

INFORMES

TÉCNICOS

Comportamiento ante cargas laterales de muros de ladrillo de arcilla perforado y multiperforado

José A. Zepeda
Sergio M. Alcocer

COORDINACIÓN
DE
INVESTIGACIÓN

Área de Ingeniería Estructural
y Geotecnia



SECRETARÍA DE GOBERNACIÓN

Lic. Santiago Creel Miranda
Secretario de Gobernación

Lic. María del Carmen Segura Rangel
Coordinadora General de Protección Civil

CENTRO NACIONAL DE PREVENCIÓN DE DESASTRES

M. en I. Roberto Quaas Weppen
Director General

Dr. Sergio M. Alcocer Martínez de Castro
Coordinador de Investigación

M. en I. Enrique Guevara Ortiz
Coordinador de Instrumentación

M. en I. Tomás Alberto Sánchez Pérez
Coordinador de Difusión

Lic. Gloria Luz Ortiz Espejel
Coordinadora de Capacitación

Profra. Carmen Pimentel Amador
Secretaria Técnica

1ª edición, diciembre 2001
CI/IEG-10122001

©SECRETARÍA DE GOBERNACIÓN
Abraham González Núm. 48,
Col. Juárez, Deleg. Cuauhtémoc,
C.P. 06699, México, D.F.

©CENTRO NACIONAL DE PREVENCIÓN DE DESASTRES
Av. Delfín Madrigal Núm. 665,
Col. Pedregal de Santo Domingo,
Deleg. Coyoacán, C.P.04360, México, D.F.
Teléfonos:
(55) 54 24 61 00
(55) 56 06 98 37
Fax: (55) 56 06 16 08
e-mail: editor@cenapred.unam.mx
www.cenapred.unam.mx

© Autores: José A. Zepeda y Sergio M. Alcocer

Edición: José A. Zepeda y Leonardo Flores
Portada: D.G. Demetrio Vázquez y Susana González
Responsable de la Publicación: M. en I. Tomás Alberto Sánchez Pérez

ISBN: 970-628-608-X

Derechos reservados conforme a la ley
IMPRESO EN MÉXICO. *PRINTED IN MEXICO*

Distribución Nacional e Internacional: Centro Nacional de Prevención de Desastres

EL CONTENIDO DE ESTE DOCUMENTO ES EXCLUSIVA RESPONSABILIDAD DE LOS AUTORES

COMPORTAMIENTO ANTE CARGAS LATERALES DE MUROS
DE LADRILLO DE ARCILLA PERFORADO
Y MULTIPERFORADO

AUTORES

José A. Zepeda

Sergio M. Alcocer

Coordinación de Investigación

Área de Ingeniería Estructural y Geotecnia

Diciembre, 2001

COMPORTAMIENTO ANTE CARGAS LATERALES DE MUROS DE LADRILLO DE ARCILLA PERFORADO Y MULTIPERFORADO

RESUMEN

Se describen los resultados del ensaye ante cargas laterales cíclicas alternadas de cuatro muros aislados contruidos con piezas extruídas huecas perforadas (tipo Vintex) y multiperforadas (tipo Multex) realizadas en el Laboratorio de Estructuras Grandes del CENAPRED. Las variables en estudio fueron la cuantía de refuerzo horizontal del muro, el tipo de castillo (interior y exterior) y el tipo y cuantía del refuerzo transversal del castillo. Se dan recomendaciones para el análisis, diseño y construcción de este tipo de muros.

ABSTRACT

Test results of four isolated walls built with hollow and multiperforated bricks subjected to lateral loads are presented. Variables were the amount of horizontal reinforcement, type of tie-column (interior or exterior), and the type and amount of transverse reinforcement in the tie-column. Analysis, design and construction recommendations are given.

CONTENIDO

RESUMEN	III
ABSTRACT	III
CONTENIDO	V
INTRODUCCIÓN.....	1
CAPÍTULO 1 ANTECEDENTES.....	3
1.1 ALCANCE.....	3
1.2 INTRODUCCIÓN	3
1.2.1 Fabricación del Ladrillo.....	3
1.2.1.1 Fabricación manual de ladrillos.....	3
1.2.1.2 Los ladrillos prensados mecánicamente	4
1.2.1.3 Los ladrillos fabricados en galletera (por extrusión)	4
1.2.2 Ladrillos perforados.....	4
1.3 PROPIEDADES Y CARACTERÍSTICAS DEL LADRILLO PERFORADO	5
1.3.1 Resistencia a compresión	5
1.3.2 Fuerzas de compresión normales a las perforaciones	6
1.3.3 Resistencia a flexión.....	6
1.3.4 Resistencia al fuego	6
1.3.5 Aislamiento térmico	8
1.3.6 Aislamiento acústico.....	9
1.3.7 Durabilidad	10
1.3.7.1 Eflorescencia	12
1.4 COMPORTAMIENTO SÍSMICO OBSERVADO.....	15
1.4.1 Colombia.....	15
1.4.2 Chile	16
1.4.3 Perú y Costa Rica	17
1.5 INVESTIGACIÓN NACIONAL	17
1.5.1 Instituto de Ingeniería	17
1.5.1.1 Trabajo de Meli, Zeevaert y Esteva.....	18
1.5.1.2 Trabajo de Meli y Salgado	21
1.5.1.3 Trabajo de Meli y Hernández.....	25
1.6 INVESTIGACIÓN EN EL EXTRANJERO.....	34
1.6.1 Chile	34
1.6.1.1 Trabajo de Díez y colaboradores	34
1.6.1.2 Trabajo de Astroza, Delfín y Fernández.....	38
1.6.2 Argentina	40
1.6.3 Perú.....	46
1.6.3.1 Trabajos de Echevarría, de Pastorutti, y de San Bartolomé.....	46
1.6.4 Eslovenia.....	49
1.6.5 Alemania	52
1.6.6 China.....	54
1.6.7 Suiza.....	62
1.7 RESUMEN Y COMENTARIOS	78
CAPÍTULO 2 PROGRAMA EXPERIMENTAL	81
2.1 INTRODUCCIÓN	81

2.2	DESCRIPCIÓN DE LOS ESPECÍMENES.....	81
2.2.1	Materiales.....	82
2.2.2	Armados.....	88
2.3	CRITERIOS DE DISEÑO.....	90
2.4	CONSTRUCCIÓN.....	93
2.5	DISPOSITIVO DE CARGA.....	95
2.6	HISTORIA DE DESPLAZAMIENTO.....	97
2.7	INSTRUMENTACIÓN.....	98
2.8	CAPTURA DE DATOS.....	100

CAPÍTULO 3 COMPORTAMIENTO GLOBAL 101

3.1	INTRODUCCIÓN.....	101
3.2	DEFINICIÓN DE PARÁMETROS.....	101
3.2.1	Distorsión y curva histerética.....	101
3.2.2	Rotación y curvatura.....	102
3.2.3	Componentes de la distorsión.....	103
3.2.3.1	Cálculo de deformaciones angulares.....	104
3.3	ESPÉCIMEN N1.....	105
3.3.1	Evolución del daño.....	106
3.3.2	Estado final de daño.....	107
3.3.3	Comportamiento histerético.....	108
3.3.4	Rotación y curvatura.....	109
3.3.5	Deformación angular.....	112
3.3.6	Deslizamiento y expansión.....	112
3.4	ESPÉCIMEN N2.....	114
3.4.1	Evolución del daño.....	114
3.4.2	Comportamiento histerético.....	115
3.4.3	Rotación y curvatura.....	117
3.4.4	Deformación angular.....	117
3.4.5	Deslizamiento y expansión.....	120
3.5	ESPÉCIMEN N3.....	122
3.5.1	Evolución del daño.....	122
3.5.2	Estado final de daño.....	124
3.5.3	Comportamiento histerético.....	125
3.5.4	Rotación y curvatura.....	126
3.5.5	Deformación angular.....	128
3.5.6	Deslizamiento y expansión.....	129
3.6	ESPÉCIMEN N4.....	130
3.6.1	Evolución del daño.....	131
3.6.2	Estado final de daño.....	133
3.6.3	Comportamiento histerético.....	134
3.6.4	Rotación y curvatura.....	135
3.6.5	Deformación angular.....	137
3.6.6	Deslizamiento y expansión.....	138
3.7	RESUMEN.....	138
3.7.1	Patrones de agrietamiento.....	139
3.7.2	Distorsión y resistencia.....	139
3.7.3	Rotaciones.....	140
3.7.4	Deformación angular.....	140
3.7.5	Deslizamiento y expansión.....	140

CAPÍTULO 4 DETALLES DEL COMPORTAMIENTO 143

4.1	INTRODUCCIÓN.....	143
4.2	CONSIDERACIONES SOBRE EL ANÁLISIS DE DEFORMÍMETROS.....	143
4.3	ESPÉCIMEN N1.....	145
4.3.1	Refuerzo de castillos.....	145
4.3.2	Anchura de grietas.....	148
4.4	ESPÉCIMEN N2.....	148

4.4.1	Refuerzo de castillos	149
4.4.2	Refuerzo horizontal.....	150
4.4.3	Anchura de grietas	152
4.5	ESPÉCIMEN N3.....	153
4.5.1	Refuerzo de castillos	153
4.5.2	Refuerzo horizontal.....	156
4.5.3	Anchura de grietas	158
4.6	ESPÉCIMEN N4.....	159
4.6.1	Refuerzo de castillos	160
4.6.2	Refuerzo horizontal.....	162
4.6.3	Anchura de grietas	163

CAPÍTULO 5 ANÁLISIS DE RESULTADOS..... 165

5.1	INTRODUCCIÓN	165
5.2	RESISTENCIA LATERAL	165
5.2.1	Envoltentes de respuesta	165
5.2.2	Participación del refuerzo horizontal en la resistencia.....	169
5.2.3	Estimación de la resistencia a carga lateral.....	175
5.3	RIGIDEZ	180
5.3.1	Rigidez elástica.....	180
5.3.2	Degradación de rigidez	181
5.3.2.1	Rigidez de ciclo.....	182
5.3.2.2	Rigidez equivalente.....	183
5.4	DISIPACIÓN DE ENERGÍA.....	185
5.4.1	Energía disipada	186
5.4.2	Componentes de la energía disipada	187
5.4.3	Amortiguamiento viscoso equivalente	188
5.5	CAPACIDAD DE DEFORMACIÓN	190
5.6	ANÁLISIS ECONÓMICO	193

CAPÍTULO 6 REVISIÓN DE LA SEGURIDAD ANTE CARGAS LATERALES DE UN EDIFICIO TIPO, CONSTRUIDO A BASE DEL SISTEMA NOVAMURO 195

6.1	INTRODUCCIÓN	195
6.2	ANÁLISIS DE CARGAS	196
6.3	RESISTENCIA EFECTIVA	199
6.3.1	Área efectiva resistente	199
6.3.2	Cortante resistente	199
6.4	COEFICIENTE SÍSMICO	202
6.5	RESULTADOS	202

CAPÍTULO 7 RESUMEN, CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES 207

7.1	INTRODUCCIÓN	207
7.2	RESUMEN	207
7.3	CONCLUSIONES.....	207
7.4	RECOMENDACIONES	210
7.4.1	Alcance	210
7.4.2	Diseño	210
7.4.3	Propiedades mecánicas de diseño de la mampostería.....	210
7.4.4	Resistencia a fuerza cortante de muros confinados.....	211
7.4.5	Notas en los planos de construcción.....	211
7.4.6	Construcción	211

APÉNDICE PROPIEDADES DE LOS MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN 213

A.1	INTRODUCCIÓN	213
A.2	MAMPOSTERÍA.....	213
A.2.1	Pilas de mampostería	213

A.2.2	Muretes de Mampostería	214
A.3	MORTERO	217
A.4	CONCRETO	219
REFERENCIAS		223
RECONOCIMIENTOS		227

INTRODUCCIÓN

A lo largo del tiempo, en nuestro país los sistemas constructivos basados en muros de carga han sido la solución más conveniente para vivienda económica multifamiliar de baja o mediana altura en las que se requiere una subdivisión del área total en pequeños espacios.

El desempeño de construcciones de mampostería confinada en sismos fuertes ha sido en ocasiones, muy criticado, sobre todo porque se le compara con el comportamiento de estructuras de concreto reforzado. Sin embargo, se debe tomar en cuenta que las fallas catastróficas han sido causadas por defectos de estructuración y no son intrínsecas al sistema estructural resistente; más bien, indican que estas construcciones han escapado a un análisis y diseño cuidadosos.

En efecto, las estructuras de mampostería son generalmente muy rígidas y frágiles, por ello resultan especialmente sensibles a los sismos. Se ha verificado experimentalmente, sin embargo, que con refuerzo interior y confinamiento adecuado, este tipo de estructuras es capaz de soportar deformaciones importantes con un nivel aceptable de daño.

La seguridad estructural, especialmente ante los sismos, es uno de los requisitos indispensables en la vivienda en México. El Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED) realiza, desde 1990, un programa de investigación sobre la seguridad estructural de la vivienda de bajo costo. Los objetivos de este proyecto son los siguientes:

1. Verificar experimentalmente la seguridad sísmica de estructuras de mampostería diseñadas y construidas según el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal en vigor.
2. Evaluar el efecto de distintas alternativas de refuerzo en el comportamiento sísmico de muros de mampostería.
3. Proponer, si es necesario, modificaciones a las prácticas de diseño y construcción de estructuras de mampostería que conduzcan a construcciones más seguras y eficientes.
4. Adecuar la seguridad sísmica de las construcciones con el peligro sísmico de diferentes regiones.
5. Valorar el desempeño de nuevos sistemas constructivos.

Dentro de este último objetivo y para determinar la factibilidad técnica del uso de tabiques perforados (Vintex) y multiperforados (Multex) para vivienda económica, la empresa Comercializadora Aremar, S.A. de C.V., solicitó la intervención del CENAPRED.

En la presente investigación se enfoca la atención al desempeño de muros de ladrillo extruido y al estudio de la participación del acero de refuerzo horizontal en la resistencia, en la capacidad de deformación inelástica y en la mejoría del comportamiento general ante cargas laterales reversibles. En este estudio se analiza el comportamiento de especímenes sujetos ante carga lateral cíclica reversible.

Los modelos, ensayados en el Laboratorio de Estructuras Grandes del CENAPRED, fueron cuatro muros de mampostería de ladrillo extruido construidos a escala natural con distintas cuantías de refuerzo horizontal y con diferente detallado de los elementos confinantes.

Los objetivos de esta investigación fueron los siguientes:

1. Determinar la contribución del acero de refuerzo horizontal en la resistencia de muros de ladrillos extruidos.
2. Estudiar el mecanismo resistente a carga lateral.
3. Evaluar el comportamiento ante cargas laterales cíclicas reversibles de muros con distintas cuantías de refuerzo horizontal y con diferentes disposiciones de acero transversal en los castillos.

4. Valorar la facilidad de construcción de mampostería confinada con refuerzo horizontal.

Este documento se ha dividido en siete capítulos y un apéndice. En el capítulo 1 se presentan, de manera resumida, algunos programas experimentales llevados a cabo en México y en el extranjero que han involucrado el estudio de mampostería de piezas extruídas de arcilla, perforadas y multiperforadas.

En el capítulo 2 se hace una descripción de los modelos ensayados y de los materiales empleados en su construcción. Se incluyen los detalles del refuerzo y el proceso constructivo adoptado. Se describen igualmente, el dispositivo e historia de carga, la instrumentación y el sistema de captura de datos. También, se presentan algunas de las consideraciones de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal con relación al tipo de piezas empleadas y al refuerzo horizontal colocado en las juntas de mortero.

En el capítulo 3 se explica el comportamiento global de cada uno de los modelos. Se incluyen las curvas histeréticas, así como la descripción de los modos de falla y de la evolución de los patrones de agrietamiento a lo largo del ensaye. Se presentan las contribuciones de la flexión y el corte a la deformación de los muros, y las rotaciones y curvaturas de los mismos. También se muestran la expansión y el deslizamiento de los especímenes.

En el capítulo 4 se interpreta de modo más detallado el comportamiento de los modelos, analizando las lecturas de los deformímetros colocados en el refuerzo longitudinal y transversal de castillos, así como de los ubicados en el refuerzo horizontal del muro. También se incluye la evolución de la anchura de grietas.

En el quinto capítulo se hace un análisis de los resultados. Se evalúa la resistencia y rigidez de los especímenes. Se presentan las envolventes de respuesta. Se discute la capacidad de deformación de los muros, la disipación de energía y el amortiguamiento equivalente durante los ensayos. Asimismo, se estudia la contribución del refuerzo horizontal a la resistencia a carga lateral de muros de mampostería confinada. Se analiza el comportamiento del refuerzo longitudinal y transversal de castillos. También se presenta la evaluación del desempeño de los modelos desde el punto de vista económico y constructivo.

En el capítulo 6 se hace una revisión de la seguridad sísmica de un prototipo de vivienda económica para las tres zonas del Distrito Federal y para las zonas C y D de la regionalización sísmica de la República Mexicana establecida en el Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad.

En el capítulo 7 se presentan las conclusiones y recomendaciones producto de esta investigación.

En el apéndice se incluye información relativa a las pruebas de los materiales empleados en la construcción de los modelos, efectuadas para determinar sus propiedades mecánicas.

CAPÍTULO 1

ANTECEDENTES

1.1 ALCANCE

En este capítulo se describen las principales propiedades físicas y mecánicas de los ladrillos de arcilla perforados. Se revisa el comportamiento sísmico de estructuras de mampostería de piezas perforadas y se mencionan las principales investigaciones que se han llevado a cabo en México y el extranjero para determinar el comportamiento ante cargas laterales de especímenes construidos en laboratorio.

1.2 INTRODUCCIÓN

El ladrillo tradicional se hace de arcilla, se le da una forma estándar y se cuece en un horno. El color, la resistencia y la textura del ladrillo terminado dependerán de la composición de la arcilla (p. ej. contenido de impurezas de óxido de hierro) y del método de fabricación utilizados, aunque la mayoría de las arcillas empleadas por las ladrilleras toman un color rojizo al ser cocidas entre 1170 y 1270 K (900 y 1000 °C) en una atmósfera oxidante. En ocasiones, las arcillas se mezclan con arena y escorias para corregir la plasticidad.

La resistencia a compresión y la estabilidad al envejecimiento hacen del ladrillo un material muy difundido en la construcción.

1.2.1 Fabricación del Ladrillo

Los ladrillos pueden ser moldeados a mano, prensados mecánicamente o fabricados en galletera, para ser, posteriormente, cocidos en un horno.

La porosidad, el color y la resistencia mecánica se hallan comprendidos en un amplísimo intervalo según la naturaleza de la arcilla usada y el tipo de cocción; de los ladrillos cocidos a baja temperatura, que son rojizos y muy porosos, se llega a los clinker gris-azulado, con elevada resistencia a la compresión y a la abrasión, con porosidad de 2-4 por ciento, prácticamente impermeables al agua, pasando de modo continuo a través de una gama de productos intermedios.

La rapidez de la cocción y del enfriamiento, así como la atmósfera del horno en los diversos periodos de la cocción, tienen la máxima importancia para destruir los sulfatos y prevenir la formación de eflorescencias, así como para regular el color del producto y el grado de vitrificación.

1.2.1.1 *Fabricación manual de ladrillos*

Estos se moldean vertiendo la arcilla en cofres de madera; la arcilla sobrante se elimina mediante una tablilla de madera o un alambre. El molde se moja o se recubre de arena para evitar que la arcilla se pegue. Si se usa arena se obtiene un ladrillo de cara “rugosa”.

En México, los ladrillos hechos a mano se cuecen generalmente en un tipo de horno que consiste en la utilización de unos quemadores de combustible, colocados a intervalos, que actúan sobre los rejales de ladrillo a través de toberas. En los ladrillos se producen variaciones de color y forma, según la intensidad y proximidad del fuego.

1.2.1.2 Los ladrillos prensados mecánicamente

La arcilla se dispone dentro de moldes de acero y se comprime, de ello resulta un ladrillo regular en forma y tamaño, con aristas perfectas y superficies lisas. Si se emplean arcillas especiales se consiguen piezas con acabados atractivos para obra aparente. Sin embargo, lo normal es que este procedimiento dé lugar a ladrillos de características mecánicas perfectamente aceptables, pero carentes de calidad formal, a no ser que las superficies del ladrillo sean enarenadas o tratadas por distintos procedimientos, obteniendo así una gama de colores y texturas atractivas para obra aparente.

1.2.1.3 Los ladrillos fabricados en galletera (por extrusión)

La arcilla se amasa y después se extrude por una abertura rectangular (que, teniendo en cuenta la contracción que se produce durante la cocción, determina el tamaño del ladrillo). De este proceso se obtiene una barra continua que se hace descansar sobre una mesa de acero. La barra de arcilla se corta en piezas elementales por medio de alambres. La marca del alambre queda patente en ambas caras del ladrillo. Estos ladrillos se cuecen generalmente en hornos en túnel. Los ladrillos se estiban sobre unas vagonetas especiales que los desplazan lentamente a través del horno, de manera continua.

1.2.2 Ladrillos perforados

Los ladrillos huecos cuyas perforaciones, paralelas a una de sus aristas, tienen un volumen superior al 33 por ciento del total de la pieza, no se divulgaron sino hasta finales del siglo XIX. En general, los ladrillos fabricados actualmente por el proceso de extrusión y cortados con alambre tienen algún grado de perforación; algunos ejemplos se muestran en la fig. 1.1.

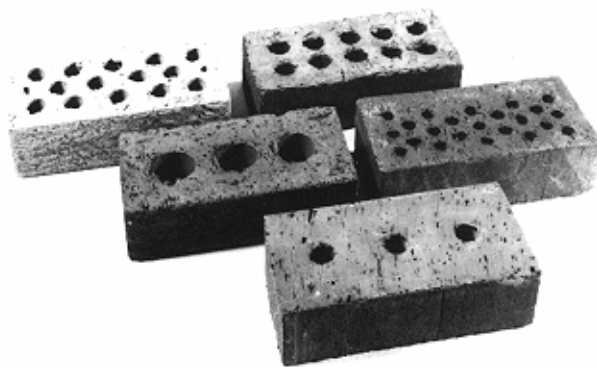


Figura 1.1 Distintos tipos de ladrillos perforados fabricados en Inglaterra (BRE, 1983)

Las perforaciones pasan de una cara horizontal a la otra de manera que en un muro típico los orificios quedan en posición vertical. No obstante que se han fabricado ladrillos con perforaciones o celdas horizontales, estos no tienen ventajas particulares respecto de sus equivalentes perforados verticalmente e, incluso, tienden a presentar una resistencia menor al aplastamiento y un comportamiento más frágil.

