 359-366.

Annual Book of ASTM Standards (1983), "Standard Especificación for Mortar for Unit Masonry", (ASTM C270-82), American Society for Testing and Materials, vol. 4.01, Filadelfia, Pensilvania, Estados Unidos de América, pp. 250-254.

Annual Book of ASTM Standards (1983), "Standard Especificación for Portland Cement", (ASTM C150-83), American Society for Testing and Materials, vol. 4.01, Filadelfia, Pensilvania, Estados Unidos de América, pp. 156-162.

Annual Book of ASTM Standards (1983), "Standard Especificación for Hydrated Lime for Masonry Purposes", (ASTM C207-79), American Society for Testing and Materials, vol. 4.01, Filadelfia, Pensilvania, Estados Unidos de América, pp. 221-224.

Atkinson, R.H., y Kingsley, G.R. (1985), "A comparison of the behavior of clay and concrete masonry in compression", Reporte no. 1.1-1, U.S.-Japan Coordinated Program for Masonry Building Research, Atkinson-Noland & Associates, Boulder, Colorado, Estados Unidos de América.

Blume, J.A., y Proulx, J. (1968), "Shear in grouted brick masonry walls elements", Western States Clay Products Association, agosto, San Francisco, California, Estados Unidos de América.

Bonacci, J.F., y Marquez, J. (1994), "Tests of yielding anchorages under monotonic loadings", Journal of Structural Engineering, ASCE, vol. 120, no. 3, marzo, pp. 965-986.

Carter, E.W. (1990), "Effects of confinement steel on flexural behavior of reinforced masonry shear walls", Tesis de Maestría, Universidad de Colorado, Boulder, Estados Unidos de América.

Chen, S. J., *et al.* (1978), "Cyclic loading tests of masonry single piers", Reporte no. UCB/EERC-78/28, vol. 1 - Height to Width Ratio of 1, diciembre, Universidad de California, Berkeley, Estados Unidos de América.

CSA Standard A179M-1976 (1967), "Mortar and Grout for Unit Masonry", Canadian Standards Association, 20 pp.

Diez, J. (1987), "Estudio experimental de muros de albañilería sometidos a carga lateral alternada", Tesis de Ingeniería Civil, Universidad de Chile, Santiago, Chile.

Drysdale, R.G., Hamid, A.A., y Baker, L.R. (1994), "Masonry structure, behavior and design", Prentice Hall, Inc., Englewood Cliffs, Nueva Jersey, Estados Unidos de América, 784 pp.

- Englekirk, R.E., Hart, G.C., y la Concrete Masonry Association of California and Nevada (1984), "Earthquake design of concrete masonry buildings", Strength Design of One-to-Four Story Buildings, vol. 2, Prentice Hall, Englewood Cliffs, Nueva Jersey, Estados Unidos de América, 268 pp.
- Esteva, L. (1966), "Behavior under alternating loads of masonry diaphragms framed by reinforced concrete members", Simposio sobre los Efectos de Cargas Repetidas en Materiales y Elementos Estructurales, R.I.L.E.M., México.
- Ewing, R.D., El-Mustapha, A.M., y Kariotis, J.C. (1988), "A finite element computer program for the nonlinear static analysis of reinforced masonry walls", Memorias de la Octava Conferencia Internacional sobre Mampostería de Tabique y Bloque, Dublín, Irlanda.
- Fattal, S.G., y Todd, D.R. (1991), "Ultimate strength of masonry shear walls: predictions vs test results", NISTIR 4633, octubre, National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, Maryland, Estados Unidos de América, 46 pp.
- Garrido, I., Cassis, J., y Aztroza, M. (1984), "Análisis de muros de albañilería reforzada sometidos a cargas horizontales", Reporte SES 16/84, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Chile, Santiago, Chile.
- Guo, P. (1991), "Investigation and modelling of the mechanical properties of masonry", Tesis de Doctorado, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de McMaster, Hamilton, Canadá.
- Hamid, A.A., Chia, C., y Harris, H.G. (1988), "Monotonic and cyclic behavior of joint reinforced block masonry walls under out-of-plane lateral loading", Reporte no. STL-01/88, enero, Laboratorio de Ensayos Estructurales, Universidad de Drexel, Filadelfia, Pensilvania, Estados Unidos de América.
- Hamid, A.A., Assis, G.F., y Harris, H.G. (1988), "Material models for grouted block masonry", Reporte no. 1.2(a)-1, agosto, U.S.-Japan Coordinated Program for Masonry Building Research.
- Harris, H.G., Sabnis, G.M., y White, R.H. (1966), "Small scale direct models of reinforced and prestressed concrete structures", Reporte no. 326, septiembre, Departamento de Ingeniería Estructural, Universidad de Cornell, Ithaca, Nueva York, Estados Unidos de América.
- Hart, G.C., *et al.* (1988), "The use of confinement steel to increase the ductility in reinforced concrete masonry shear walls", The Masonry Society Journal, julio-diciembre, pp. T19-T42.
- Hidalgo, P.A., *et al.* (1978), "Cyclic loading tests of masonry single piers", Reporte no. UCB/EERC-78/27, vol. 1 - Height to Width Ratio of 2, noviembre, Universidad de California, Berkeley, Estados Unidos de América.
- Hidalgo, P., y McNiven, H. (1980), "Seismic behavior of masonry buildings", Memorias de la Séptima Conferencia Mundial sobre Ingeniería Sísmica, vol. 7, Estambul, Turquía, pp. 111-118.
- Hidalgo, P., Lüders, C., y Jordán, R. (1986), "Seismic design provisions for reinforced masonry buildings in Chile", Memorias de la Octava Conferencia Europea sobre Ingeniería Sísmica, vol. 1 (1.1), Lisboa, Portugal, pp. 71-78.
- Instituto Nacional de Normalización (1972), "Earthquake-Resistant Design of Buildings", Code NCh433 Of. 72, Santiago, Chile.
- Instituto Nacional de Normalización (1986), "Reinforced Masonry-Requirements for Structural Design", Code NCh 1928 Of. 86, Santiago, Chile.
- Instituto Nacional de Normalización (1990), "Confined Masonry-Requirements for Structural Design", Draft NCh 2123.c90, Santiago, Chile.