La norma mexicana (DDF, 1993b) adopta el calificativo de piezas huecas para los ladrillos con una sección transversal de perforaciones menor que el 25 por ciento, pero no mayor que el 55 por ciento de su área

bruta y con paredes exteriores de cuando menos 15 mm de espesor. En contraste las piezas macizas son aquellas cuya máxima sección transversal hueca es 25 por ciento.

1.3 PROPIEDADES Y CARACTERÍSTICAS DEL LADRILLO PERFORADO

1.3.1 Resistencia a compresión

Mientras que en teoría la resistencia de la pieza tendería a disminuir incrementando el porcentaje de perforaciones, en la práctica esto puede ser compensado por un incremento en densidad del cuerpo de arcilla como resultado de un proceso de extracción de aire. Para ladrillos con perforaciones verticales cargados en compresión en su cara de asiento (como estarían cargados en muros normales), la disminución es aproximadamente como se muestra en la fig. 1.2 – curva (b), tomada de BRE (1983).

Las perforaciones verticales tienen un menor efecto en la resistencia que vacíos introducidos como porosidad al azar, fig. 1.2, curva (a). Como guía general, para una misma materia prima y condiciones de cocción, un 30 por ciento de perforaciones verticales reducen la resistencia del orden de 50 por ciento y un 50 por ciento de perforaciones en 70 por ciento. En la práctica, por las características de secado y cocción de los ladrillos perforados, mucho de esta pérdida potencial de resistencia puede ser compensado por la producción de un cuerpo cerámico de resistencia más alta.

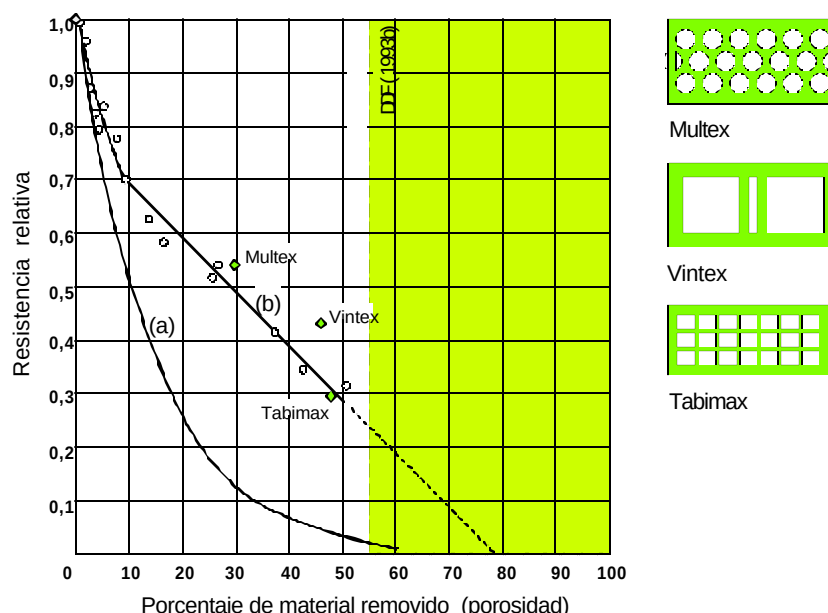


Figura 1.2 Resistencia a compresión de cuerpos cerámicos como función de:
(a) Porosidad general
(b) Perforaciones de diámetro constante alineadas verticalmente

En la fig. 1.2 se indican tres puntos correspondientes a piezas extruidas fabricadas por la empresa Novaceramic S.A. de C.V.; su resistencia sobre área bruta se comparó con la de un tipo de piezas extruidas macizas del mismo peso volumétrico seco ($1,7 \text{ t/m}^3$ o $16,7 \text{ kN/m}^3$ sobre volumen neto), ensayado por Meli (1971) con $f_p = 40,7 \text{ MPa}$ (415 kg/cm^2).

Usualmente la resistencia a compresión de los ladrillos está basada en área bruta. Generalmente, los ladrillos extruidos tienen una resistencia a compresión más grande y una menor absorción que aquellos prensados mecánicamente o de fabricación manual (artesanal). Para una arcilla y un método de manufactura dados, una resistencia mayor y una menor absorción están igualmente asociadas con temperaturas de cocción mayores. La producción de ladrillos de arcilla perforados típica en México, es de piezas con resistencias a la compresión entre 11,8 y 22,1 MPa (120–225 kg/cm²), para empleo en muros estructurales de vivienda.

Según un estudio realizado en 1994 en Estados Unidos (BIA, 1996), la resistencia a compresión de los ladrillos perforados, basada en área gruesa, se encuentra entre 15,1 y 88,2 MPa (150–900 kg/cm²), con una resistencia media a compresión igual a 46,5 MPa (470 kg/cm²).

La resistencia a compresión de los muros de ladrillos huecos depende de la resistencia de las piezas, del tipo de mortero, del área de mortero sobre el ladrillo (en las juntas), del relleno y del espesor de las paredes y tabiques interiores de la pieza (BIA, 1996).

1.3.2 Fuerzas de compresión normales a las perforaciones

Un inconveniente de las perforaciones es que el ladrillo presenta características anisotrópicas de resistencia (resistencia diferente en cada dirección). Según BRE (1983), se puede presentar una reducción de hasta el 90 por ciento en la resistencia al aplastamiento de un ladrillo perforado probado en otras orientaciones, pero la disminución en la resistencia de mampostería, hecha con ladrillos en esas orientaciones, es mucho menor de lo que se esperaría. Esto es probablemente porque la esbeltez del ladrillo es diferente en las tres orientaciones pero la mampostería se puede construir con una esbeltez constante. La disminución general en la resistencia de la mampostería, se debe a concentraciones mayores de esfuerzos alrededor de las perforaciones cuando la carga no está alineada con las perforaciones.

Para uso típico en vivienda de la mampostería de piezas perforadas en México (ya que no es el caso en Perú y Colombia), el efecto de la orientación no representa un problema porque las piezas se utilizan casi invariablemente en la orientación normal. Quizá se debiera restringir el uso de algunas variantes, como hileras de ladrillos colocados de cabeza (ladrillos parados) con fines puramente arquitectónicos en muros de carga. Sin embargo, en las hileras verticales utilizadas sobre aberturas para formar arcos planos y en arcos con curvatura normal con ladrillos en el borde, las fuerzas de compresión son normales a las perforaciones.

Este factor de anisotropía debe ser considerado y si se introducen ladrillos con gran cantidad de perforaciones, se requerirá de evaluación experimental adicional.

1.3.3 Resistencia a flexión

Esta propiedad es menos afectada por las perforaciones que muchas otras porque la resistencia a flexión depende principalmente de las condiciones de esfuerzo en las fibras extremas. Sin embargo, es recomendable mantener un espesor mínimo en las almas o paredes perimetrales para asegurar una resistencia a flexión aceptable. Se debe revisar experimentalmente que piezas con gran cantidad de perforaciones cerca del centro no reduzcan de manera sustancial la resistencia a flexión de la mampostería.

1.3.4 Resistencia al fuego

La gran mayoría de los incendios en E.U. se presentan en edificios para habitación—apartamentos, hoteles y casas (Beall, 1987). Son particularmente vulnerables las viviendas multifamiliares por la falta de separación física entre los apartamentos.

El grado de protección contra al fuego que ofrece la construcción de mampostería ha sido largamente reconocido. Después del gran incendio de 1666, que destruyó cuatro quintas partes de Londres, el rey Carlos II decretó que los muros de todas las construcciones nuevas debían ser de mampostería.

La construcción de mampostería moderna ha tenido un desempeño excelente en contención del fuego lo cual se refleja en los códigos de construcción actuales (Beall, 1987). Sin embargo, se han realizado relativamente pocos ensayos a escala natural de resistencia al fuego de muros de mampostería de piezas huecas.

La resistencia al fuego es el tiempo que resiste un material al fuego directo sin producir flama o gases tóxicos (DDF, 1993d). La mampostería está clasificada como material incombustible.

Es práctica muy común, expresar el grado de resistencia al fuego requerido para cualquier elemento en términos de su capacidad para soportar exposición al fuego según la norma ASTM E119 (Métodos de Pruebas al Fuego para Construcciones y Materiales). Esta prueba estándar no mide el riesgo de incendio en términos del desempeño en una situación de fuego real.

Los especímenes son sometidos a calor controlado aplicado según una curva estándar tiempo-temperatura (fig. 1.3) para un máximo de 8 horas y 1530 K (1260 °C). Los muros también deben pasar una prueba de chorro de agua para impacto, erosión y cambio térmico brusco. Los muros se cargan durante los ensayos hasta alcanzar el esfuerzo de diseño. Los muros estructurales también deberán ser capaces de mantener el doble de la carga normal superimpuesta, durante 24 horas después de terminado el ensayo. La clasificación de resistencia al fuego, en incrementos de 1 ó ½ hora generalmente, se asigna de acuerdo con el tiempo transcurrido hasta el fin del ensayo. La prueba se termina cuando se alcanza cualquier nivel de desempeño siguiente: (1) un incremento de temperatura promedio de 395 K (120 °C) o se mide un aumento máximo de 450 K (175 °C) en la cara del muro no expuesta; (2) la cara no expuesta permite el paso de calor, flamas, o gases en cantidad suficiente para incendiar desperdicio de algodón; o (3) ocurre la falla bajo cargas de diseño (muros estructurales solamente). Los primeros dos niveles conciernen a la contención de la propagación del fuego a través del muro, mientras que el tercero afecta la integridad estructural del edificio. No obstante esta disparidad, cada criterio tiene igual peso para determinar la clasificación de resistencia al fuego.

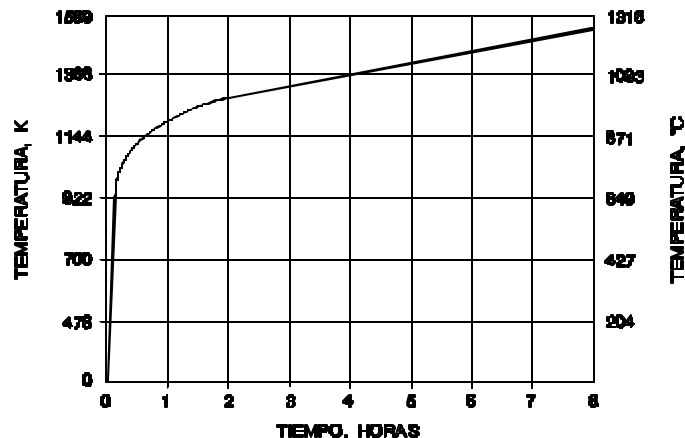
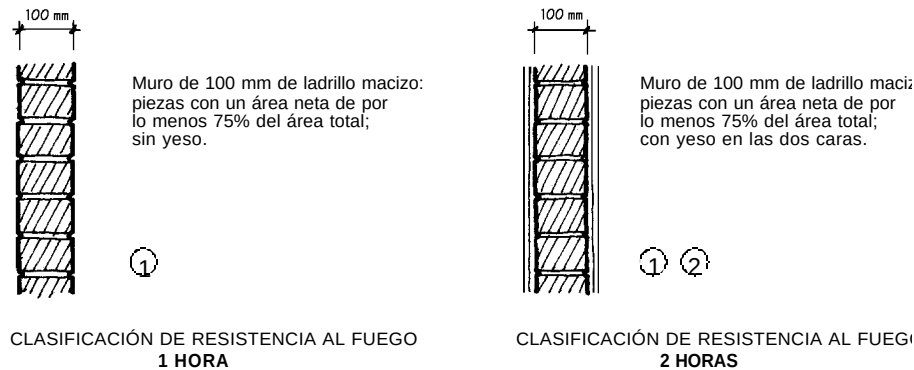


Figura 1.3 Curva estándar tiempo-temperatura, para prueba de fuego ASTM E 119

La preservación de la integridad estructural durante un incendio real es crítica para la seguridad de los ocupantes y de los bomberos, sin embargo, la clasificación de resistencia al fuego de la mampostería se basa, casi invariablemente, en la transmisión del calor (Beall, 1987). Esto significa que la pérdida de bienes está restringida al daño superficial, el cual puede ser reparado pronto con mucho menos gasto del que implica el reconstruir una estructura cuya clasificación de resistencia al fuego fue basada en la falla estructural.

La clasificación de resistencia al fuego de muros de ladrillo depende hasta cierto punto del porcentaje del área sólida en las piezas (Beall, 1987). Un ladrillo perforado obviamente contiene menos masa que un ladrillo sólido, y por lo tanto ofrece menos resistencia al fuego y al calor. En la fig. 1.4 se presenta la clasificación de resistencia al fuego de muros de piezas macizas según reporte de la antigua Oficina Nacional de Normas (National Bureau of Standards, ahora National Institute of Standards and Technology) y de la Asociación Americana de Seguros (American Insurance Association), ambas de los E.U.



REFERENCIAS

- ① AMERICAN INSURANCE ASSOC., CLASIFICACIÓN DE RESISTENCIA AL FUEGO, DIC. 1964.
- ② NATIONAL BUREAU OF STANDARDS, CLASIFICACIÓN DE RESISTENCIA AL FUEGO DE EDIFICACIONES, OCT. 1942.

Figura 1.4 Clasificación de resistencia al fuego

Según Beall (1987), incrementando el espesor del muro o llenando los huecos con mortero se incrementa la clasificación. Las piezas con menos de 25 por ciento de área perforada se consideran como sólidas, y se utiliza su anchura nominal. Las piezas con más del 25 por ciento de área perforada se clasifican como huecas, y primero debe determinarse una anchura equivalente de material sólido para estimar su clasificación de resistencia al fuego.

La aplicación de yeso a uno o ambos lados de un muro de mampostería incrementa su clasificación de resistencia al fuego. Según Beall el espesor del yeso se puede añadir al espesor sólido equivalente para calcular la clasificación de resistencia al fuego de mampostería de piezas huecas o perforadas.

Existen pocos datos publicados del desempeño de muros de ladrillos perforados ante fuego. Éstos indican que no existe mucha diferencia entre el desempeño de ladrillos macizos y el de aquéllos con hasta el 25 por ciento de perforaciones. En el ámbito académico existe la inquietud de que las piezas con gran cantidad de perforaciones (más del 25 por ciento del área transversal) pudieran fallar por un mecanismo diferente al de los ladrillos macizos en tiempos notablemente más cortos (BRE, 1983). En este sentido se recomienda una mayor investigación al respecto.

El reglamento de Londres hace reducciones importantes en la clasificación de resistencia al fuego de mampostería de ladrillos perforados: hasta 75 por ciento para hasta 25 por ciento de perforaciones y 100 por ciento (clasificación cero) para 50 por ciento de perforaciones. La mayoría de estos valores parecieran ser estimaciones un tanto pesimistas debido a la ausencia de suficientes datos publicados (BRE, 1983).

1.3.5 Aislamiento térmico

La resistencia térmica de la mampostería se puede mejorar hasta cierto punto con el empleo de piezas perforadas, introduciendo así, huecos con aire en la trayectoria del calor a través del muro, pero también se puede lograr haciendo más denso el cuerpo de la pieza. Por otro lado, el efecto de las perforaciones en las piezas de ladrillo convencionales también está limitado por las juntas de mortero, BRE (1983).

El efecto de aislamiento de las perforaciones depende también de su forma y disposición relativa al flujo de calor.

Cuando las perforaciones se agrandan en la dirección del flujo de calor, el aislamiento se mejora debido a la baja conductividad del aire; pero más allá de 20 mm, la convección y la radiación se vuelven dominantes y, como estos procesos son casi independientes de la longitud de la trayectoria, existe poca mejoría con un incremento de tamaño.

La conducción a través del cuerpo sólido de arcilla es una mejor ruta y los diseños con perforaciones alternadas (en zigzag) o ranuras, que incrementan la longitud de la trayectoria sólida, tienen un efecto importante. También la conducción a través de la junta de mortero es significativa para mampostería de ladrillos con diseños eficientes térmicamente; en este caso sería necesario la utilización de morteros aislantes especiales para obtener un mejor aislamiento.

Se han estudiado la influencia, en la conductividad térmica del ladrillo, de la densidad de la pieza, del diseño de las perforaciones y de la relación área neta sobre área bruta; la fig. 1.5 muestra un análisis para una combinación ladrillo–mortero. Los diseños en zigzag (tresbolillo) son mejores que los diseños alineados; muchas perforaciones pequeñas son mejores que unos cuantos orificios grandes, y las ranuras perpendiculares al flujo de calor son mucho mejores que las paralelas. La densidad tiene un efecto sustancial: para un incremento en densidad de 1700 a 2200 kg/m³, se tiene una reducción del 30 por ciento en el aislamiento térmico (piezas sólidas y con tres perforaciones circulares). Para el diseño con ranuras en zigzag la reducción es de solamente 10 por ciento para el mismo intervalo de densidades (BRE, 1983).

En mampostería de piezas poco eficientes, la junta de mortero tiene poco efecto en el aislamiento térmico: desde pequeñas mejorías para la arcilla más densa, hasta reducciones de cerca del 10 por ciento en la arcilla menos densa. Sin embargo, para el diseño con ranuras en zigzag, la reducción es de 20-25 por ciento; se tendría que utilizar un mortero aislante especial para lograr alguna mejora adicional en el aislamiento. En éste último caso, el relleno parcial con mortero de las perforaciones y/o ranuras perjudica el aislamiento aún más.

1.3.6 Aislamiento acústico

Las propiedades de aislamiento acústico de un muro son función directa de la masa. Un ladrillo perforado se desempeñará menos bien que uno sólido. Existe probablemente alguna atenuación del sonido por grandes perforaciones, pero su tamaño tendría que ser más grande de lo que es posible acomodar en un ladrillo para que este efecto sea significativo (BRE, 1983).

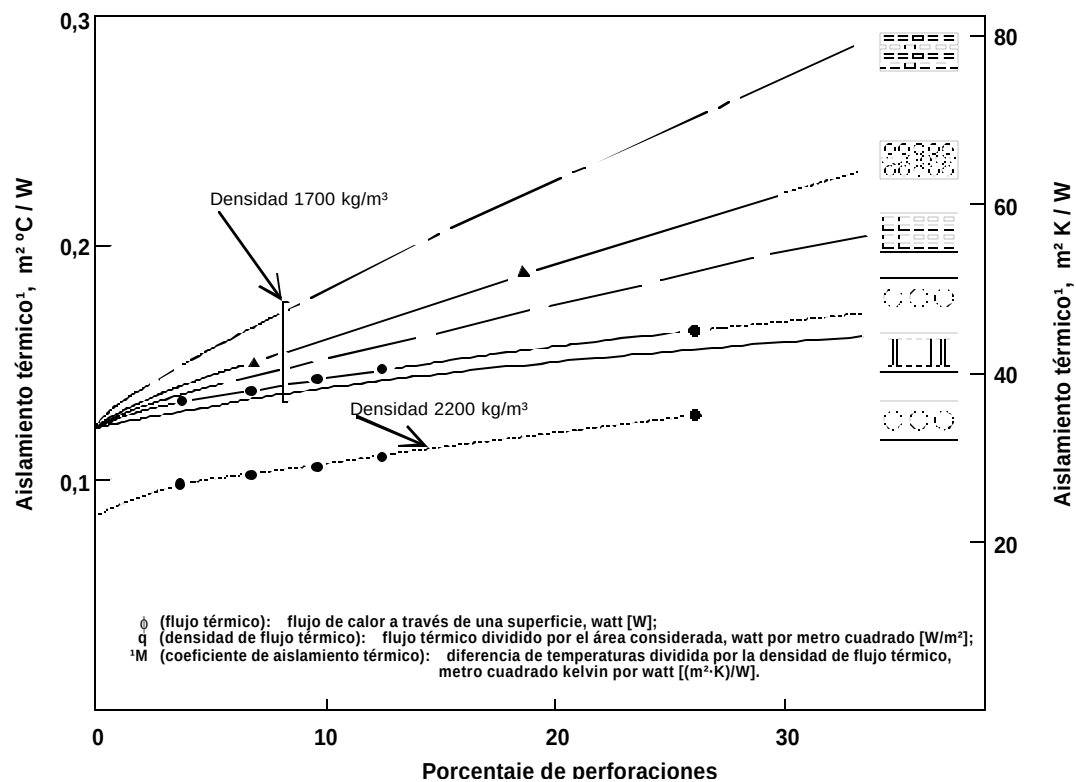


Figura 1.5 Efecto del diseño y del porcentaje de perforaciones en el aislamiento térmico calculada de una combinación ladrillo/mortero (BRE, 1983)

Suposiciones:

el mortero no llena las perforaciones;
 espesor de la junta de mortero, 10 mm;
 contenido de humedad, 5 por ciento;
 las perforaciones circulares se consideran como orificios cuadrados de sección transversal con la misma área y en la misma posición.

1.3.7 Durabilidad

De acuerdo con la norma ASTM C67, la durabilidad se evalúa en términos del cociente F/E, donde F es la absorción de agua fría en 24 horas y E es la absorción de agua en ebullición en 5 horas. Esta relación es un índice indirecto de la resistencia de la pieza a ciclos de congelamiento–deshielo: entre menor sea el cociente, dentro del ladrillo saturado existirá mayor volumen de poros, todavía disponible, para la expansión del agua por congelarse. Los ladrillos destinados para uso en ambientes de clima severo deberán tener una relación más baja que aquellos destinados para uso en ambientes menos severos.

Según Bortz y colaboradores (1990), ésta y otras especificaciones actuales, ponen en evidencia la ausencia de criterios de durabilidad adecuados. Su argumento se centra en que las normas para mortero (quizá el eslabón más débil en la mampostería) son ajenas al problema de durabilidad y en general, carecen de cualquier comentario al respecto.

Un consumidor cuenta con que el ladrillo dure la vida esperada para el propósito que fue concebido. En términos legales esto implica, por lo menos, la vida útil del edificio (digamos 50 años). La durabilidad en términos de años esperados de vida de servicio, relativos a un ambiente dado, no se ha cuantificado. La

mayoría de los consumidores o usuarios finales desearían tener seguridad al respecto, sin embargo, quizá este parámetro sea difícil de proporcionar.

Después de una revisión de literatura al respecto, Bortz et al. (1990) identifican y discuten tres agentes destructivos de la fase sólida del ladrillo:

- a) presiones de cristalización (por formaciones de hielo y sal en la estructura porosa);
- b) movimiento diferencial entre los componentes minerales (por cambios térmicos y de humedad); y
- c) reacciones químicas (principalmente por contaminantes atmosféricos solubles en agua).

El ladrillo de arcilla tiene una estructura común: una fase sólida y una fase vacía (poros). Con la formación de cristales de hielo o de sal dentro de los poros pueden aparecer presiones por cristalización. Cuando el agua se congela, si no está confinada, su volumen se incrementa cerca de 9 por ciento. El agua con gran cantidad de sales solubles provenientes del mortero o de contaminantes atmosféricos, puede evaporarse creando criptoflorescencia en los poros debajo de la superficie. Estos cristales de sal pueden llegar a producir presiones más destructivas que cristales de agua por la acción de heladas.

Igualmente destructivo para la fase sólida es el movimiento diferencial; los minerales que constituyen la fase sólida tienen propiedades mineralógicas distintas y pueden presentarse tasas diferenciales de expansión térmica y por humedad.

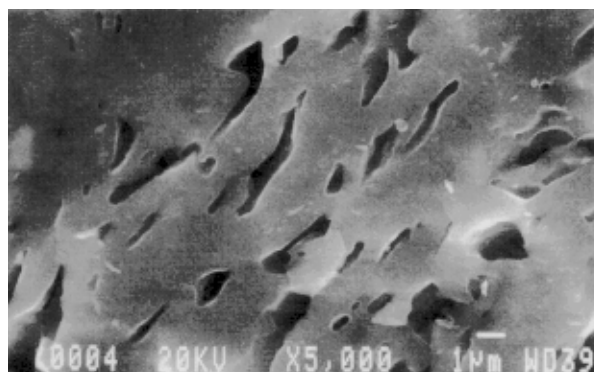
Mientras la presión por cristalización y el movimiento diferencial son agentes destructivos de las piezas, las reacciones químicas son especialmente destructivas de los materiales cementantes como el mortero de las juntas. Los contaminantes presentes en atmósferas industriales (bióxido de carbono, bióxido de azufre, y sulfuro de hidrógeno, por ejemplo) o los cloruros solubles (encontrados en mezclas de mortero o líquidos para limpiar la mampostería) son fuente de reactivos químicos (Bortz et al., 1990).

Entonces, la durabilidad de los ladrillos de arcilla depende de la porosidad, estructura de los poros (fig. 1.6) y del contenido de sales solubles en el cuerpo cerámico; pero, en esencia será básicamente función de la resistencia a tensión de la fase sólida para soportar presión de poro interna o acciones químicas destructivas. Esto sugiere pensar en una prueba de tensión para obtener un índice de durabilidad, como la determinación del módulo de ruptura especificada en la norma Mexicana NMX-O-015.

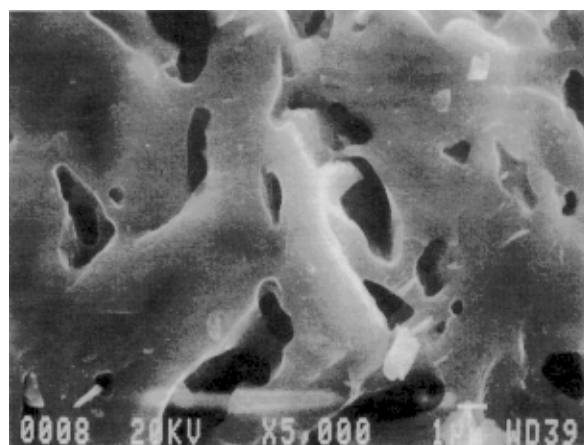
No existe evidencia que sugiera que los ladrillos perforados se comporten de manera diferente a las piezas sólidas de la misma arcilla y grado de cocción. Resulta probable que las mejorías en la extrusión, secado y proceso de cocción facilitadas por el perforado lleven a la manufactura de cuerpos cerámicos de la misma arcilla mejores y, por lo tanto, mejore la durabilidad sobre sus equivalentes sólidos (BRE, 1983).

Por otra parte, cualquier reducción del contenido de sales solubles en los ladrillos reducirá la tendencia al ataque de sulfatos en el mortero. Las perforaciones reducen el volumen y, por lo tanto, la cantidad total de sales presente; también permiten que ocurra oxidación completa lo cual tiende a inmovilizar dichas sales. Sin embargo, se debe tener cuidado durante la construcción para evitar que las perforaciones se llenen de lluvia o agua sucia y así fomentar florescencia o la aparición de manchas al evaporarse el agua.

La junta de mortero no debe ranurarse excesivamente, sobre todo si los ladrillos tienen perforaciones cercanas a la cara porque una excesiva penetración de la lluvia puede incrementar el riesgo de filtración y eflorescencia. Se ha sugerido que las perforaciones pueden actuar como recipiente en el cual, durante periodos lluviosos, pudiera colectarse el agua de las caras y subsecuentemente causar problemas como eflorescencia, pero no existe evidencia de que este problema exista (BRE, 1983).



Estructura microscópica laminar, típica de un ladrillo defectuoso



Estructura microscópica no laminar, típica de un ladrillo durable

Figura 1.6 *Microestructura de ladrillos cocidos adecuadamente, no cristalinos, y enfriados rápidamente (Bortz et al., 1990)*

1.3.7.1 Eflorescencia

La eflorescencia es un depósito cristalino de sales solubles en agua, en la superficie de la mampostería. Aunque la eflorescencia resulta desagradable a la vista y es molesto tener que removerla, generalmente no es nociva para la mampostería de ladrillos (BIA, 1985).

Generalmente, la eflorescencia es de color blanco; sin embargo, no todas las manchas blancas en la mampostería de ladrillo son necesariamente eflorescencia. Ciertos compuestos de vanadio y molibdeno, presentes en algunas piezas cerámicas, pueden producir depósitos verdes. Ocasionalmente puede aparecer una mancha café producto de depósitos de compuestos de manganeso (BIA, 1985).

Los mecanismos de la eflorescencia son muchos y en ocasiones complicados. Dicho de manera simplista, se trata de sales solubles traídas a la superficie de la mampostería y depositadas ahí por evaporación.

Para que se presente eflorescencia deben existir ciertas condiciones simultáneas. Debe haber sales solubles en la mampostería o en contacto con ella. También debe haber una fuente de agua y ésta estar en contacto con las sales por suficiente tiempo para permitirles que se disuelvan. Por otro lado, la migración de las

soluciones salinas a la superficie de la mampostería debe ocurrir en un ambiente conducente a la evaporación del agua.

Si la mampostería no tuviera sales solubles, o no se permitiera la penetración de agua en la misma, no se presentaría eflorescencia. Sin embargo, éste no es el caso de la mampostería de ladrillo convencional expuesta al ambiente. Consecuentemente, el acercamiento práctico a la eliminación de eflorescencia es reducir al mínimo todos los factores que contribuyen a su formación.

Generalmente, las sales eflorescentes se componen de álcalis (ejemplos de ello son el carbonato de potasio, K_2CO_3 , y el carbonato de sodio, Na_2CO_3) así como sulfatos y carbonatos de metales alcalinotérreos. También se han identificado cloruros como resultado de la contaminación con agua de mar de las piezas o la arena para el mortero, del uso inadecuado de ácido clorhídrico en soluciones para limpieza, y del empleo de cloruro de calcio como acelerante del mortero (BIA, 1985).

Las sales solubles pueden estar presentes en las piezas de mampostería, en el mortero, o pueden resultar del agua de lluvia o de humedad en el suelo. El primer paso en la prevención de eflorescencia es seleccionar los materiales (ladrillos, mortero, etc.) para un contenido mínimo de sales solubles y un máximo desempeño en una estructura impermeable.

Es posible la presencia de sales solubles en el ladrillo terminado, como resultado de la composición química de la materia prima y de las altas temperaturas asociadas con el proceso de manufactura.

Como la eflorescencia aparece en la superficie de las piezas, con frecuencia se supone, de manera errónea, como defecto o problema del ladrillo. Por lo general, este no es el caso. Sin embargo, se recomienda determinar el potencial de las piezas para mampostería aparente, sólidas y huecas, con la prueba de eflorescencia ASTM C 67 (BIA, 1985).

Esta prueba consiste en sumergir parcialmente (25,4 mm aproximadamente) muestras de ladrillo representativas en agua destilada por un periodo de 7 días. Al final de este periodo, se permite que las piezas se sequen. Se examinan para encontrar eflorescencia y se comparan con muestras de control que no fueron sumergidas. El ladrillo debe poderse catalogar como “sin eflorescencia” para ser aceptado.

El mortero puede contribuir de manera significativa a la eflorescencia. Según BIA (1985), la fuente primaria y más obvia de la contaminación del, de otra forma, ladrillo sin eflorescencia, es el mortero utilizado en la construcción de los muros. El mortero está en contacto con el ladrillo en por lo menos cuatro y a veces cinco caras. Cuando la mezcla de mortero se aplica al ladrillo proporciona abundante humedad para la transferencia de sales solubles del mortero al ladrillo. Cualquier material soluble, presente en el mortero en cantidades apreciables, será llevado al ladrillo proporcionalmente a la cantidad de humedad transferida.

El caso más simple de contaminación del ladrillo por sales solubles es la migración de soluciones de álcalis libres del mortero a la pieza. Este caso no es solamente el más simple también es el más común. Durante la etapa de construcción de edificaciones de mampostería de ladrillo extruido, para vivienda en México, es común observar grandes cantidades de eflorescencia en todos los muros recién construidos (fig. 1.7).

La experiencia ha mostrado que el 0,1 por ciento de álcalis libres en un cemento portland utilizado en morteros comunes ocasionará “salitre” en muros recién construidos; por consiguiente, si se quiere evitar esta eflorescencia, la cantidad de álcalis libres del cemento debe ser menor a ésta. Sin embargo esta severa limitación del contenido de álcalis solubles en agua puede ser satisfecha solamente por unos cuantos cementos además del cemento con escoria de alto horno y de morteros para albañilería hechos de cemento con escoria (BIA, 1985).

Se sospecha que el contenido de sulfatos en el cemento puede ser tan significativo como el contenido de álcalis en contribuir a la eflorescencia. Los métodos modernos de producción del cemento, que buscan el ahorro de energía, pueden resultar en cantidades más grandes de sulfatos en los productos terminados (BIA, 1985).

Se ha demostrado que la adición de cal, arcilla o arena a la mezcla de mortero no contribuye a la eflorescencia generalmente. De hecho, estos ingredientes tienden a diluir los efectos negativos de un cemento con grandes cantidades de álcalis. Sin embargo, una solución limpiadora que contenga ácido clorhídrico puede producir cloruro de calcio muy soluble el cual puede migrar a la superficie (BIA, 1985).

No obstante, la cal en el mortero es muy importante para lograr buena adherencia entre los ladrillos y una junta impermeable.

La arena no es soluble en agua. Sin embargo las arenas utilizadas en el mortero de cemento pueden estar contaminadas con materiales que contribuyan a la eflorescencia. Esta contaminación puede incluir: agua de mar, tierra, plantas y compuestos orgánicos en descomposición, entre otros.

Cuando se han establecido los mecanismos que ocasionan la eflorescencia e identificado las fuentes de sales o humedad (usualmente esto último), se puede proponer una corrección adecuada. Las soluciones al problema de eflorescencia generalmente consisten en impedir la entrada de humedad a la mampostería y en remover la eflorescencia del muro.

La aplicación de un recubrimiento a un muro de mampostería puede prevenir la recurrencia de sales eflorescentes. Sin embargo, su aplicación en mampostería con tendencia a la eflorescencia, sin detener primero el mecanismo que la ocasiona, puede llevar a la desintegración de la mampostería.

Como se ha mencionado, la humedad que penetre la mampostería seguirá formando soluciones salinas. Después, a medida que el agua viaje hacia la superficie tratada, la mayor parte será detenida en el límite interior de la penetración del recubrimiento (usualmente de 3 a 6 mm) desde la superficie. En este punto, el agua se evaporará, pasando a través del área tratada como vapor sin mayor problema. Sin embargo las sales solubles contenidas se depositarán dentro de la mampostería en el punto donde el agua se evapora. La formación de cristales, en ese punto, puede desarrollar presiones muy grandes que pueden resultar en el desconchamiento del ladrillo. Es por eso que los recubrimientos no se recomiendan como un tratamiento de los problemas de eflorescencia (BIA, 1985).

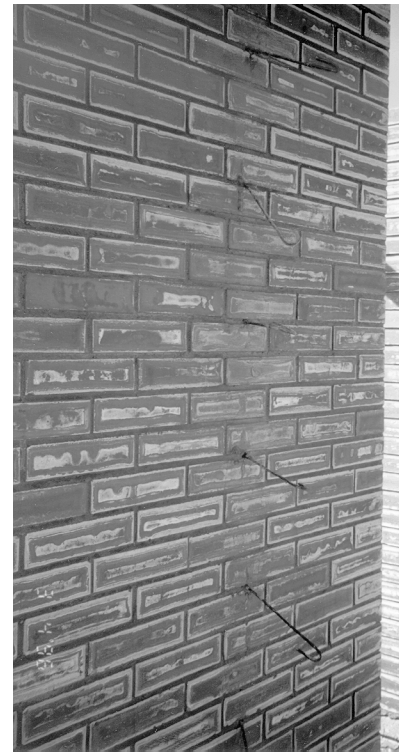


Figura 1.7 Eflorescencia en muros nuevos

Generalmente, la remoción de sales eflorescentes de las cara de la mampostería es una operación relativamente fácil.

No es recomendable lavar con agua la eflorescencia del ladrillo de la mampostería salvo en climas secos y cálidos, ya que esto resulta en mayor humedad disponible que puede traer más sales a la superficie. Muchas de las sales eflorescentes pueden removerse con aire seco a presión.

1.4 COMPORTAMIENTO SÍSMICO OBSERVADO

La mampostería reforzada, se ha empleado desde los años 60 en la construcción de estructuras, sobre todo aquéllas destinadas a habitación. La posibilidad de colocar refuerzo y de colar castillos interiores, aprovechando los huecos de este tipo de muros, permite una mayor variedad de soluciones estructurales en comparación con la de ladrillo macizo.

En general, la mampostería con refuerzo interior ha tenido un desempeño adecuado, sin embargo, después de sismos particularmente intensos se ha observado daño severo en edificaciones con baja densidad de muros y/o con defectos constructivos como la existencia de oquedades producto de un mal llenado de concreto fluido en los huecos de las piezas.

En algunos ensayos de elementos de mampostería de ladrillos huecos ante una sola o unas cuantas aplicaciones de carga se ha observado un comportamiento esencialmente frágil, debido a que la ocurrencia del agrietamiento diagonal va seguida de concentraciones de esfuerzos de compresión en las esquinas, que ocasionan fallas locales de las paredes de los bloques, y desprendimiento de grandes proporciones de ellas, con lo que la capacidad del tablero desciende bruscamente (Meli, Zeevaert y Esteva, 1968).

1.4.1 Colombia

La mampostería reforzada fue introducida en Colombia a mediados de los años setenta. Por eso son pocos los edificios de mampostería reforzada que han sido afectados por los sismos más intensos (García y Yamín, 1992).

Durante el sismo del 23 de noviembre de 1979, un grupo de edificios de mampostería de ladrillos de arcilla huecos sufrieron daño extenso y en algunos casos colapso parcial, debido a deficiencias en el diseño y construcción (Schultz, 1993). La omisión de trabes y de refuerzo horizontal, así como el relleno incompleto de las celdas verticales, se incluyeron entre las causas que contribuyeron a un desempeño inadecuado.

García y Yamín (1992) mencionan otro ejemplo: un grupo de edificios de cinco niveles de apartamentos, algunos de ellos todavía en construcción, ubicados en la ciudad de Popayán presentaron daños graves, colapsando dos de ellos durante el sismo del 31 de marzo 1983 (fig. 1.8). Afortunadamente ninguno de estos apartamentos había sido ocupado todavía. Estos edificios se construyeron con ladrillos de arcilla con perforaciones verticales de 80×80 mm dentro de algunas de las cuales se colocó refuerzo vertical. No se utilizaron elementos estructurales horizontales (trabes) y tampoco refuerzo horizontal en las juntas. Los muros del primer nivel fallaron por cortante. Aquellos edificios que no colapsaron mostraban agrietamiento correspondiente a fallas incipientes por cortante. El refuerzo vertical de los edificios colapsados mostró zonas que estaban oxidadas, significando celdas con relleno inexistente o pobre. La comisión investigadora del sismo no pudo disponer de los documentos de diseño y construcción, por eso no se realizó ninguna investigación formal posterior al sismo. Se desconocen las normas de diseño utilizadas. El asunto se arregló fuera de los tribunales entre las partes involucradas y esto impidió cualquier estudio de la falla adicional a las observaciones del equipo de evaluación. Este caso fue una de las principales razones para incluir un capítulo de mampostería estructural en el código colombiano, que no existía en ese tiempo.

El sismo de Popayán del 31 de marzo 1983 tuvo una magnitud m_b de 5,5 con su epicentro localizado a 10 km de la ciudad y una profundidad focal de tan sólo 5 km. Las edificaciones más afectadas estuvieron en el rango de tres a cinco pisos.



Figura 1.8 Edificio de mampostería reforzada de 4 pisos. Colapso del primer nivel

1.4.2 Chile

En Chile se ha utilizado la mampostería reforzada desde mediados de los sesenta y, en general, las estructuras han mostrado un desempeño adecuado (Hidalgo, 1992). Sin embargo, durante el sismo del 3 de marzo de 1985, la mampostería reforzada construida con ladrillos huecos exhibió un desempeño pobre, en comparación con el resto de construcciones chilenas, principalmente porque los diseñadores aplicaron el reglamento UBC a un sistema que tiene diferencias significativas, en comparación con la mampostería reforzada en E.U.

Según Hidalgo (1992), el uso de mampostería reforzada de ladrillos huecos en Chile se desarrolló como evolución de la construcción tradicional de mampostería confinada; los ladrillos con huecos verticales se empezaron a fabricar industrialmente y se comenzó a utilizar refuerzo vertical en los huecos de las piezas para evitar los castillos exteriores. Entre 1975 y 1985 los diseñadores adoptaron las disposiciones del capítulo 24 del UBC para un tipo de construcción que presentaba diferencias significativas de la mampostería de piezas de arcilla huecas en E.U.: las piezas tenían menor resistencia a compresión, no se realizaron pruebas de prismas, el refuerzo horizontal fue escasamente utilizado, los huecos con refuerzo vertical se rellenaban al tiempo que se construía cada hilada utilizando el mismo mortero como lechada, y la proporción y resistencia del mortero eran las mismas que la utilizadas tradicionalmente en morteros de mampostería confinada. Esta situación explica las características y la extensión del daño producido por el sismo del 3 de marzo de 1985 en estructuras de tres y cuatro niveles.

Esencialmente el daño no fue uniforme debido a que el comportamiento de estas construcciones es gobernado por cortante y su resistencia esta influenciada grandemente por la resistencia del mortero, la

adherencia entre pieza y mortero, así como por el tamaño y resistencia de las columnas ahogadas. La ocurrencia de las primeras grietas inclinadas está determinada por la resistencia a tensión diagonal de la mampostería. La ausencia de refuerzo horizontal permitió la propagación del agrietamiento inicial. Entre las edificaciones de mampostería construida con ladrillos de arcilla huecos, fue muy común observar grietas diagonales (en X) y grietas horizontales entre mortero y piezas. Algunas veces, edificios con el mismo proyecto estructural presentaron grados de daño completamente diferentes cuando fueron construidos por compañías constructoras distintas. El tipo de falla por flexión, evidenciado por signos de fluencia del refuerzo vertical o por aplastamiento del talón en compresión fue muy poco frecuente, y lo mismo ocurrió con daño debido a comportamiento sísmico fuera del plano de los muros, mostrando la efectividad de las dalas horizontales de concreto reforzado.

Los ladrillos de arcilla huecos fabricados en Chile, conocidos como tipo “rejilla” (fig. 1.9), difieren considerablemente de los empleados en E.U. y Canadá. Durante el sismo de 1985, la mampostería construida utilizando piezas tipo “rejilla” exhibió resistencias notoriamente bajas al corte y a compresión. Además, los pequeños huecos para el refuerzo vertical hicieron difícil construir una columna continua de material de relleno para adherir el refuerzo. Otro problema identificado en edificios de mampostería de arcilla reforzada y que contribuyó a su notablemente pobre desempeño durante el sismo de 1985 fue el empleo de morteros de baja calidad. También se ha sugerido que el tratamiento dado a la mampostería reforzada de piezas de arcilla en el código chileno colocó inapropiadamente demandas sísmicas altas en estos sistemas (Schultz, 1993).

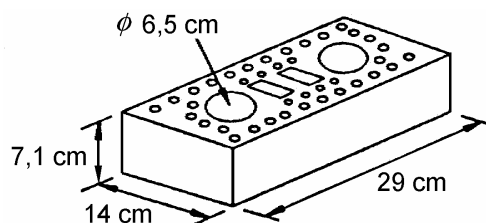


Figura 1.9 - Ladrillo tipo rejilla

Actualmente, en el código chileno la resistencia supuesta para mampostería reforzada de piezas de arcilla huecas es más conservadora que la propuesta en el UBC; se especifica la proporción para el mortero si no se realizan ensayos, se exige una lechada de cemento con fluidez de media a alta, y los ensayos de prismas son obligatorios a menos que se utilice un valor de resistencia a compresión de la mampostería muy conservador.

1.4.3 Perú y Costa Rica

En Perú se ha observado agrietamiento inclinado en muros de edificios configurados pobremente y colapso parcial de muros de mampostería reforzada con celdas verticales rellenas parcialmente y/o rellenas con mortero en lugar de concreto fluido (Schultz, 1993).

De entre los errores comunes en la construcción de mampostería con refuerzo interior, San Bartolomé (1994) destaca: a) el empleo de unidades con perforaciones pequeñas para alojar el refuerzo vertical; b) el traslape del 100 por ciento del refuerzo vertical en el primer nivel; y c) la falta de supervisión.

En Costa Rica, una configuración estructural y detallado inadecuados han sido las razones del desempeño inadecuado de los edificios de mampostería reforzada durante sismos.

1.5 INVESTIGACIÓN NACIONAL

1.5.1 Instituto de Ingeniería

Fueron varias las investigaciones experimentales que en el Instituto de Ingeniería se llevaron a cabo a finales de los sesenta y principios de los setenta en relación con la mampostería de piezas perforadas; se hará referencia a tres informes: el primero de ellos se tituló “Comportamiento de muros de mampostería hueca ante carga lateral alternada” (Meli, Zeevaert y Esteva, 1968), el segundo “Comportamiento de muros de mampostería sujetos a carga lateral” (Meli y Salgado, 1969) y el tercero “Efectos de hundimientos diferenciales en construcciones a base de muros de mampostería” (Meli y Hernández, 1975).

1.5.1.1 Trabajo de Meli, Zeevaert y Esteva

Se ensayaron dos muros de mampostería reforzada (refuerzo interior). Los especímenes, de ladrillos de arcilla huecos, se ensayaron en compresión diagonal, sometiéndolos a doce ciclos de carga lateral alternada con una amplitud de deformación constante. Las variables principales fueron el refuerzo vertical interior, la amplitud de deformación en los ciclos y la carga vertical. Se utilizó refuerzo horizontal y vertical a espaciamientos pequeños.