- International Conference of Building Officials (1991), "Uniform Building Code", Whittier, California, Estados Unidos de América.
- Jorquera, L.A. (1963), "Estudio experimental sobre la resistencia de muros de albañilería", Primeras Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica, Santiago, Chile.
- Jorquera, L. (1964), "Estudio experimental sobre la resistencia de muros de albañilería sometidos a cargas horizontales", Revista del IDIEM, vol. 3, no. 3, Santiago, Chile.
- Kaba, S.A., y Mahin, S.A. (1983), "Interactive computer analysis methods for predicting the inelastic cyclic behavior of structural sections", Reporte no. UCB/EERC-83/18, Earthquake Engineering Research Center, Universidad de California, Berkeley, Estados Unidos de América.
- Kent, D.C., y Park, R. (1971), "Flexural members with confined concrete", Journal of the Structural Division, ASCE, vol. 97, no. ST7, julio, pp. 1969-1990.
- Kingsley, G.R., Noland, J.L., y Hart, G.C. (1987), "The effect of confinement reinforcement on the uniaxial stress - strain behavior of concrete masonry", Reporte no. 1, noviembre, Atkinson-Noland & Associates.
- Langhar, H.L. (1962), "Energy methods in applied mechanics", J. Wiley and Sons, Inc., Nueva York, Nueva York, Estados Unidos de América, 350 pp.
- Lotfi, H.R., y Shing, P.B. (1991), "An appraisal of smeared crack models for masonry shear wall analysis", Computers and Structures, vol. 41, no. 3, pp. 413-425.
- Lotfi, H.R., y Shing, P.B. (1993), "An interface model applied to fracture of masonry structures", Journal of Structural Engineering, ASCE.
- Lüders, C., e Hidalgo, P. (1988), "Seismic behavior of reinforced masonry walls", Memorias de la Novena Conferencia Mundial sobre Ingeniería Sísmica, vol. VI, Tokio - Kioto, Japón, pp. 91-96.
- Masonry Standards Joint Committee (1992), "Building code requirements for masonry structures", Publicación no. ACI 530-92/ASCE 5-92/TMS 420-92, American Concrete Institute, Detroit, Michigan, EUA, American Society of Civil Engineers, Nueva York, Nueva York, EUA, y la Masonry Society, Boulder, Colorado, EUA.
- Matsumura, A. (1986), "Shear strength of reinforced hollow unit masonry walls", Segundo Encuentro del U.S.-Japan Joint Technical Coordinating Committee on Masonry Research, Keystone, Colorado, Estados Unidos de América.
- Matsumura, A. (1987), "Shear strength of reinforced hollow unit masonry walls, Memorias de la Cuarta Conferencia Norte Americana sobre Mampostería, Artículo no. 50, Los Angeles, California, Estados Unidos de América.
- Matsumura, A. (1988), "Shear strength of reinforced masonry walls", Memorias de la Novena Conferencia Mundial sobre Ingeniería Sísmica, vol. VI, Tokio - Kioto, Japón, pp. 121-126.
- Menegotto, M., y Pinto, P. (1970), "Method of analysis for cyclically loaded reinforced concrete plane frames including changes in geometry and nonelastic behavior of elements under combined normal force and bending", Memorias, IABSE Symposium on the resistance and ultimate deformability of structures acted on by well-defined repeated loads, Lisboa, pp. 15-22.
- NEHRP Recommended Provisions for the Development of Seismic Regulation for New Buildings (1994), "Provisions", Part 1, Federal Emergency Management Agency.
- Orangun, O.C., Jirsa, J.O., y Breen, J.E. (1977), "A reevaluation of test data on development length and splices", Journal of the American Concrete Institute, vol. 74, marzo, pp. 114-122.