Los especímenes ensayados fueron tableros de 285×325 cm (fig. 1.10) contruidos sobre una viga de concreto a la cual se anclaban por medio de su refuerzo interior. En la parte superior, los muros terminaban en una dala de 20 cm de peralte. En algunos huecos de los bloques se colaron castillos con refuerzo, según se consigna en la tabla 1.1. También se colocó refuerzo horizontal cada dos hiladas.

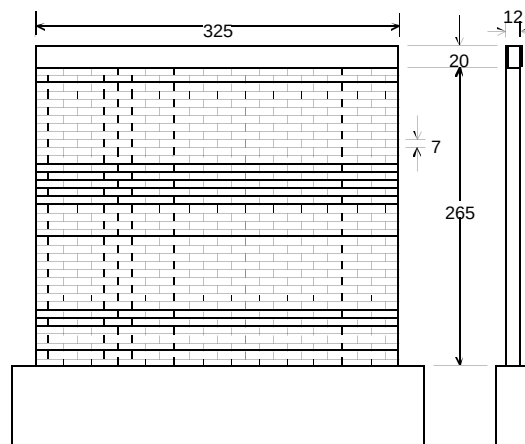
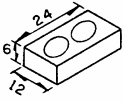


Figura 1.10 - Especimen tipo

Se utilizó ladrillo hueco de barro comprimido de dimensiones nominales $60 \times 120 \times 240$ mm, con relación de área neta a área bruta de 65 por ciento, resistencia a la compresión de una pieza sola de 220 kg/cm^2 o $21,7 \text{ MPa}$ (sobre área bruta) y para un espécimen de relación de esbeltez igual a la de los muros aquí ensayados, de 152 kg/cm^2 ($14,9 \text{ MPa}$); el módulo de elasticidad fue $40,000 \text{ kg/cm}^2$ (3920 MPa). Para las juntas se empleó, mortero de cemento y arena en proporción 1 a 3, en volumen.

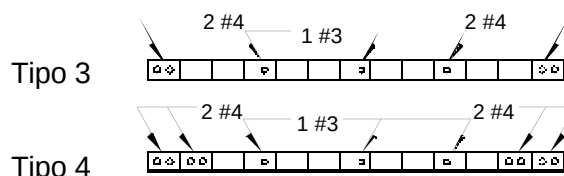
Tabla 1.1 Propiedades de los especímenes

Muro	Material	Refuerzo vertical tipo	Refuerzo horizontal	f'_m , kg/cm^2	concret o f'_c , kg/cm^2	morter o f'_b , kg/cm^2	edad, días
305	 THR	3	$\phi 2,5 \text{ mm}$ @ 2 hiladas ¹	40	205	202	20
306		4	$f_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$ (245 MPa)	40	251	183	26

THR—Ladrillo hueco recocido de barro comprimido

¹ $p_h = 0,03\%$ ($p_h f_y = 0,7 \text{ kg/cm}^2$)

$1 \text{ kg/cm}^2 = 0,0981 \text{ MPa}$



Como refuerzo vertical se usaron varillas no. 3 ($\phi=9,5$ mm) y no. 4 ($\phi=12,7$ mm), tabla 1.1. Horizontalmente se colocaron alambres de $\phi=2,5$ mm con $f_y=2500$ kg/cm² (245 MPa).

Para los castillos interiores se usó concreto con tamaño máximo de agregado de 3/8" (9,5 mm), de 200 mm de revenimiento y resistencia nominal a la compresión $f'_c = 250$ kg/cm² (24,5 MPa); las resistencias medidas se encuentran en la tabla 1.1.

La reacción vertical en el extremo cargado se tomó por medio de un apoyo en la dala superior que impedía el desplazamiento vertical, asegurando el movimiento horizontal por medio de rodillos; se producía así, en la esquina cargada, una fuerza vertical de aproximadamente el mismo valor de la horizontal (la diferencia se debe al peso propio); componiendo las dos fuerzas se obtiene una carga en dirección diagonal; por ello se denomina compresión diagonal a este tipo de ensaye (fig. 1.11).

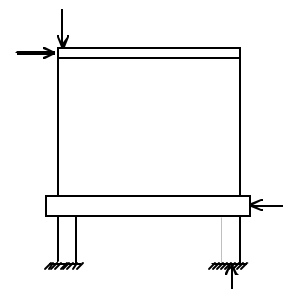


Figura 1.11 - Ensaye en compresión diagonal

Simultáneamente a la carga horizontal se aplicó en uno de los muros (306), carga vertical por medio de un sistema de cuatro gatos, cada uno de los cuales tensaba seis varillas ancladas a la dala superior del muro. Esta carga se mantuvo constante a lo largo de la prueba. El valor aplicado se indica en la tabla 1.2.

Se aplicaron a los dos muros doce ciclos de carga lateral hasta una deformación máxima constante en ambas direcciones. Una vez completados se llevó el muro a la falla (en intervalos de deformación).

Tabla 1.2 Resultados

Muro	Tipo de prueba	Carga vertical aplicada	Deformaciones angulares			Carga horizontal		
			máxima prom. en los ciclos	primer agriet.	carga máxima	agrietamiento	máxima	falla
305	compresión diagonal	0	0,0030	0,0008	0,0014	8,4 t (82 kN)	9,6 t (94 kN)	9,6 t (94 kN)
306	compresión diagonal	20 t (196 kN)	0,0030	0,0008	0,0015	21,0 t (206 kN)	21,7 t (212 kN)	3,3 t (32 kN)

En la tabla 1.2 se presentan la carga horizontal correspondiente al primer agrietamiento, la máxima (alcanzada casi siempre en el primer ciclo), y la que se obtuvo al llevar los especímenes a la falla, después de los doce ciclos. También aparecen la deformación angular máxima en cada ciclo y la deformación aproximada del primer agrietamiento.

En la fig. 1.12 se presenta la historia de carga completa de uno de los especímenes. En la fig. 1.13 se muestra el patrón de agrietamiento del muro 305. Las grietas se formaron casi exclusivamente en el mortero y

sólo cerca de la falla afectaron a las piezas; en el muro 306, ensayado con carga vertical, las grietas atravesaron las piezas desde el principio; en ambos casos el agrietamiento se concentró casi exclusivamente en una sola grieta muy abierta. La presencia de carga vertical redujo la magnitud del agrietamiento pero no cambió su forma.

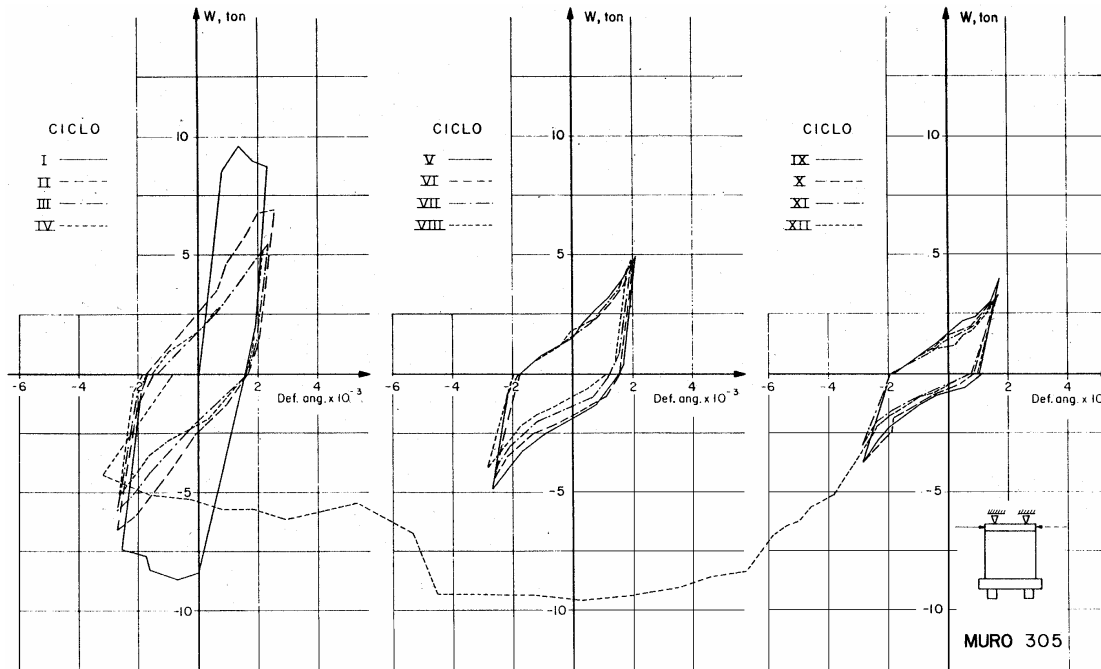


Figura 1.12 - Curvas carga-deformación angular (Meli, Zeevaert y Esteva, 1968)

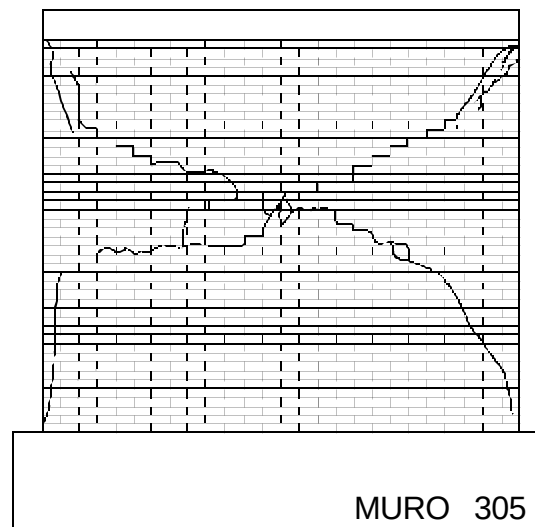


Figura 1.13 - Patrón de daño después de doce ciclos. Ensaye en compresión diagonal (Meli et al., 1968)

Según Meli et al. (1968) los resultados no mostraron ninguna contribución significativa del refuerzo utilizado ($p_{hfy} = 0,68 \text{ kg/cm}^2$) para mejorar el comportamiento de los especímenes después de agrietados.

1.5.1.2 Trabajo de Meli y Salgado

Una segunda serie de 10 tableros de $200 \times 200 \text{ cm}$ se ensayó bajo carga lateral monótona en una sola dirección; modificando de uno a otro espécimen el refuerzo y las condiciones de carga (ver tabla 1.3).

Los ensayos se efectuaron con dos modalidades de carga: compresión diagonal y en voladizo. En el primer tipo de ensaye se limitan las deflexiones verticales en el extremo de aplicación de la carga, eliminando los efectos de flexión (fig. 1.11). Este tipo de carga es representativo de muros en los que sólo la fuerza cortante es importante y la flexión y carga axial tienen poca relevancia o son resistidas por elementos adicionales. El ensaye en voladizo consiste en someter al muro a una carga lateral en un extremo donde las deformaciones están permitidas (fig. 1.14); en este caso, las combinaciones de solicitaciones sobre una estructura no pueden ser totalmente representadas ya que la relación entre momento flexionante y fuerza cortante permanece constante. En ocasiones, durante la prueba en voladizo, se aplica una carga vertical uniforme y constante.

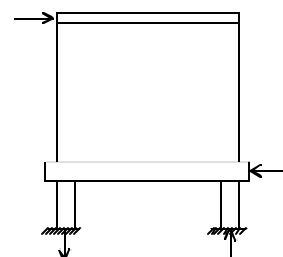
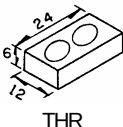


Figura 1.14 - Ensayo en voladizo

Se utilizó ladrillo hueco de barro comprimido de dimensiones nominales $60 \times 120 \times 240 \text{ mm}$ con dos huecos circulares, con relación de área neta a área bruta de 0,65; la resistencia a compresión de la mampostería determinada sobre área neta en pilas de tres piezas fue $f'_m = 152 \text{ kg/cm}^2$ (14,9 MPa); el módulo de elasticidad fue 40000 kg/cm^2 (3920 MPa) y el peso volumétrico de 1500 kg/cm^3 . Para las juntas se empleó, mortero de cemento y arena en proporción 1 a 3, en volumen. Como refuerzo vertical se utilizaron barras no. 5, 3 y 2,5 con esfuerzo nominal de fluencia de 4200 kg/cm^2 (410 MPa).

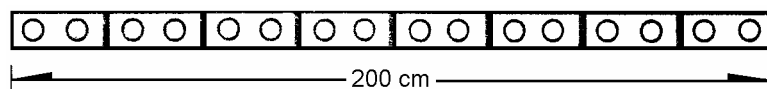
Tabla 1.3 Propiedades de los especímenes (Meli y Salgado, 1969)

Muro	Material ¹	Refuerzo vertical		Concreto ² f'_c , kg/cm^2	Mortero f'_b , kg/cm^2	Edad, días	Tipo de prueba
		Extremos	Interior				
701		2 - no. 3		196	248	61	voladizo
702		4 - no. 5		334	233	56	
703		4 - no. 5		177	245	24	
704		4 - no. 5		156	218	22	
705		4 - no. 5		128	256	36	
706		2 - no. 5		150	220	37	
707		2 - no. 3		141	294	35	
708		4 - no. 5	3 - no. 2,5	169	274	33	compresión diagonal
709		4 - no. 5		168	311	23	
710		4 - no. 5		220	281	25	

¹ $f'_p = 340 \text{ kg/cm}^2$ (sobre área neta)

² resistencia del concreto colado en los huecos

$1 \text{ kg/cm}^2 = 0,0981 \text{ MPa}$



Para los castillos interiores se usó concreto con tamaño máximo de agregado de 3/8" (9,5 mm); las resistencias medidas se encuentran en la tabla 1.3.

Simultáneamente a la carga horizontal, en cuatro de los muros (704, 705, 707 y 710) se aplicó carga vertical. Esta carga se mantuvo constante a lo largo de la prueba. El valor aplicado se indica en la tabla 1.4.

En la tabla 1.4 se presentan los esfuerzos (referidos al área transversal bruta del muro igual a 2400 cm²) correspondientes a la aparición de la primera grieta diagonal en la zona central del muro y la resistencia; además se presentan las deformaciones angulares asociadas.

Tabla 1.4 Resultados

Muro	Carga vertical aplicada	Rigidez inicial, ¹ t/rad x10 ⁻³	Esfuerzo cortante v , kg/cm ²		Distorsión, %	
			Agriet.	Máximo	Agriet.	$v_{\text{máx.}}$
701		9,0	1,1	1,2	0,14	0,40
702		10,0	1,6	2,4	0,05	0,22
703		22,0	2,2	2,8	0,11	0,32
704	15 t	6,8	4,5	5,3	0,16	0,27
705	30 t	20,0	5,0	8,2	0,16	0,35
706		52,0	1,8	2,1	0,21	0,45
707	15 t	45,0	5,5	6,6	0,27	0,40
708		50,0	3,7	5,2	0,16	0,85
709		36,2	2,6	2,7	0,14	0,18
710	7 t	38,0	2,9	3,3	0,12	0,28

¹ tangente inicial

1 kg/cm² = 0,0981 MPa

En las figs. 1.15 y 1.16 se presentan las curvas esfuerzo cortante–distorsión. La etapa inicial con comportamiento elástico fue relativamente pequeña. En general, la carga máxima se mantuvo constante para un intervalo apreciable de deformación, aunque acompañada de la separación, apreciada a simple vista, de las piezas atravesadas por el agrietamiento diagonal.

El muro ensayado en compresión diagonal (709) tuvo un comportamiento muy parecido al de un espécimen idéntico ensayado en voladizo (muro 702).

La presencia de refuerzo vertical en los huecos de piezas intermedias (especimen 708) redujo considerablemente el agrietamiento y aumentó la rigidez del muro.

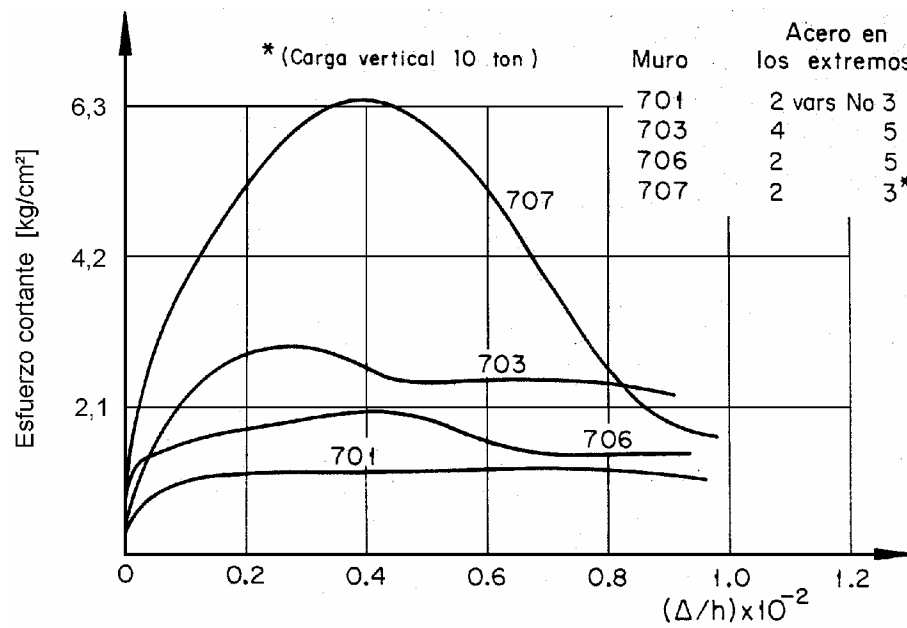


Figura 1.15 - Curvas esfuerzo cortante-distorsión (efecto del refuerzo)

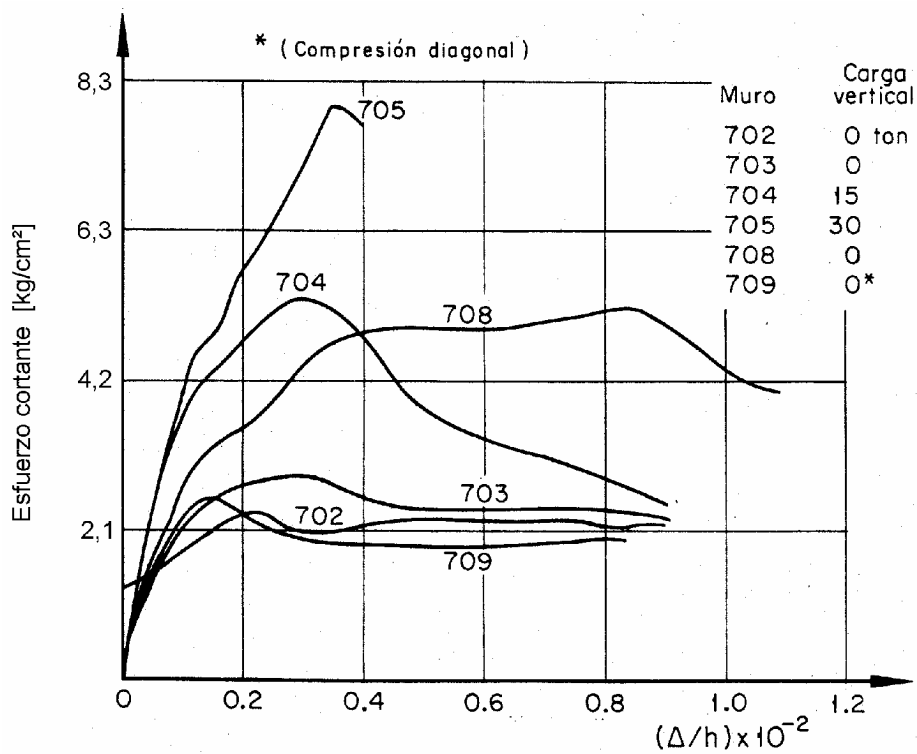


Figura 1.16 - Curvas esfuerzo cortante-distorsión (efecto de la carga vertical)

El agrietamiento horizontal en las juntas del extremo a tensión fue siempre reducido, aun para cantidades pequeñas de refuerzo vertical (fig. 1.17), ya que para cargas bajas se presentó el agrietamiento diagonal, que en este caso, siguió exclusivamente las juntas entre las piezas y el mortero. Una vez formada la grieta, la carga casi no aumentó y se mantuvo constante para deformaciones grandes. Solamente en el espécimen 707 se registraron deformaciones superiores a las de fluencia en el acero extremo aunque la falla se debió al agrietamiento diagonal.

En los muros con altos porcentaje de acero en los extremos, las grietas aparecieron diagonalmente atravesando indistintamente la pieza y el mortero; en este caso y con carga vertical elevada ($\sigma_0 = 12,5 \text{ kg/cm}^2$ o $1,22 \text{ MPa}$), el modelo 705 exhibió agrietamiento diagonal de manera brusca al alcanzar su resistencia (fig. 1.18) inmediatamente después perdió su capacidad ante cargas laterales.

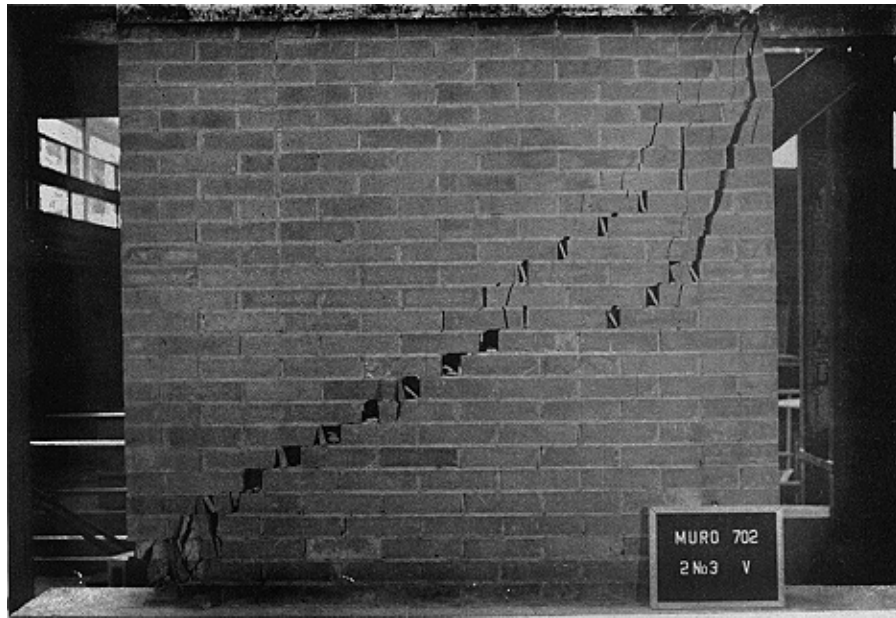


Figura 1.17 - Patrón de daño del espécimen 702 con poco refuerzo en los extremos

Las principales conclusiones de Meli y Salgado fueron:

1. En los muros de ladrillo hueco de barro, la resistencia puede estar limitada por insuficiente refuerzo vertical en los extremos.
2. La carga de agrietamiento para muros de piezas huecas es muy sensible a la calidad del mortero, por lo que los valores mencionados en el estudio sólo son aplicables si se usa mortero 1:3 (cemento:arena en volumen), cuidadosamente controlado.
3. La rigidez de este tipo de muros puede calcularse considerándolos como elementos monolíticos con deformaciones de flexión y cortante, usando un módulo de elasticidad de $50\,000 \text{ kg/cm}^2$ (4900 MPa).
4. La deformación angular que produce el agrietamiento inclinado de muros de mampostería de piezas huecas se encuentra entre 0,001 y 0,002.

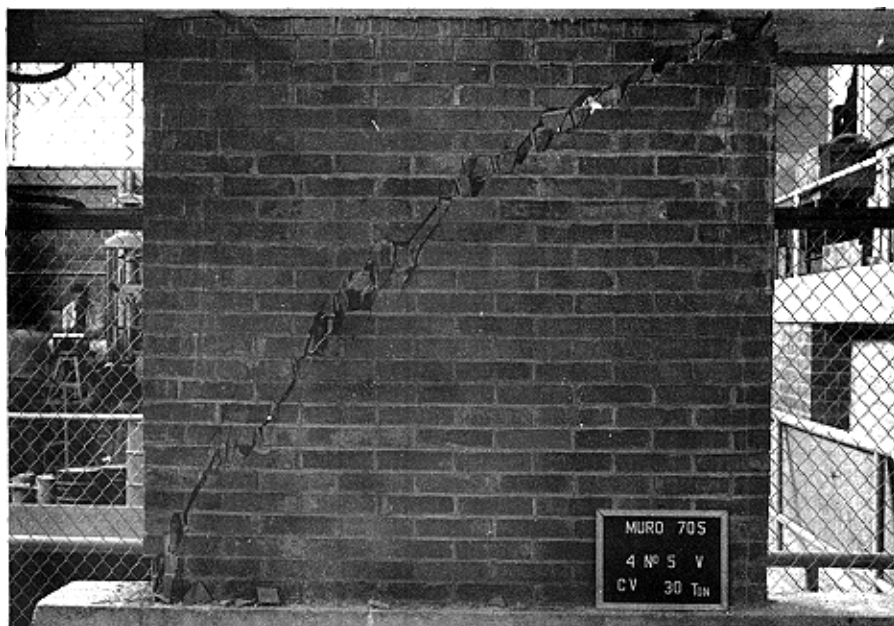


Figura 1.18 - Patrón de daño del espécimen 705 con carga vertical alta

1.5.1.3 Trabajo de Meli y Hernández

Meli y Hernández ensayaron muros y muretes en compresión diagonal para estudiar el efecto de deformaciones de cortante puro en muros de mampostería.

El programa experimental se dividió en dos partes: La primera consistió en el ensaye de 26 muros de 200×200 cm y se estudió el efecto del tipo de muro, de la carga vertical, del recubrimiento, del tipo de pieza y del mortero. La segunda consistió en el ensaye de 200 muretes de 40×40 cm y se estudió el efecto de la velocidad de carga, del tipo de pieza y mortero.

Se incluyeron seis tipos de tabique extruido, tres de los cuales eran perforados y tres multiperforados. En cuanto al mortero, se estudiaron tres proporcionamientos cemento:cal:arena. En la fig. 1.19 se muestran los distintos tipos de pieza y en la tabla 1.5 sus propiedades mecánicas.

Los muretes estuvieron formados por pieza y media en una dirección y seis hiladas aproximadamente. La carga se transmitió al murete mediante placas en ángulo con una longitud de apoyo de 50 mm.

Para cada murete se obtuvo la curva esfuerzo cortante (v) contra deformación angular (γ); en la fig. 1.20 se muestran curvas típicas.

En general los muretes de ladrillos perforados (V, VIII y IX) fallaron por cortante (se presentó una grieta en escalera siguiendo las juntas de mortero). Los muretes de ladrillos multiperforados tipo "panal" o "rejilla" fallaron por tensión diagonal (la grieta atravesó tanto el tabique como las juntas) cuando se utilizó mortero 1:0:3 y por cortante para los morteros pobres.

En las piezas multiperforadas, el mortero penetró en las perforaciones dando lugar a un anclaje mecánico. En estos casos, para que la junta pueda abrirse tiene que fallar el mortero en tensión o cortante; obteniéndose por tanto resistencias altas para morteros 1:0:3, pero no para morteros pobres.

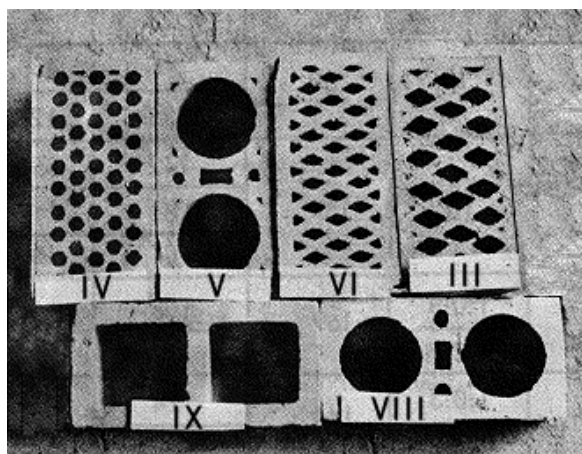


Figura 1.19 - Piezas empleadas en el estudio (Meli y Hernández, 1975)

Tabla 1.5 Propiedades de los materiales empleados

Pieza	f_p , ¹ kg/cm ²	An/Ab	Mortero	f_m , ² kg/cm ²	E_m , ³ kg/cm ²
III multiperforado tipo rejilla	157	0,80	1:0:3	142	56200
			1:2:9	86	31000
			1:1:6	104	50400
IV multiperforado tipo panal	169	0,72	1:0:3	108	44300
			1:2:9	78	38000
V perforado con dos huecos circulares	144	0,55	1:0:3	74	51200
			1:2:9	63	48500
VI multiperforado tipo rejilla	415	0,85	1:0:3	212	128800
			1:2:9	150	50000
			1:1:6	194	104200
VIII perforado con dos huecos circulares	250	0,60	1:0:3	121	86400
			1:2:9	98	70900
IX perforado con dos huecos cuadrados	111	0,55	1:0:3	84	43500
			1:2:9	58	30400

¹ Resistencia de la pieza sola

² Resistencia en pilas

³ Módulo de elasticidad en pilas

1,0 kg/cm² = 0,0981 MPa

Para los muretes construidos con ladrillos multiperforados el esfuerzo cortante resistente varió entre 4,5 y 10,3 kg/cm² (0,44 y 1,01 MPa). Para los muretes de piezas perforadas con dos huecos circulares o cuadrados (tipos V, VIII y IX) el esfuerzo cortante resistente varió entre 3,9 y 5,6 kg/cm² (0,38 y 0,55 MPa).

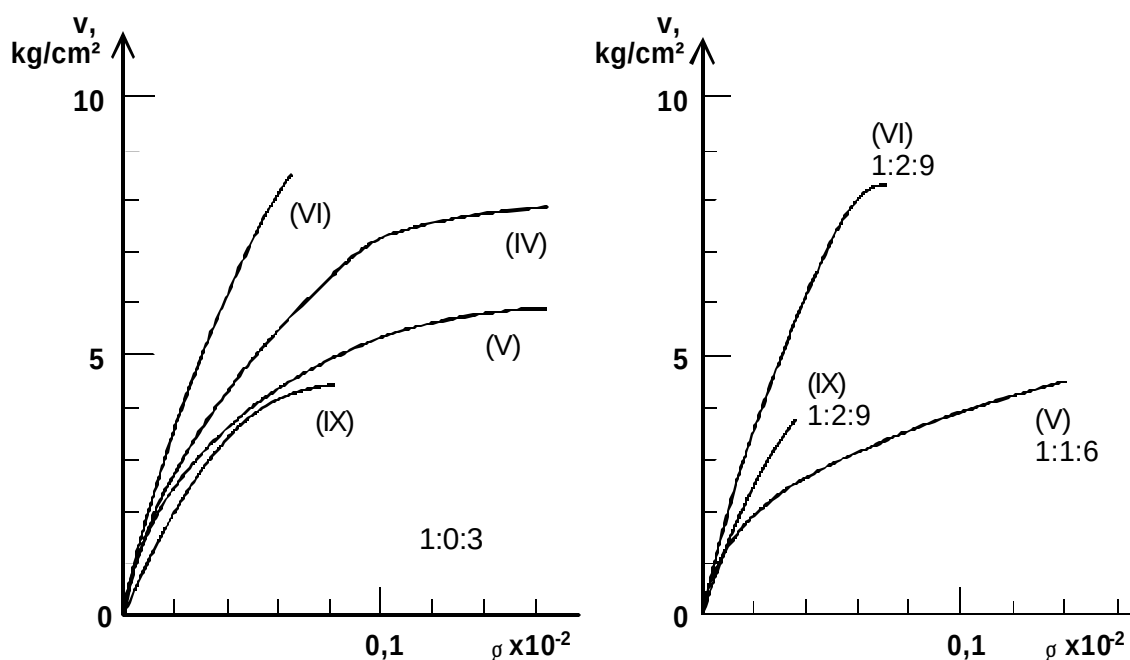


Figura 1.20 - Gráficas esfuerzo cortante-deformación angular de muretes

Los ensayos se realizaron con cuatro velocidades de deformación; en la más rápida, el murete se llevó a la falla en 20 minutos, aproximadamente, y en la más lenta en un lapso de dos meses. En el intervalo de velocidades estudiado no existió variación significativa en el esfuerzo y la deformación angular de agrietamiento. En la tabla 1.6 se presenta un resumen de los resultados.

Se observó una reducción del 50 por ciento en la resistencia cuando se utilizó mortero 1:2:9 con respecto al proporcionamiento 1:0:3 cemento:cal:arena en volumen.

La deformación angular de agrietamiento para piezas multiperforadas fue de aproximadamente 0,001, para los ladrillos perforados fue del orden de la mitad.

En los ensayos de muros se estudió el efecto de diversas variables en la relación distorsión-daño. Se emplearon únicamente dos tipos de mortero (1:0:3) y (1:2:9) y se estudiaron tres formas de estructuración: a) un marco perimetral de concreto de 7 cm de peralte y del espesor del muro, reforzado con dos varillas no. 4; b) un marco perimetral de 15 cm de peralte, con 4 varillas no. 4.; y, c) un marco perimetral de 7 cm de peralte y además tres castillos colados en los huecos de las piezas perforadas y reforzados con una varilla no. 4 en cada castillo. Como variables adicionales se estudiaron el recubrimiento de los muros (aplanado de yeso o de cemento) y la carga vertical.

Los muros se ensayaron aplicando incrementos de deformación constantes cada 24 h, y corrigiendo la presión dos o tres veces al día para mantener la deformación deseada. Los incrementos diarios correspondieron a una distorsión de aproximadamente 0,01 por ciento, esta velocidad se mantuvo constante hasta el primer agrietamiento diagonal y se aumentó progresivamente hasta obtener la falla en tres semanas, aproximadamente. En la tabla 1.7 se muestran las características de los especímenes ensayados y los resultados obtenidos.

Tabla 1.6 Resultados de ensayos en muretes

Pieza	Mortero	Velocidad	Tipo de falla ¹	V_{agr} , kg/cm ²	$V_{máx}$, kg/cm ²	g_{agr} , ² %	G_K , ³ kg/cm ²	G_{agr} , kg/cm ²
III multi- perforado tipo rejilla	1:0:3	$\frac{0,1\%}{10min}$	apoyo	4,5	4,5	0,120	11800	3400
	1:1:6		1	4,7	4,8	0,110	9000	4400
	1:2:9		1	3,0	3,0	0,105	8700	2900
	1:0:3	$\frac{0,1\%}{3h}$	1	4,2	4,5	0,080	12500	5300
	1:2:9		3	3,6	3,6	0,070	15200	5200
	1:0:3	$\frac{0,1\%}{2días}$	1	5,2	5,2	0,100	9300	5200
	1:1:6		1	3,3	3,9	0,110	8000	3000
	1:2:9		3	3,0	3,2	0,125	8300	2400
	1:0:3	$\frac{0,1\%}{45días}$	1	4,6	4,6	0,100	9600	4500
	1:2:9		1	2,9	3,7	0,100	9200	2900
IV multi- perforado tipo panel	1:0:3	$\frac{0,1\%}{10min}$	1	8,2	8,2	0,160	10600	5200
	1:2:9		2	3,7	3,9	0,095	8300	3800
V perforado circular	1:0:3	$\frac{0,1\%}{10min}$	1	3,7	4,3	0,085	9900	4900
	1:1:6		3	4,2	5,2	0,105	7200	4000
	1:2:9		2	2,7	2,7	0,060	10900	4500
VI multi- perforado tipo rejilla	1:0:3	$\frac{0,1\%}{10min}$	1	8,8	8,8	0,080	18700	11500
	1:1:6		1	7,7	7,8	0,080	18100	9100
	1:2:9		1	3,4	3,7	0,060	15900	5300
	1:0:3	$\frac{0,1\%}{3h}$	1	10,3	10,3	0,105	25000	11500
	1:2:9		1	5,3	5,4	0,090	20200	5400
VIII perforado circular	1:0:3	$\frac{0,1\%}{10min}$	2	4,8	4,8	0,090	14300	5500
	1:1:6		2	2,8	2,8	0,065	19000	4500
	1:2:9		2	3,1	3,1	0,070	15500	4800
	1:0:3	$\frac{0,1\%}{3h}$	2	4,0	4,0	0,045	9300	9300
	1:2:9		2	3,0	3,0	0,040	7400	7400
	1:0:3	$\frac{0,1\%}{2días}$	2					
	1:2:9		2	3,2	3,2	0,050	6900	6900
	1:0:3	$\frac{0,1\%}{45días}$	2	3,9	3,9	0,065	10500	6000
	1:2:9		2					
IX perforado cuadrado	1:0:3	$\frac{0,1\%}{10min}$	1	5,4	5,4	0,140	8900	4000
	1:2:9		2	1,7	1,7	0,030	8000	6300
	1:2:9	$\frac{0,1\%}{3h}$	2	1,9	1,9	0,045	9700	4700
	1:0:3		1	5,6	5,6	0,140	7000	3900
	1:2:9	$\frac{0,1\%}{2días}$	2	3,2	5,6	0,035		8100

¹ 1 Por tensión diagonal; 2 por cortante; y 3 combinada² Deformación angular de agrietamiento³ Rigidez angular en el tramo pseudoelástico (rigidez secante a 0,5 v_{max})

Tabla 1.7 Resultados de ensayos en muros

No.	Pieza	Mortero	Estruc- turación ¹	Otras características	Tipo de falla ²	V _{agr} , kg/cm ²	V _{máx} , kg/cm ²	g _{agr} , ³ %	G _K , ⁴ kg/cm ²	G _{agr} , ⁵ kg/cm ²
6	III multi- perforado tipo rejilla	1:0:3	1	rec. yeso*	3	5,4	5,4	0,127	4200	4200
13		1:2:9	2		2	2,7	2,7	0,039	7100	6900
7		1:0:3	2	rec. mortero*	1	5,8	5,8	0,138	4100	4300
23	IV multi- perforado tipo panal	1:2:9	1		2	3,7	3,7	0,098	3700	3700
15		1:0:3			1	5,4	5,4	0,130	4000	4100
24		1:0:3		esf. vert. (3,7)*	1	7,5	7,5	0,199	4100	3800
18	V perforado circular	1:2:9	1		2	2,3	2,3	0,029	8400	8000
22		1:2:9		esf. vert. (3,6)*	3	4,5	4,5	0,103	4200	4400
4		1:0:3		esf. vert. (3,6)*	3	3,5	3,5	0,032	11000	11000
20		1:0:3		esf. vert. (7,8)*	1	5,6	6,4	0,094	7000	6000
25		1:0:3		rec. yeso*	1	4,8	4,8	0,173	2800	2800
17	VI multi- perforado tipo rejilla	1:2:9	1		2	6,6	6,6			
26		1:2:9			2	6,3	6,3	0,083	7200	7600
21		1:2:9		rec. yeso*	1	8,1	8,1	0,118	7000	6900
19		1:0:3			2	8,2	9,1	0,051	17000	16000
9	VIII perforado circular	1:0:3	1		2	3,0	3,0	0,055	4300	5400
10		1:0:3	1	rec. mortero*	2	5,2	5,2	0,090	5400	5900
11		1:0:3	3		2	4,1	4,7	0,031	14100	13000
5	IX perforado cuadrado	1:0:3	1		1	3,2	3,4	0,058	5200	5600
3		1:0:3	2		2	2,3	3,1	0,064	6300	3600
12		1:0:3	3	—	3	2,8	2,8	0,030	8400	9200

- ¹ 1 Marco perimetral de 7 cm de peralte reforzado con dos varillas no. 4 ($\phi = 12,7$ mm)
2 Marco perimetral de 15 cm de peralte reforzado con cuatro varillas no. 4
3 Marco perimetral de 7 cm de peralte con dos varillas no. 4 y 3 castillos interiores con una varilla no. 4 c/u
- ² 1 Por tensión diagonal
2 Por las juntas
3 Combinada
- ³ Deformación angular de agrietamiento
- ⁴ Rigidez angular promedio en el tramo antes del agrietamiento
- ⁵ Rigidez angular al agrietamiento
- * Recubrimiento de aproximadamente 10 mm de espesor, colocado sobre una sola cara del muro
- * Entre paréntesis el valor del esfuerzo por carga vertical sobre área bruta, en kg/cm²

El esfuerzo cortante de agrietamiento varió entre 2,3 y 8,2 kg/cm² (0,23 y 0,80 MPa). La relación entre resistencia de muros y muretes fue, en promedio, 0,8. En los muros se observó la misma influencia de la calidad del mortero y del tipo de pieza que en los muretes. En general, la carga máxima fue igual o ligeramente superior a la de agrietamiento.

En las figs. 1.21 y 1.22 se muestran algunas curvas típicas esfuerzo cortante (v) contra deformación angular (γ); se aprecia que el comportamiento fue sensiblemente lineal hasta el agrietamiento, después del cual tuvieron una ligera reserva de carga y una ductilidad apreciable cuando el marco exterior fue de 15 cm de peralte, y una disminución continua de la resistencia al aumentar la deformación para marcos delgados (fig. 1.21). Así mismo, en la fig. 1.22 se aprecia el efecto del mortero en la resistencia del muro.

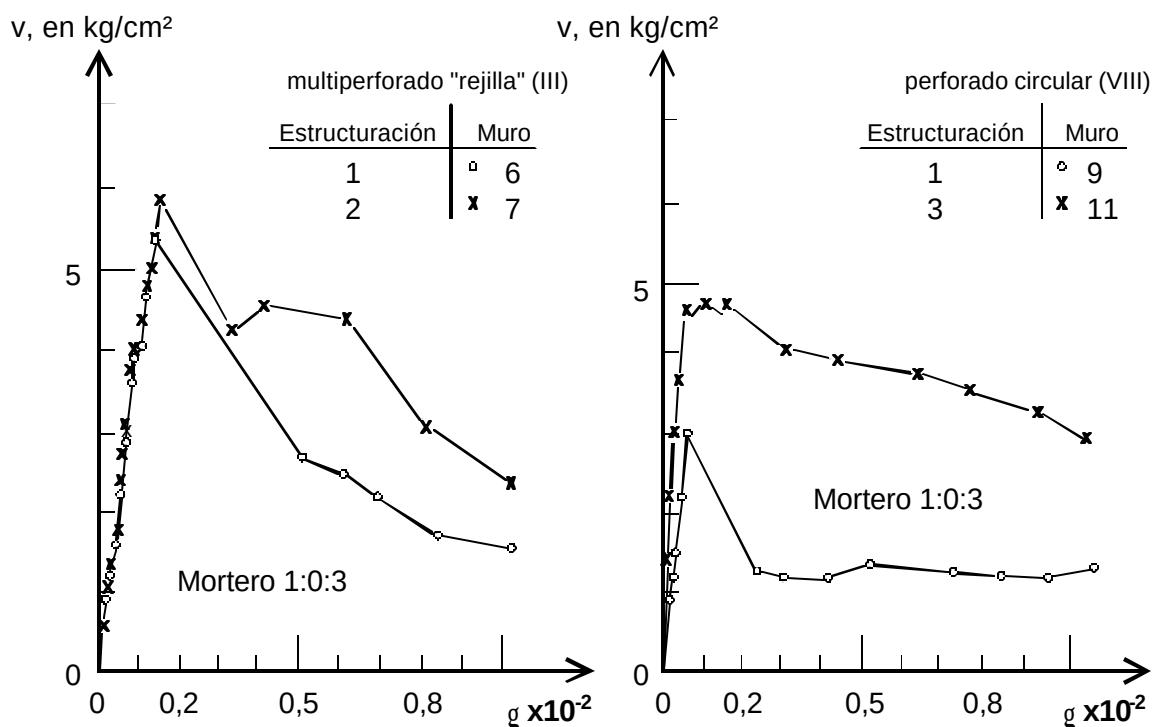


Figura 1.21 - Efecto del marco confinante

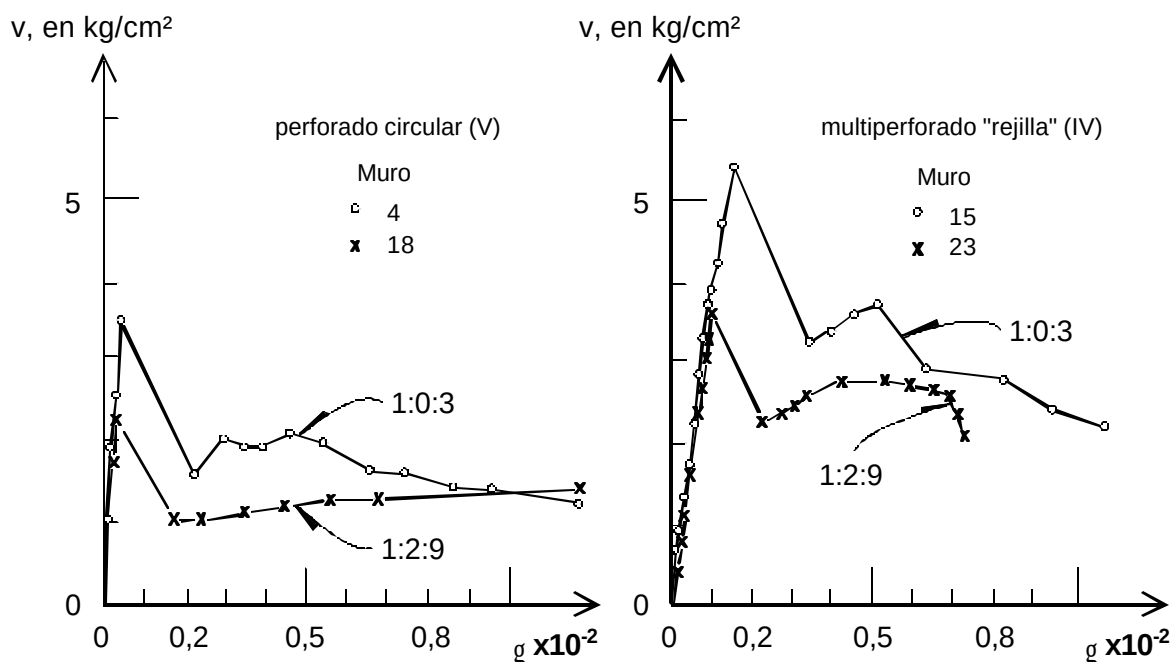


Figura 1.22 - Efecto del mortero en la resistencia del muro

De la fig. 1.21 se aprecia que al variar el tamaño del castillo no se produjo una diferencia importante en los principales parámetros de la curva. Los castillos colados en el interior de los huecos aumentaron la rigidez y resistencia, pero redujeron, para el único caso estudiado, la deformación de agrietamiento.