- Polyakov, S.V. (1957), "Masonry in framed buildings: an investigation on strength and stiffness of masonry infillings", Moscú.
- Priestley, M.J.N., y Bridgeman, D.O. (1974), "Seismic resistance of brick masonry walls", Boletín de la New Zealand National Society for Earthquake Engineering, vol. 7, no. 4, diciembre.
- Priestley, M.J.N. (1981), "Ductility of unconfined and confined concrete masonry shear walls", The Masonry Society Journal, julio-diciembre, pp. T28-T39.
- Priestley, M.J.N. (1986), "Seismic design of concrete masonry shear walls", ACI Journal, enero-febrero, pp. 58-67.
- Sabnis, G.M., *et al.* (1983), "Structural modelling and experimental techniques", Prentice Hall, Inc., Englewood Cliffs, Nueva Jersey, Estados Unidos de América, 585 pp.
- Schneider, R.R. (1959), "Lateral load tests on reinforced grouted masonry shear walls", Universidad del Sur de California, Engineering Centre, Reporte no. 70-101, septiembre.
- Scrivener, J.C. (1967), "Static Racking tests on concrete masonry walls", Memorias de la Conferencia Internacional sobre Sistemas a Base de Mampostería, noviembre, Tejas, Estados Unidos de América.
- Seible, F., LaRovere, H., y Kingsley, G. (1990), "Nonlinear analysis of reinforced concrete masonry subassemblies", Memorias de la Quinta Conferencia Norte Americana sobre Mampostería, The Masonry Society, Universidad de Illinois en Urban-Champaign, vol. 1, junio, pp. 261-274.
- Sheikh, S.A., y Uzumeri, S.M. (1982), "Analytical model for concrete confinement in tied columns", Journal of the Structural Division, ASCE, vol. 108, no. ST12, pp. 2703-2722.
- Shing, P.B., Klamerus, E.W., y Schuller, M.P. (1988), "Behavior of single story reinforced masonry shear walls under in-plane cyclic lateral loads", Reporte del Cuarto Encuentro del U.S.-Japan Joint Technical Committee on Masonry Research, octubre 17-19, San Diego, California, Estados Unidos de América.
- Shing, P.B., *et al.* (1989), "Inelastic behavior of concrete masonry shear walls", Journal of Structural Engineering, ASCE, vol. 115, no. 9, septiembre, pp. 2204-2225.
- Shing, P.B., Schuller, M., y Hoskere, V.S. (1990a), "In-plane resistance of reinforced masonry shear walls", Journal of Structural Engineering, ASCE, vol. 116, no. 3, marzo, pp. 619-640.
- Shing, P.B., *et al.* (1990b), "Flexural and shear response of reinforced masonry walls", ACI Structural Journal, vol. 87, no. 6, noviembre-diciembre, pp. 646-656.
- Shing, P.B., *et al.* (1991), "Response of single-story reinforced masonry shear walls to in-plane lateral loads", Reporte no. 3.1(a)-2, enero, U.S.-Japan Coordinated Program for Masonry Building Research, Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Universidad de Colorado, Estados Unidos de América.
- Shing, P.B., y Noland, J.L. (1992), "Shear behavior of concrete masonry walls with horizontal joint reinforcement", Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Universidad de Colorado en Boulder, Estados Unidos de América, octubre, 13 pp.
- Shing, P.B., Brunner, J.D., y Lotfi, H.R. (1993), "Evaluation of shear strength of reinforced masonry walls", The Masonry Society Journal, vol.12, no. 1.
- Smith, B.S. (1967), "The composite behavior of infilled frames", Tall Building, Pergamon Press.

Stankowski, T. (1990), "Numerical simulation of progressive failure in particle composites", Tesis de Doctorado, Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Universidad de Colorado, Boulder, Colorado, Estados Unidos de América.

Sveinsson, B.I, McNiven, H.D., y Sucuoglu, H. (1985), "Cyclic loading tests of masonry single piers, vol. 4-Height to Width Ratio of 1", Reporte no. UCB/EERC-85/15 del EERC, Universidad de California, Berkeley, California, Estados Unidos de América.

Viwathanatepa, S., Popov, E.P., y Bertero, V.V. (1979), "Effects of generalized loadings on bond of reinforcing bars embedded in confined concrete blocks", Reporte no. UCB/EERC-79/22, agosto, Earthquake Engineering Research Center, Universidad de California, Berkeley, Estados Unidos de América, 304 pp.

Woodward, K., y Rankin, F. (1984), "Influence of vertical compressive stress on shear resistance of concrete block masonry walls", Reporte no. NBSIR 84-2929, National Bureau of Standards, Washington, D.C., Estados Unidos de América, 61 pp.

Yancey, C.W.C., y Scribner, C.F. (1989), "Influence of horizontal reinforcement on shear resistance of concrete block masonry walls", Nistir 89-4202, noviembre, National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, Maryland, Estados Unidos de América.

Zienkiewicz, O.C., y Taylor, R.L. (1989), "The finite element method", Cuarta Edición., McGraw-Hill, Reino Unido.

## **AGRADECIMIENTOS**

Agradezco a toda mi familia, en especial a mi madre y a mi hermano por todo el apoyo brindado. A ellos dedico esta tesis.

Al Dr. Sergio Manuel Alcocer Martínez de Castro cuya trayectoria académica y realización en el ámbito profesional son ejemplo a seguir.

A las personas del Cenapred con las cuales tuve el gusto de colaborar y a las que considero como amigos, muy en especial a: Oscar, Leonardo, José Antonio, Arnulfo, Enrique, Tomás, José, Raúl, Juan José, Ignacio, Gloria y Pablo.

**Gracias.**

**Gustavo E. Cano Treviño**