El comportamiento después del agrietamiento dependió de las características del refuerzo exterior; cuando el marco de concreto fue débil, la resistencia disminuyó en forma continua y rápida al aumentar la deformación después del primer agrietamiento, mientras que para castillos robustos se tuvo una ductilidad considerable.

En la fig. 1.23 se comparan las curvas carga-deformación de muros con diferente recubrimiento. El aplanado contribuyó a distribuir y uniformizar el estado de esfuerzos en el muro; se observó un incremento en la resistencia, especialmente cuando el recubrimiento fue de mortero de cemento; la deformación de agrietamiento fue mayor cuando existió recubrimiento, aún cuando fue aplanado de yeso.

El recubrimiento de yeso contribuyó con una resistencia promedio al cortante de 1,25 kg/cm² mientras que el de mortero lo hizo con 2,0 kg/cm², aproximadamente; esto representa un incremento de casi 50 por ciento en la resistencia respecto al muro sin aplanado (se aplicó un recubrimiento de 10 mm de espesor aproximadamente en una sola cara).

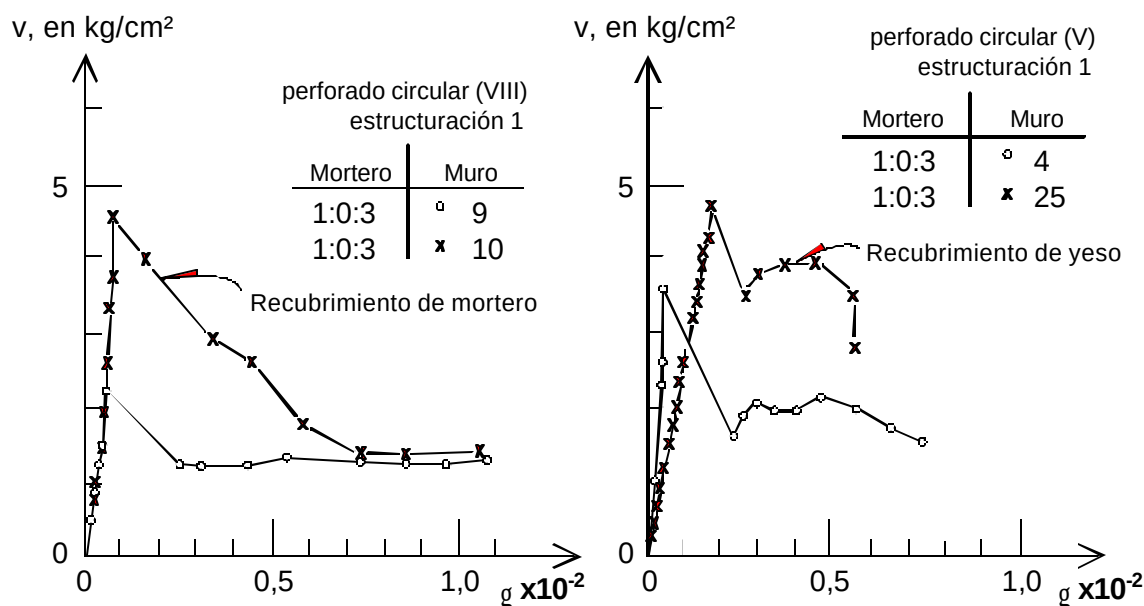


Figura 1.23 - Efecto del recubrimiento

En la fig. 1.24 se aprecia el efecto de la carga vertical en la forma de la curva. La presencia de carga vertical sobre el muro aumentó en forma significativa la resistencia y distorsión de agrietamiento; su efecto en la rigidez no fue muy claro; en algunos casos se observó un incremento de la rigidez y en otros una disminución de la carga vertical.

En la fig. 1.25 se muestran algunas curvas deformación angular (γ) contra anchura de grieta media (ω); esta relación fue sensiblemente lineal en todo el intervalo, y dependió de la magnitud de la deformación del primer agrietamiento y de las características de los materiales y el refuerzo.

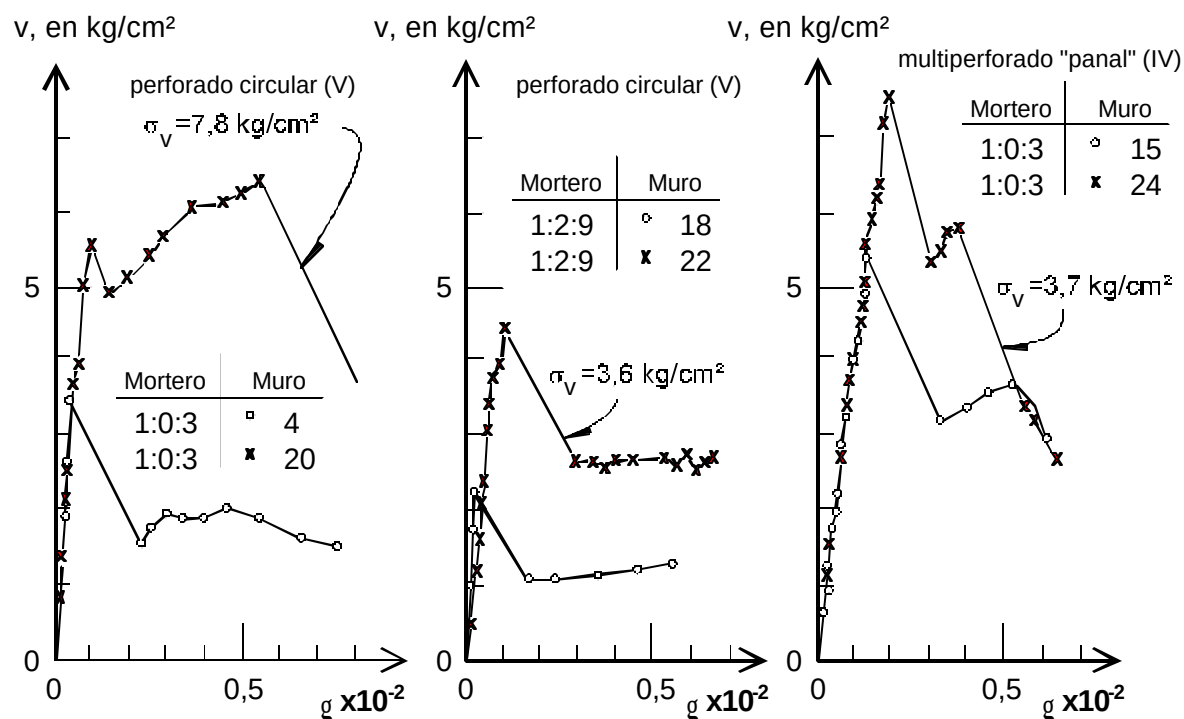
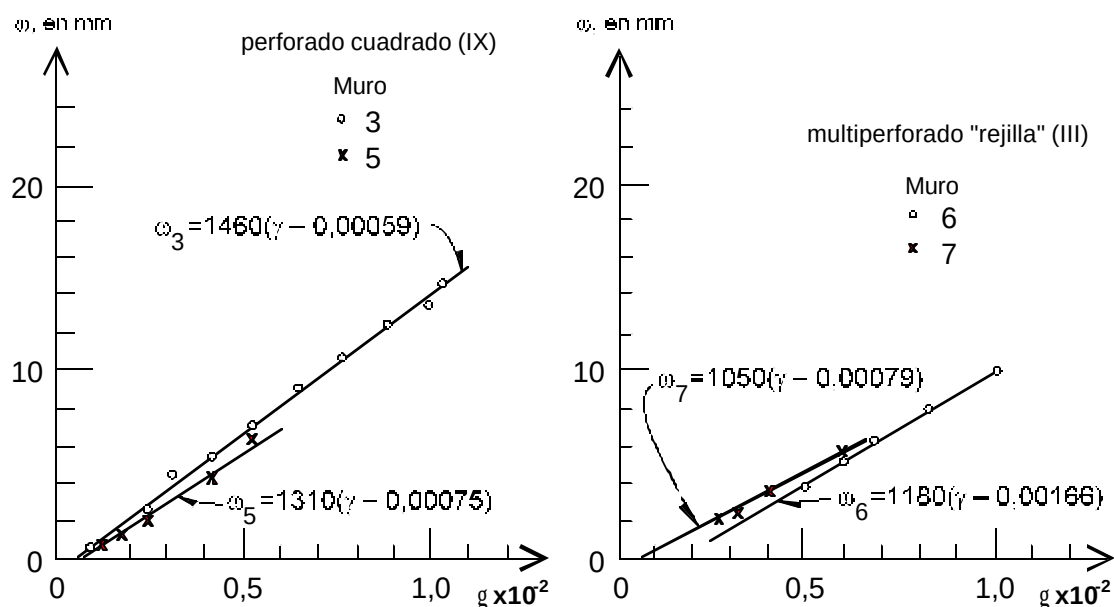
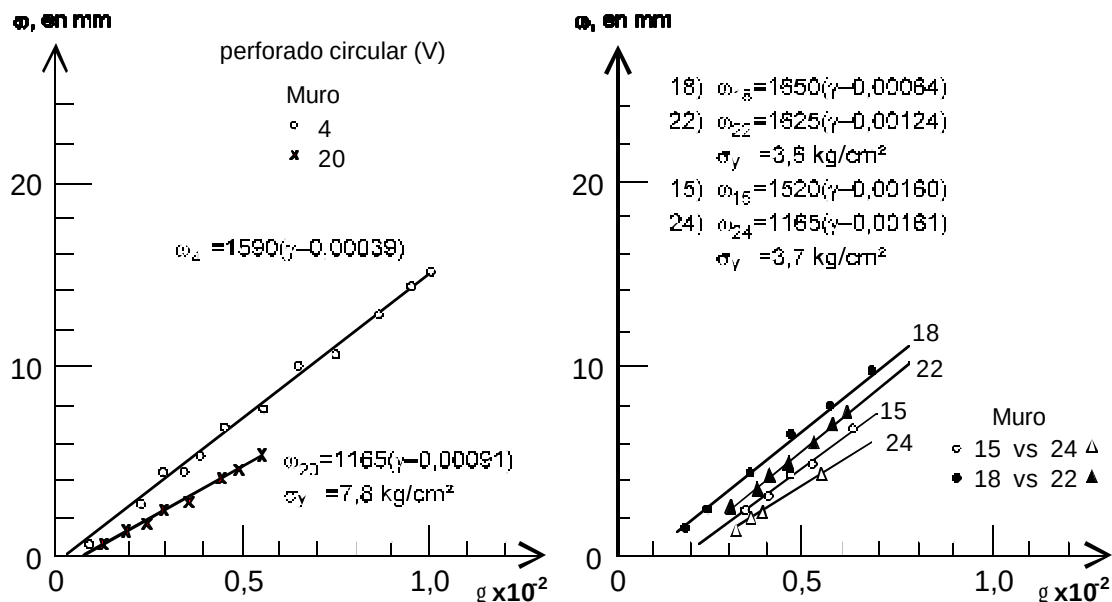


Figura 1.24 - Efecto de la carga vertical

Figura 1.25 - Ancho de grieta (w) vs deformación angular del muro (g)



En las figs. 1.25 y 1.26 se muestra el efecto de distintas variables en la relación distorsión–anchura de grieta, apreciándose que las que más influyeron en esta relación fueron el tamaño del castillo exterior y la carga vertical.

Meli y Hernández establecieron una expresión general aproximada para estimar la anchura de grieta en el muro en función de la deformación angular:

$$w = a(g - g_0) \quad (1.1)$$

donde:

- w es el ancho máximo de grieta en mm
- γ la deformación angular del muro
- γ_0 la deformación angular al primer agrietamiento

De los resultados experimentales obtuvieron para α y γ_0 los valores de la tabla 1.8.

Tabla 1.8 Relación distorsión–daño de muros

Tipo de pieza	γ_0 Primer agrietamiento	α Pendiente de la recta	$\gamma_{0.5}$ Anchura de grieta de 0,5 mm	γ_{muros} Sin castillo para falla estructural	γ_{muros} en castillos	
					Inicio daño en el castillo	Falla estructural
Ladrillo multiperforado (tipo panal)	0,0010	1300	0,0015	0,006	0,006	0,010
Ladrillo hueco	0,0005	1500	0,0010	0,003	0,006	0,010

Las principales conclusiones de Meli y Hernández fueron:

1. La resistencia, rigidez y deformación angular de agrietamiento, γ_0 , no varían en forma significativa cuando la velocidad de distorsión es tal que el muro es llevado a la falla en un lapso comprendido entre 10 min y 2 meses.
2. Para el intervalo de proporcionamientos usados, el mortero modifica sólo ligeramente la deformación de agrietamiento, y en forma más importante la resistencia y rigidez.
3. La mampostería de piezas multiperforadas se agrietó para un valor medio de distorsión de 0,0005.
4. La presencia de carga vertical sobre los muros aumenta significativamente la resistencia y la deformación de agrietamiento de la mampostería.
5. El confinamiento exterior (castillos y dalas) prácticamente no influyó en la resistencia y deformación de agrietamiento de la mampostería, aun cuando su influencia fue definitiva en el comportamiento después del primer agrietamiento. Los muros confinados fueron capaces de soportar deformaciones varias veces superiores a la del primer agrietamiento, sin que se afectara su capacidad de carga.
6. El refuerzo en el interior de las piezas huecas (refuerzo vertical) aumentó la fuerza cortante resistente pero no la deformación de agrietamiento, y para las cuantías de refuerzo empleadas dio lugar a un comportamiento postagrietamiento inferior al de los muros confinados con castillos y dalas.
7. La distorsión de agrietamiento aumenta cuando el muro tiene aplanado de yeso o de cemento.
8. La contribución de un aplanado de yeso es de aproximadamente $1,0 \text{ kg/cm}^2/\text{cm}$ de recubrimiento, mientras la de uno de cemento es del doble, aproximadamente.

1.6 INVESTIGACIÓN EN EL EXTRANJERO

Se presenta una recopilación de resultados de ensayos experimentales en especímenes de mampostería de piezas perforadas (huecas y macizas), llevados a cabo en Chile, Argentina, Perú, Eslovenia, Alemania, China y Suiza.

1.6.1 Chile

1.6.1.1 Trabajo de Diez y colaboradores

Esta investigación experimental (Diez et al., 1988) se llevó a cabo para estudiar el comportamiento de muros de mampostería de unidades cerámicas (del tipo rejilla con huecos) ante carga lateral alternada. Los ladrillos tenían dos huecos y fueron hechos a máquina por Ladrillos Princesa S.A.; su denominación comercial era Ladrillo Titán liviano (fig. 1.27). Las variables del estudio fueron el tipo y cuantía de refuerzo y la relación de aspecto de los muros. La cuantías de refuerzo vertical colocadas condujeron a que el comportamiento de los muros estuviera controlado por corte.

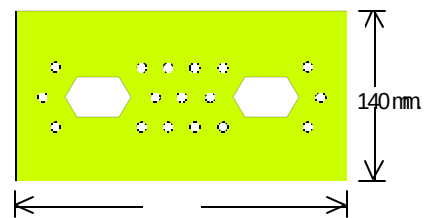


Figura 1.27 - Ladrillo empleado

Se construyeron tres series de muros con dimensiones nominales de $240 \times 240 \text{ cm}$ y de $120 \times 240 \text{ cm}$ empleando piezas cerámicas industrializadas y mortero con un proporcionamiento en volumen de $1:\frac{1}{2}:4$ (cemento:cal:arena), ver tablas 1.9 y 1.10. En ellos se colocaron cuantías horizontales que iban del 0,20 por ciento al 0,60 por ciento mediante distintos tipos de refuerzo, tabla 1.11.

Tabla 1.9 Propiedades de los ladrillos

Propiedad-característica	valor
Longitud	290 mm
Anchura	140 mm
Altura	71 mm
Area neta / área total	59,4 %
Peso volumétrico	1,9 t/m ³ (18,6 kN/m ³)
Resistencia a compresión ASTM	305 kg/cm ² (30,0 MPa)
Módulo de ruptura	18 kg/cm ² (1,8 MPa)

Tabla 1.10 Propiedades de la mampostería

Resistencia a compresión, f_m (prismas de esbeltez 5)	138 kg/cm ² (13,5 MPa)
Módulo de elasticidad, E_m	80 315 kg/cm ² (7 876 MPa)
Compresión diagonal, v_m	10,6 kg/cm ² (1,04 MPa)
Módulo de rigidez al corte, G_m	15 660 kg/cm ² (1 535 MPa)

Notas:

Fluidez inicial del mortero = 130 ± 5%

Resistencia del mortero, f_b = 195 kg/cm² (19,1 MPa)

Tabla 1.11 Características de los modelos

Tipo	Espécimen	h/d	Refuerzo vertical			Refuerzo horizontal/transversal		
			tipo	cuantía	acero	tipo	cuantía	acero
Mampostería c/ refuerzo vertical	MPG	1	B 4φ16 R 2φ8	0,0027	A63-42H	—	—	—
	MPE	2	B 4φ16	0,0049	A63-42H	—	—	—
Mampostería reforzada	MAG1	1	B 4φ16					
	MAG2	1	R 2φ8	0,0027	A63-42H	7 ESC.	0,00062	AT56-50H
	MAE1	2						
	MAE2	2	B 4φ16	0,0049	A63-42H	7 ESC.	0,00062	AT56-50H
Mampostería confinada	MRG1	1	C 4φ12	0,0028	A63-42H	Eφ8 @12 Eφ6 @20	zc 0,006 zn 0,002	A44-28H
	MRG2	1	D 4φ12	0,0162	A44-28H	Eφ6 @10 Eφ6 @20	zc 0,004 zn 0,002	A44-28H
	MRE1	2	C 4φ12	0,0056	A63-42H	Eφ8 @12 Eφ6 @20	zc 0,006 zn 0,002	A44-28H
	MRE2	2	D 4φ12	0,0162	A44-28H	Eφ6 @10	zc 0,004	A44-28H

Notas:

B barras de borde

R barras de repartición

C castillos

D barras de repartición

zc zona crítica de los elementos de confinamiento, 60 cm a partir de cada esquina

zn zona normal comprendida entre zonas críticas

Las modalidades de refuerzo empleadas fueron las más comunes en Chile en la década de los ochenta: armado vertical en los huecos de las piezas y refuerzo horizontal en las juntas de mortero (mampostería reforzada) y elementos de concreto reforzado que confinan al muro de mampostería simple (mampostería confinada). La escalerilla electrosoldada fue uno de los refuerzos colocados horizontalmente en las juntas de mortero. Este tipo de refuerzo es similar al empleado en México. Se fabrica mediante la soldadura eléctrica de pequeños travesaños de alambre de acero de 4,2 mm de diámetro nominal a dos alambres longitudinales del mismo diámetro. La separación entre los travesaños es de 40 cm. Un esfuerzo de fluencia promedio de 7540 kg/cm^2 (739,7 MPa) se reportó durante las pruebas de materiales para este tipo de refuerzo.

Se consideraron relaciones de aspecto de 1 y 2 para los especímenes. En la fig. 1.28 se presenta la geometría de los modelos. El tipo de ensaye fue en voladizo aplicando ciclos de carga lateral alternada. No se aplicó carga vertical.

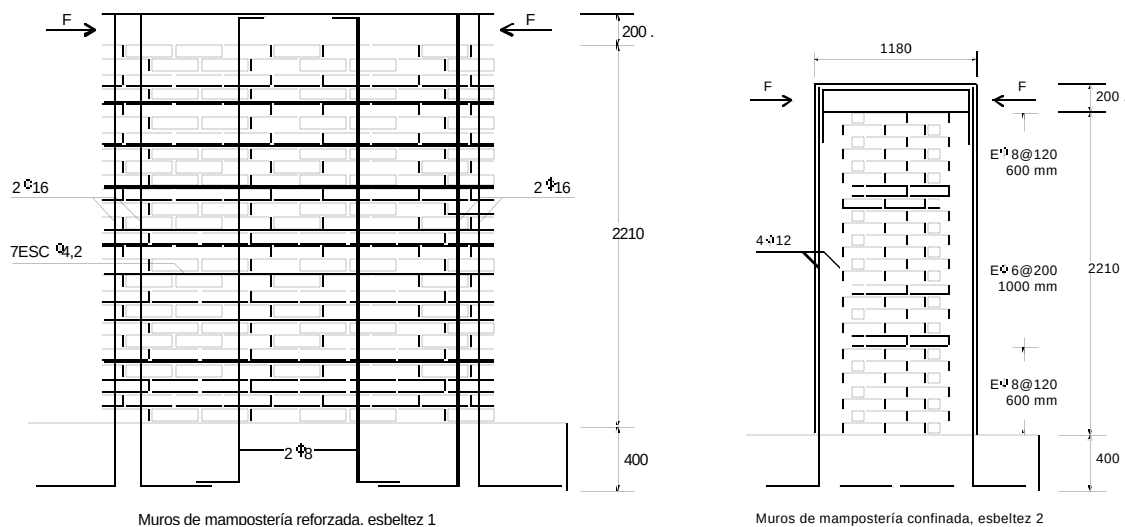


Figura 1.28 - Geometría de los especímenes

De las curvas histeréticas se obtuvieron los valores de carga y deformación correspondientes a puntos relevantes del ensaye como el primer agrietamiento por flexión y la primera grieta diagonal por corte. En la tabla 1.12 se presentan estos puntos como valores medios del ciclo positivo y negativo correspondientes.

Las curvas de la fig. 1.29 corresponden a la envolvente de los semiciclos positivos de los ensayos. Las curvas para los ciclos negativos presentaron una tendencia semejante.

Los muros de mampostería confinada y los de mampostería reforzada tuvieron un comportamiento similar en cuanto a resistencia y capacidad de deformación sin importar su relación de aspecto. Sin embargo, se observó un mejor comportamiento para desplazamientos importantes en muros confinados. Los muros esbeltos presentaron mejores comportamientos que se reflejaron por una capacidad de deformación superior. La degradación de rigidez se vio disminuida por la colocación de elementos de confinamiento, sin embargo se incrementó con la esbeltez sin importar el tipo de refuerzo.

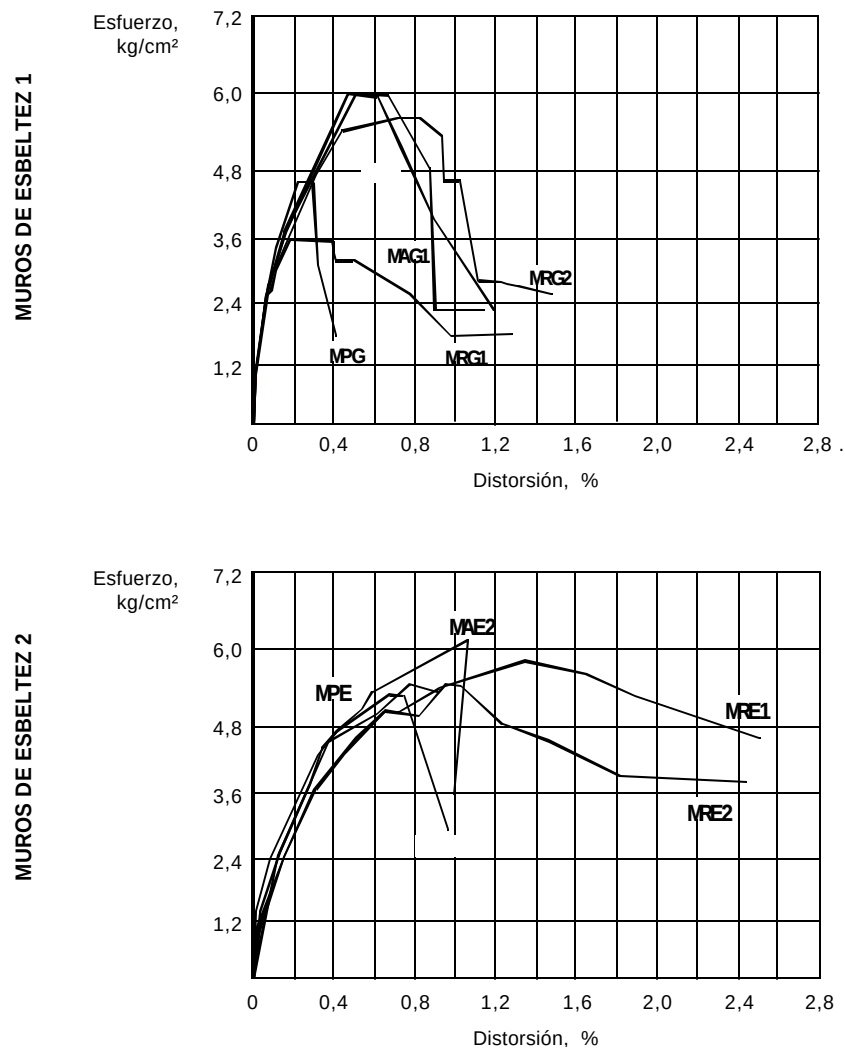


Figura 1.29 - Envolventes de respuesta de los especímenes ensayados (Diez et al., 1988)

En cuanto a la ductilidad, se presentaron incrementos de hasta el 200 por ciento al comparar los muros de mampostería con refuerzo interior con los de mampostería confinada. La degradación de la resistencia fue alta en todos los casos. Las conclusiones que Diez y sus colaboradores presentaron son las siguientes:

1. La falla por corte en muros sin refuerzo horizontal es muy frágil y se ve dominada por una grieta diagonal principal de va de esquina a esquina.
2. El refuerzo mediante escalerillas en las juntas de mortero controló el agrietamiento distribuyendo el daño y haciendo más gradual la falla. El confinamiento no evita la falla por corte, sin embargo proporciona mayor capacidad de deformación sin deterioro apreciable de la resistencia.
3. La colocación de refuerzo horizontal aumenta la capacidad resistente a corte de los muros. La efectividad del refuerzo mediante escalerilla fue buena, siempre que este refuerzo no alcance deformaciones de fluencia.
4. Desde el punto de vista de comportamiento sísmico, el mejor sistema de refuerzo para la mampostería es el confinamiento mediante elementos de concreto reforzado y escalerillas en las juntas de mortero para controlar el agrietamiento y el deterioro de las piezas.

Tabla 1.12 Resultados de los ensayos

Espécimen	M/Vd	1ª Fisura p/flexión		Agriet. diagonal		Carga máxima	
		V_f , kg/cm ²	R_f , %	V_{agr} , kg/cm ²	R_{agr} , %	V_{max} , kg/cm ²	R_{max} , %
MPG	1	1,98	0,031	5,06	0,266	5,06	0,266
MAG1	1	1,88	0,035	4,66	0,264	6,01	0,498
MAG2	1	2,00	0,042	4,78	0,224	6,24	0,440
MRG1	1	2,14	0,044	4,36	0,291	4,36	0,291
MRG2	1	1,91	0,023	4,86	0,230	5,86	0,508
MPE	2	1,93	0,058	4,32	0,401	5,62	0,679
MAE1	2	1,54	0,050	4,53	0,298	6,09	0,733
MAE2	2	1,61	0,052	4,83	0,382	6,69	0,948
MRE1	2	1,87	0,056	4,33	0,312	6,68	1,235
MRE2	2	2,32	0,081	3,75	0,231	6,31	0,974

Notas:

v esfuerzo cortante

R distorsión

1 kg/cm² = 0,0981 MPa**1.6.1.2 Trabajo de Astroza, Delfín y Fernández**

El objetivo de este trabajo fue estudiar, mediante ensayos de muretes sometidos a compresión diagonal, la influencia del mortero de junta y de el tipo de pieza en la resistencia al corte de mampostería de ladrillos cerámicos del tipo rejilla con huecos.

El estudio contempló el ensaye de 32 muretes contruidos con tres tipos diferentes de piezas y seis proporcionamientos diferentes de mortero. Se utilizaron tres tipos de piezas fabricadas industrialmente en Chile (fig. 1.30 y tabla 1.13). Todos los muretes se contruyeron sin llenar los huecos de las unidades. La edad del ensaye fue de 28 días. Los ensayos se realizaron en el Instituto de Investigaciones y Ensayes de Materiales (IDIEM) de la Universidad de Chile.

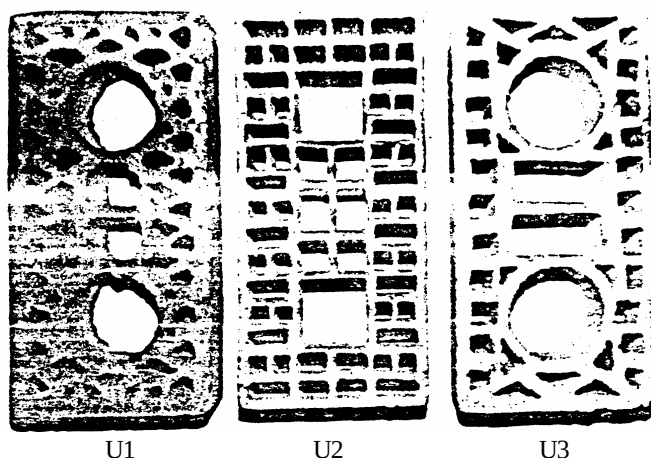


Figura 1.30 - Tipos de pieza utilizados

en el caso de falla por tensión diagonal.

En la tabla 1.14 se resumen los resultados obtenidos de los ensayos de prismas y muretes. La resistencia básica de corte, v_{bs} , se calculó como el cociente de la proyección de la carga sobre la dirección paralela a las juntas entre el área de la sección bruta del murete en la misma dirección.

El módulo rigidez a cortante se determinó como la pendiente de la secante que une el origen con el punto correspondiente al 50 por ciento del cortante máximo, v_{50} , de la curva esfuerzo cortante-deformación angular.

El modo de falla observado se ha indicado en la tabla 1.14, con la letra C cuando la falla es a través de las juntas y TD

Tabla 1.13 Propiedades promedio de las piezas

Propiedad-característica	Tipo de pieza		
	U1	U2	U3
Largo, mm	290,3	288,2	293,3
Anchura, mm	140,6	139,3	141,1
Alto, mm	71,6	69,9	72,0
Área, mm ²	40796	40350	41387
Área neta, mm ²	22690	16130	19180
% de perforaciones	44,5	60,3	53,7
Peso seco, g	3114	2435	2487
Peso específico, t/m ³ (kN/m ³)	1,91 (18,7)	2,15 (21,1)	2,06 (20,2)
Tasa inicial de absorción ¹ , g/cm ² /min	0,454	0,202	0,226
Resistencia a compresión ¹ , kg/cm ²	164	165	144
Módulo de ruptura ¹ , kg/cm ²	11,5	14,5	13,7

¹ Determinadas según normas ASTM

Las propiedades del mortero que más influyeron en la resistencia a compresión diagonal de la mampostería fueron la resistencia a compresión, f'_{br} , y la retentividad. Los valores mayores de esfuerzo cortante resistente, para un mismo tipo de mortero, se obtuvieron de los muretes contruidos con el tipo de pieza con el mayor módulo de ruptura y la menor tasa inicial de absorción.

En los comentarios concluyentes, los autores recomiendan utilizar piezas con baja tasa de absorción y alto módulo de ruptura pegadas con un mortero de buena retentividad, para garantizar una resistencia a cortante adecuada. Para mampostería de piezas con características y propiedades similares al tipo U1, recomiendan el uso de morteros con alto contenido de cemento y con la cantidad de cal necesaria para garantizar una retentividad superior al 70 por ciento.

Tabla 1.14 Resultados (Astroza, Delfín y Fernández)

Pieza	Mortero				f'_m , kg/cm ²	E_m , kg/cm ²	v_u , kg/cm ²	G_m , kg/cm ²	Modo de falla
	Proporción cemento:cal:arena	Retentivi- dad, ¹ %	Descenso de cono, ² mm	f'_b , ³ kg/cm ²					
U1	1:0:3	66,7	55	295	101	49 330	7,4	10 490	C
	1:1:3	79,5	70	223	107	50 470	6,6	11 020	TD
	1: ¼:3¾	70,3	55	218	96	43 260	6,6	9 830	TD
	1:½:4	71,3	55	183	97	44 770	6,3	8 490	TD
	1:0:5	48,7	55	105	59	32 650	3,5	5 540	C
	1:1:6	69,8	65	107	75	36 720	5,2	8 520	C
U2	1: ¼:3¾	70,3	55	218	116	86 920	10,7	15 970	TD
	1:1:6	69,8	65	107	83	67 060	9,6	14 910	TD
U3	1: ¼:3¾	70,3	55	218	118	99 250	10,3	16 230	TD
	1:1:6	69,8	65	107	93	86 580	8,7	15 550	TD

¹ Según norma ASTM C-109² Según norma neozelandesa³ Según norma ASTM C-91

1.6.2 Argentina

En el marco del plan de investigación “Comportamiento Estructural de la Mampostería” del Departamento de Estructuras de la Universidad Nacional de Córdoba (UNC), se realizaron una serie de ensayos de muros a escala natural de ladrillos cerámicos huecos (de los denominados como unidades cerámicas de tipo rejilla con huecos, en Chile), fig. 1.31 y tabla 1.15.

Los valores de la resistencia básica a la compresión y la resistencia básica al corte, se determinaron utilizando tres tipos diferentes de mortero. Los ensayos se realizaron de acuerdo con las normas argentinas para las construcciones sismorresistentes. Los resultados obtenidos se resumen en la tabla 1.16.

En total se ensayaron seis especímenes, dos de los cuales corresponden a modelos reparados (Decanini y Ochat, 1989). Los ensayos se realizaron en voladizo aplicando ciclos de carga lateral alternada en su plano, hasta la falla. Se comparan muros reforzados y muros confinados.

Los muros se construyeron empleando un mortero con proporción 1:0:4 (cemento:cal:arena) en peso. Las propiedades de los materiales empleados en la construcción de los especímenes se indican en las tablas 1.15 y 1.17. Las descripciones de las características de los especímenes se presenta en la tabla 1.18.

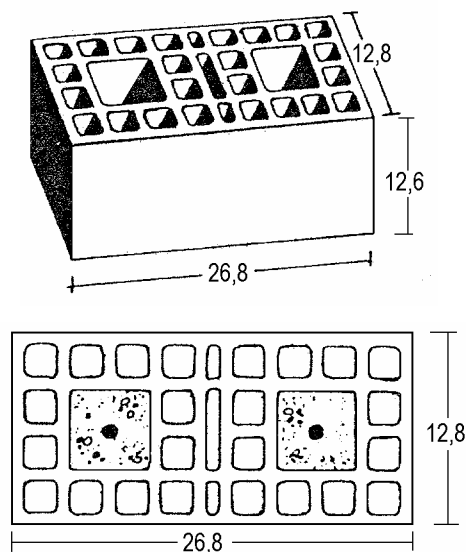
**Figura 1.31 - Ladrillos empleados**

Tabla 1.15 Propiedades de los ladrillos

Propiedad-característica	Valor
Área bruta, cm ²	343,0
Área neta, cm ²	160,5
Area neta / área bruta	47 %
Resistencia media a compresión (sobre área bruta)	173 kg/cm ² (17,0 MPa) CV 0,07

Tabla 1.16 Ensayes en muretes

Mortero Proporciones	$\bar{f}_m$, kg/cm ²	$\bar{V}_m$, kg/cm ²
1:0:3 (145 kg/cm ²)	58,8	8,5
1:0:4 (130 kg/cm ²)	66,2	6,1
1:1:6 (45 kg/cm ²)	65,3	6,2

1 kg/cm² = 0,0981 MPa

Tabla 1.17 Propiedades de la mampostería

Resistencia a compresión del mortero de juntas y rellenos ¹ f_b	130 kg/cm ² (12,7 MPa)
Resistencia a compresión de la mampostería, f_m	66 kg/cm ² (6,5 MPa) CV 0,17
Compresión diagonal, v_m	6 kg/cm ² (0,59 MPa) CV 0,14
Acero de refuerzo, f_y	4 400 kg/cm ² (431 MPa)

¹ medida en cubos de 15 cm

Tabla 1.18 Características de los especímenes

Especímen	Refuerzo vertical		Cuantía refuerzo horizontal	Sección horizontal, cm ²	Observaciones
	Extremo	Interior			
M9	2 ϕ 5/16"	—	—	3328	
M9-R	+	—	—	3328	bordes inferiores reparados
M10	1 ϕ 5/16"	0,15 %	0,13 %	2176	con abertura al centro
M10-R		0,15 %	0,13 %	2176	bordes inferiores reparados
M11		—	—	3328	bordes inferiores de concreto
M12		0,08 %	0,04%	3328	bordes inferiores de concreto

Nota: 5/16" = 8,0 mm

Los especímenes M10 y M12 (figs. 1.33 y 1.35) corresponden al tipo de mampostería reforzada. Su comportamiento se comparó con el de los especímenes M9 y M11 con refuerzo vertical concentrado en los extremos (figs. 1.32 y 1.34). Las reparaciones de M9 y M10 consistieron en retirar las piezas de los talones del muro y sustituirlas por concreto. También se colocaron estribos de 4,2 mm de diámetro separados 10 cm.

En la tabla 1.19 se indican los niveles máximos de carga alcanzados en los distintos especímenes así como las deformaciones (desplazamientos y distorsiones).

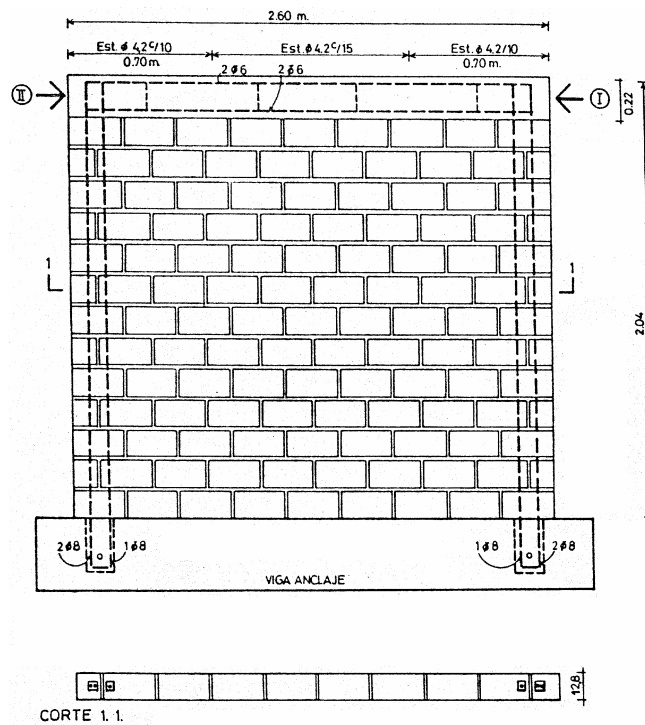


Figura 1.32 - Espécimen M9 (Decanini y Ochat, 1989)

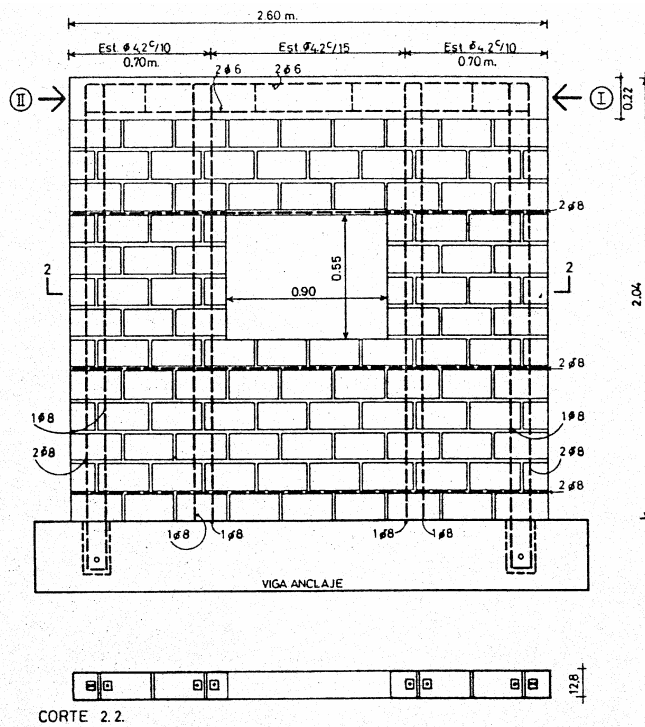


Figura 1.33 - Espécimen M10 (Decanini y Ochat, 1989)

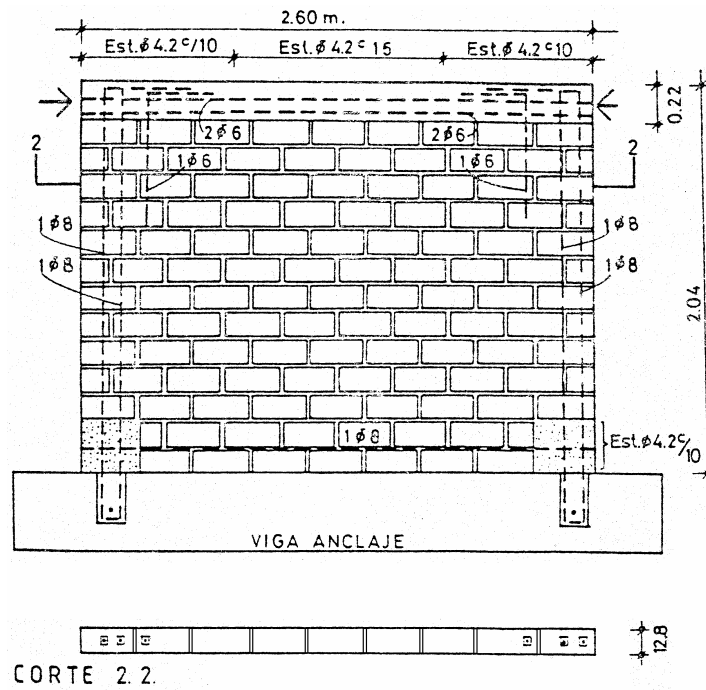


Figura 1.34 - Espécimen M11 (Decanini y Ochat, 1989)

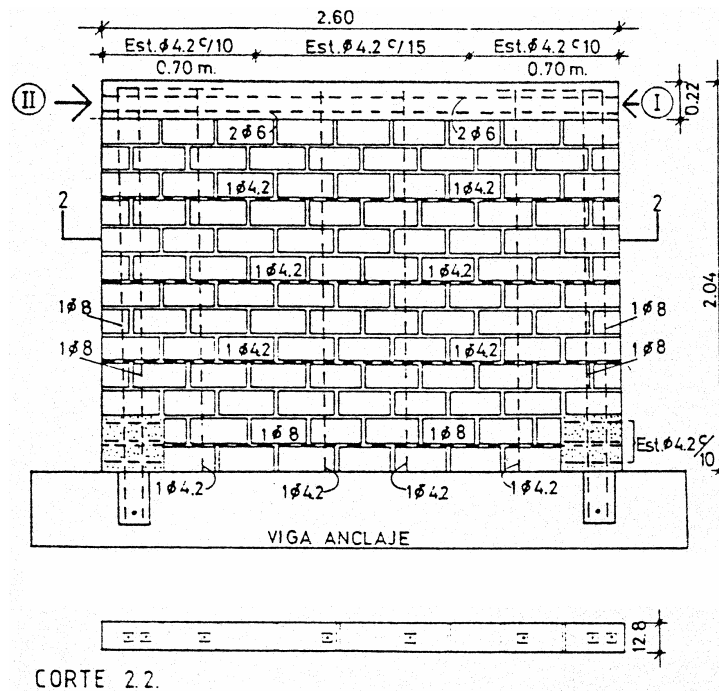


Figura 1.35 - Espécimen M12 (Decanini y Ochat, 1989)

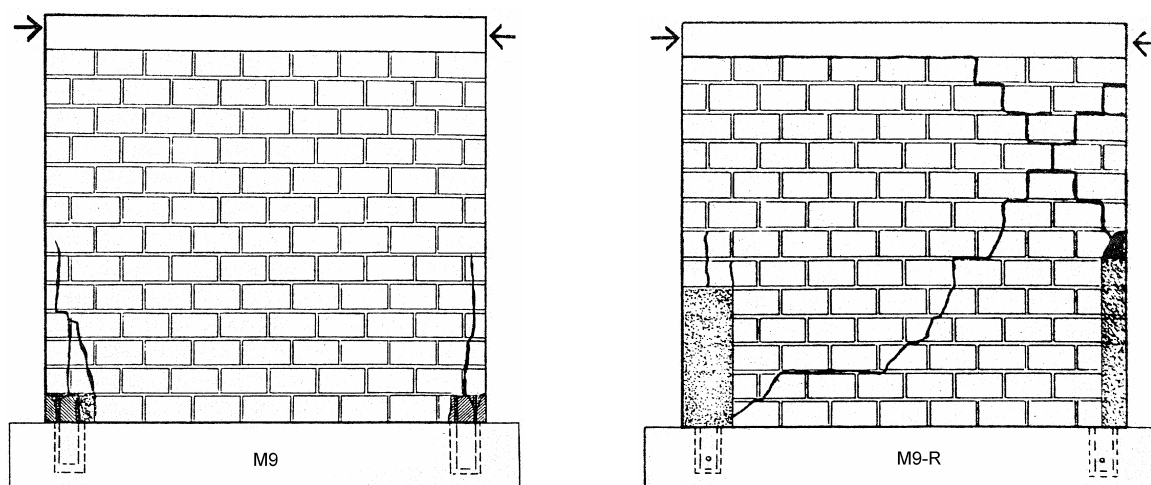
Tabla 1.19 Cargas y deformaciones máximas¹

Espécimen	$V_{m\acute{a}x}$, t	Esfuerzo cortante, kg/cm ²	Desp. horiz. en borde superior, mm	Distorsión , %
M9	4,5	1,4	15,5	0,76
M9-R	8,0	2,4	27,4	1,34
M10	8,0	3,7	23,6	1,16
M10-R	11,0	5,1		
M11	7,0	2,1		
M12	8,0	2,4		

¹ Valores promedio de ciclos positivos y negativos

En la fig. 1.36 se presentan los patrones de daño observados al final de cada ensaye. Los especímenes M9 y M10 fallaron antes de agotar su resistencia a cortante debido a deficiencias en el anclaje del refuerzo vertical. El espécimen M9-R falló por cortante a la mitad del borde derecho. El muro M10 desarrolló grietas por tensión diagonal desde las esquinas de la abertura. El espécimen M10-R falló por corte debido al anclaje y adherencia deficientes del refuerzo horizontal colocado sobre la abertura. El muro M11 presentó deformaciones superiores a la de fluencia en el refuerzo vertical. El agrietamiento diagonal se presentó hacia el final del ensaye. M12 falló por flexión.

La resistencia del espécimen M9 fue ligeramente inferior a la alcanzada por un espécimen de ladrillos macizos y resultó superior a las alcanzadas por especímenes de bloques cerámicos del tipo doble hueco. La reparación del muro M9 resultó efectiva, su resistencia fue sensiblemente mayor a las de los especímenes mencionados.

**Figura 1.36 - Patrones de daño finales (Decanini y Ochat, 1989)**

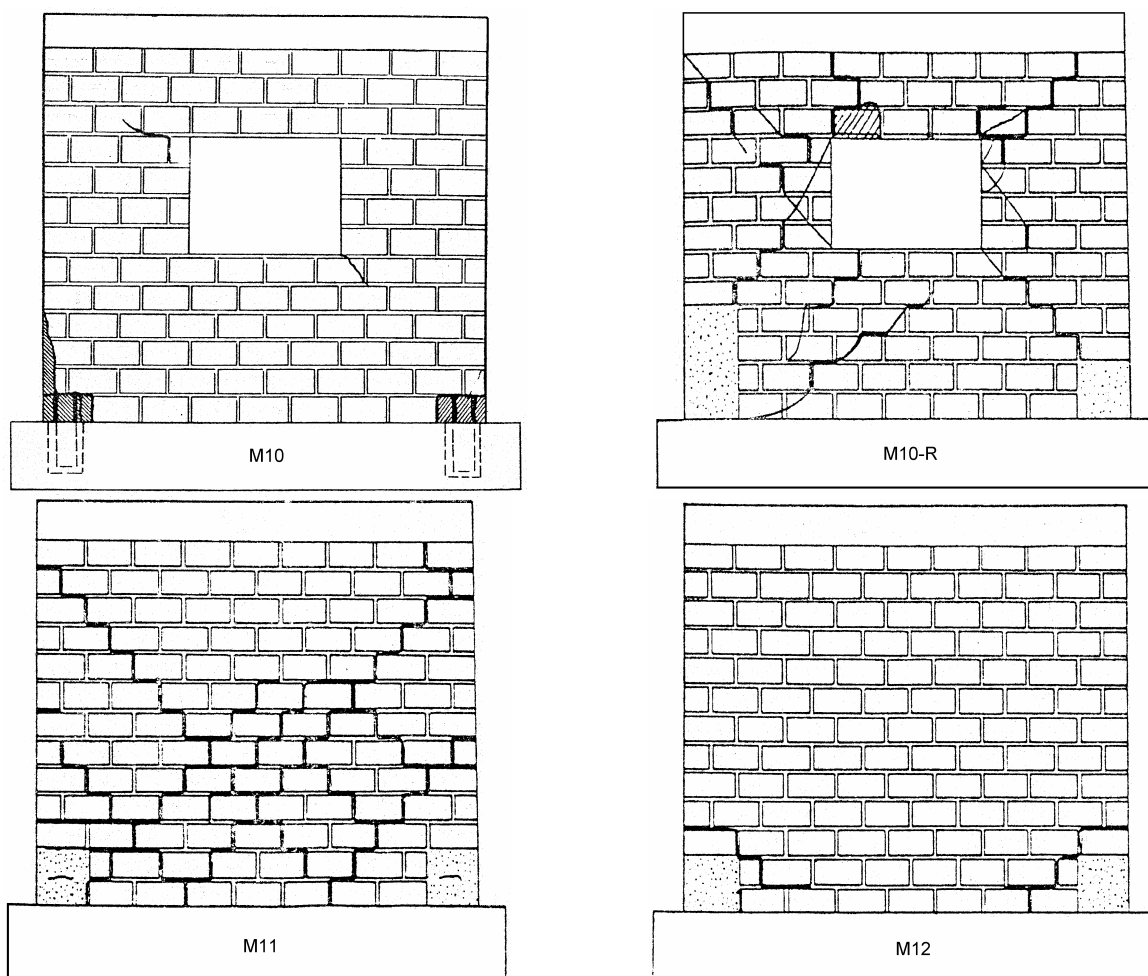


Figura 1.36 - (cont.) Patrones de daño finales (Decanini y Ochat, 1989)

Los comentarios concluyentes de los autores señalan que la resistencia depende en gran medida del anclaje del refuerzo horizontal y de la adherencia. La cuantía mínima de 0,13 por ciento para el refuerzo horizontal es un límite demasiado elevado.

Al incrementarse las tensiones de corte, disminuyó la capacidad para disipar energía en ciclos sucesivos al acentuarse el estrangulamiento de los lazos histeréticos.

En general, los especímenes alcanzaron resistencias superiores a las obtenidas para muros de piezas del tipo doble hueco en un estudio previo realizado por los autores.

El refuerzo horizontal permitió mantener niveles adecuados de resistencia a cortante cuando las deformaciones de los especímenes superaron a las correspondientes a la carga máxima. La colocación de refuerzo transversal de confinamiento o placas en los bordes de los muros contribuyó a incrementar la deformación última de la mampostería.

1.6.3 Perú

Se presentan resultados de ensayos realizados en el Laboratorio de Estructuras de la Pontificia Universidad Católica del Perú, reportados por San Bartolomé (1994). Los tipos de piezas utilizados se muestran en la fig. 1.37: *B* (tipo King Kong de 235×130×91 mm y 18 perforaciones de 20×20 mm, hecho a máquina, $A_n/A_b = 76\%$, densidad 19,0 kN/m³) y *C* (Ikaro industrial perforado de 250×120×94 mm, $A_n/A_b = 65\%$, densidad 19,0 kN/m³, $f_p=140$ kg/cm² sobre área bruta).

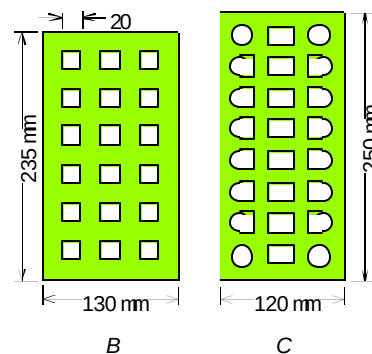


Figura 1.37 - Tipos de pieza

1.6.3.1 Trabajos de Echevarría, de Pastorutti, y de San Bartolomé

Para estudiar el efecto de la carga vertical, se construyeron cinco muros confinados de 215 × 230 cm utilizando ladrillos tipo *B* (KK Industrial, $f_p=100$ kg/cm² sobre área bruta), mortero 1:5 ($f'_{cb}=90$ kg/cm²) y concreto de $f'_c=160$ kg/cm² (castillos y dala) (Echevarría, 1985). Se ensayaron en voladizo ante carga lateral cíclica con carga vertical constante. La magnitud de esta última se cambió de modelo a modelo. Se mantuvieron constantes tanto el refuerzo longitudinal como el transversal de castillos, aunque se colocó refuerzo horizontal en uno de los modelos. La resistencia obtenida del ensaye de tres pilas fue $\bar{f}_m=64$ kg/cm², con un coeficiente de variación de 0,06.

Tabla 1.19 Resultados de los ensayos (Echevarría, 1985)

Muro	s , kg/cm ²	V_f , kg/cm ²	R_f , %	V_{agr} , kg/cm ²	R_{agr} , %	V_{max} , kg/cm ²	R_{max} , %	K_0 , t/mm
MV1	0	2,5	0,031	5,2	0,181	6,8	0,748	10,27
MV2	1,8	2,8	0,036	6,3	0,156	6,9	0,557	10,64
MV3	5,4	5,1	0,091	6,5	0,180	7,3	0,233	10,89
MV4	5,4	5,5	0,090	6,0	0,118	9,3	0,690	12,02
MV5	8,9	6,2	0,084	7,0	0,118	7,8	0,476	13,51

σ esfuerzo normal (por carga vertical)

V_f carga de agrietamiento por flexión

El mecanismo de falla reconocido en los ensayos indica que la grieta diagonal divide al muro en dos triángulos. El superior, gira y se desliza en torno a la base del castillo sometido a compresión deteriorándolo aun más y provocando una falla por compresión del concreto y pandeo del refuerzo longitudinal del castillo. El mecanismo anterior se ve atenuado por la presencia de refuerzo horizontal, aun con la cuantía mínima.

Entre las conclusiones que Echevarría presenta están que la carga de agrietamiento por flexión se puede predecir mediante la resistencia a tensión por flexión del concreto (módulo de ruptura); que el incremento en la carga vertical produce un aumento en la resistencia al corte y que esta resistencia depende de la calidad de la mampostería exclusivamente. El autor sudamericano recomienda que los muros sujetos a cargas verticales moderadas y altas tengan una cuantía mínima de refuerzo horizontal del 0,100 por ciento para controlar el deslizamiento en la base del muro, y que se limite la magnitud del esfuerzo axial sobre muros de mampostería confinada, aun cuando se coloque el refuerzo horizontal recomendado.

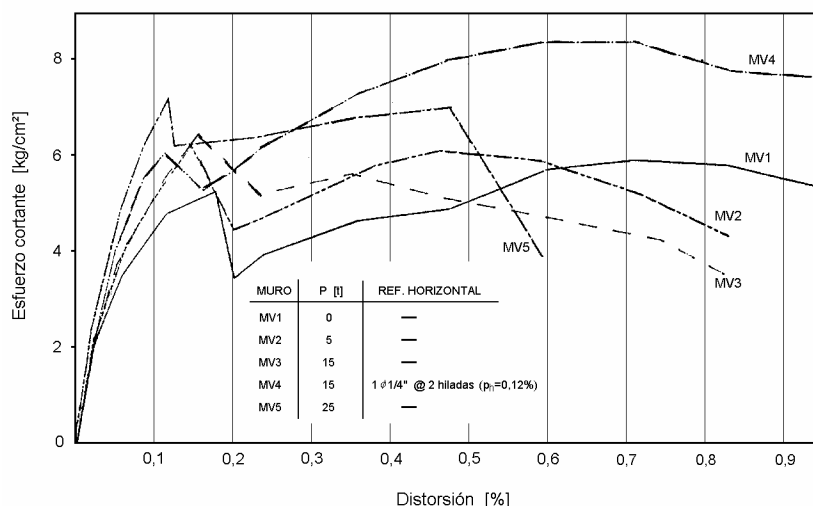


Figura 1.38 - Envoltentes esfuerzo cortante–distorsión de los ciclos estables (influencia de la carga vertical)

Para estudiar el efecto del refuerzo horizontal se construyeron otros cinco muros confinados de 240×240 cm utilizando ladrillos tipo B ($f_p=100$ kg/cm² sobre área bruta), mortero 1:1:5 ($f'_b=120$ kg/cm²) y concreto de $f'_c=220$ kg/cm² (castillos y dala de 20 cm de peralte), que se ensayaron en voladizo bajo carga lateral cíclica (Pastorutti, 1985). Los armados transversales de los castillos fueron iguales en todos los especímenes modificando únicamente el longitudinal de los castillos y el horizontal en las juntas de mortero, ver fig. 1.39. En los especímenes con refuerzo horizontal se utilizaron cuantías entre 0,080% y 0,160%. El muro MR2 se reforzó con una dala de sección rectangular a la mitad del tablero. En los especímenes MR3, MR4 y MR5 se colocó alambrrn liso grado 21, de 1/4 de pulgada (6,35 mm) de diámetro, en las juntas de mortero. La resistencia obtenida del ensaye de tres pilas y tres muretes fue $\bar{v}_m=8,8$ kg/cm², $\bar{f}_m=81$ kg/cm² con coeficientes de variación de 0,04 y 0,09, respectivamente.

Tabla 1.20 Resultados de los ensayes (Pastorutti, 1985)

Muro	v_f , kg/cm ²	R_f , %	v_{agr} , kg/cm ²	R_{agr} , %	v_{max} , kg/cm ²	R_{max} , %	K_0 , t/mm
MR1	3,7	0,049	4,9	0,076	6,54	0,678	10,62
MR2	4,6	0,043	5,3	0,055	8,18	0,453	15,67
MR3	2,5	0,027	*	*	5,37	0,188	13,07
MR4	3,5	0,036	4,9	0,066	7,24	0,557	13,75
MR5	4,5	0,041	4,9	0,047	7,28	0,668	15,52

* Falla por flexión, $v_{agr} = 4,04$ kg/cm² asociada a una distorsión de 0,062%
1 kg/cm² = 0,0981 MPa

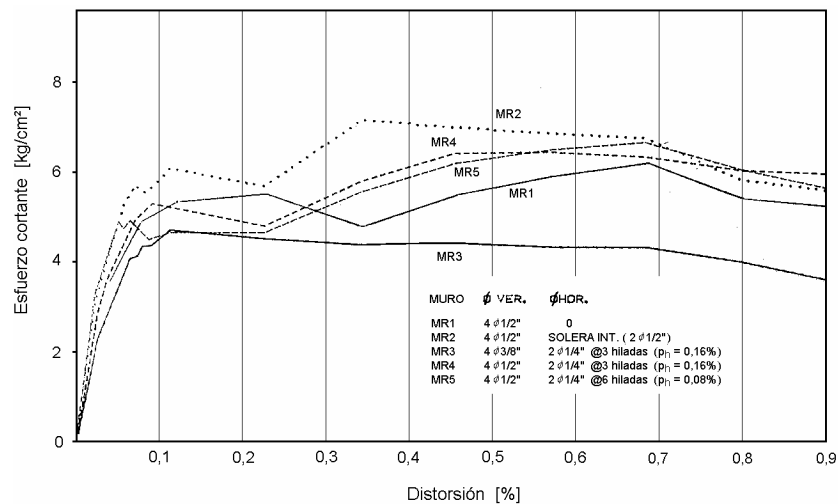


**Figura 1.39 - Envolturas esfuerzo cortante-distorsión
(influencia del refuerzo horizontal)**

El muro con mayor cuantía de refuerzo horizontal presentó una falla por flexión debida probablemente al escaso refuerzo longitudinal de los castillos (mínimo permitido por la norma peruana). El colapso estuvo marcado por una falla por compresión y deslizamiento en la base de los castillos al pandearse el refuerzo vertical. Se logró establecer que el refuerzo horizontal elevó notablemente la capacidad de deformación y atenuó el deterioro en los extremos de los castillos y en el panel de mampostería, sin embargo, no modificó la resistencia a carga lateral de los muros. El muro con una dala intermedia probó ser más rígido y resistente que el resto y, aunque la dala interrumpió el desarrollo de la grieta diagonal, se originó un deslizamiento del panel de mampostería produciendo concentraciones de esfuerzo en la conexión dala intermedia-castillo. Por ello, no se recomienda la construcción de dalas intermedias en muros de mampostería, ya que, incluso, retarda el proceso constructivo.

Para estudiar el efecto de la carga vertical en mampostería no reforzada, se ensayaron doce muros no reforzados, con mochetas de 75 cm en sus extremos (San Bartolomé, 1981). Los muros, de 200×200 cm de dimensiones nominales, fueron construidos con piezas tipo *B* y mortero 1:4 ($f'_m=63 \text{ kg/cm}^2$). El ensaye se realizó aplicando una carga de compresión diagonal cíclica y variando la magnitud de la carga vertical de un muro a otro. La resistencia al corte fue ligeramente menor a la obtenida en muros similares de mampostería confinada, con fallas frágiles que redujeron drásticamente la resistencia y rigidez en el momento de la falla (distorsión angular de 0,14%).

Otro trabajo conducido por San Bartolomé fue el ensaye de 12 muros confinados de 240×240 cm que se ensayaron bajo carga horizontal alternada. Se utilizaron piezas tipo *B* y tipo *C*. Los resultados, valores promedio, de cada serie compuesta por los ensayos de: compresión axial de 5 pilas ($\bar{f}_m$), compresión diagonal de 5 muretes de 60×60 cm ($\bar{v}_m$) y fuerza cortante cíclica de dos muros (v_{agr} es el esfuerzo asociado al agrietamiento diagonal, y G es el módulo de corte), se muestran en la tabla 1.21.

Las principales conclusiones fueron las siguientes (ver fig. 1.40): el empleo de cal en los morteros no produjo mayor variación en los resultados ya que la falla por tensión diagonal dominó en todos los muros; los desplazamientos elásticos de los muros pueden predecirse mediante la resistencia de materiales modelando al muro como un voladizo con deformaciones por corte y por flexión; y la resistencia al corte depende más de la calidad de la pieza que de las propiedades del mortero empleado en las juntas.

Tabla 1.21 Resultados de los ensayos (San Bartolomé, 1983)

Serie	Tipo de pieza	$f'_{p,1}$ kg/cm ²	Mortero , kg/cm ²	$\bar{f}_m$, kg/cm ²	CV	$\bar{V}_m$, kg/cm ²	CV	V_{agr} , kg/cm ²	V_{max} , kg/cm ²	K_0 , t/mm	G , kg/cm ²
B-0	B	145	82	75	0,09	10,4	0,10	4,7	5,1	12,46	14 020
B-1	B	145	92	76	0,18	9,6	0,12	4,7	6,3	12,35	17 560
C-0	C	215	82	99	0,03	10,7	0,11	5,4	6,6	15,66	18 090
C-1	C	215	92	92	0,15	10,5	0,05	5,0	5,9	13,89	16 540

¹ sobre área neta

1 kg/cm² = 0,0981 MPa

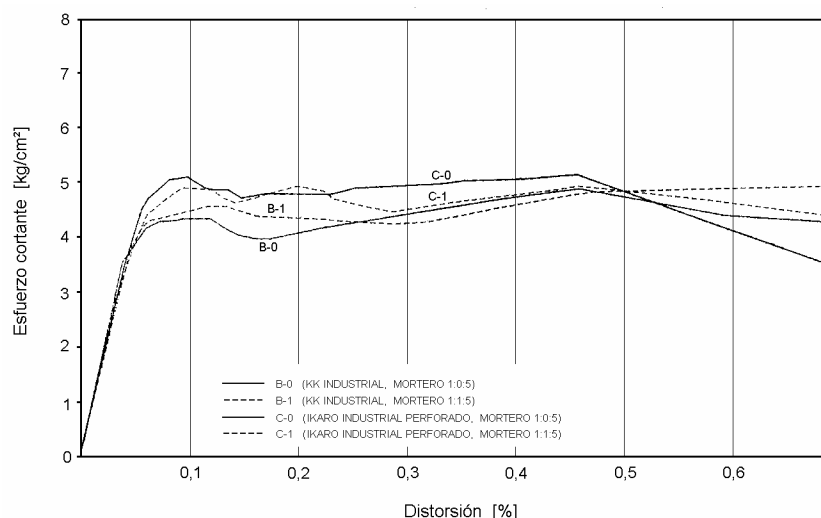


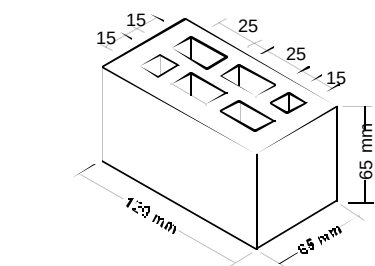
Figura 1.40 - Envoltentes esfuerzo cortante–distorsión de ciclos estables (influencia del tipo de pieza y tipo de junta)

1.6.4 Eslovenia

Miha Tomaževič en el Instituto para el Ensayo e Investigación de Materiales y Estructuras (ZRMK) ha sido uno de los principales investigadores del mundo que ha estudiado el comportamiento de la mampostería ante cargas sísmicas.

Se presentan los resultados de una serie de 16 ensayos para investigar la influencia de la cuantía de refuerzo horizontal y la resistencia del mortero en el comportamiento de muros de mampostería sujetos a cargas sísmicas (Tomaževič y Zarnic, 1986).

Los ensayos se realizaron en especímenes de tamaño reducido, escala 1:3, contruidos con piezas cortadas de ladrillos cerámicos perforados. La forma y dimensiones de las piezas se muestra en la fig. 1.41. Las dimensiones de los especímenes se muestran en la fig. 1.42. Se utilizaron dos tipos de mortero (grado M10 y M15), y barras lisas de acero dulce de 3,1 y/o 4,2 mm de diámetro (ver tabla 1.22). El refuerzo horizontal se dobló a 90° en los extremos libres del muro. Ningún elemento confinante se construyó a los lados del panel de mampostería, sólo se ubicaron una viga de cimentación de concreto reforzado de sección rectangular en la parte inferior y otra, con la misma geometría, en el extremo superior del espécimen.



A neta = 78,0 cm²
A bruta = 58,5 cm²
An / Ab = 0,75

Figura 1.41 - Tipo de pieza

Tabla 1.22 Descripción de los especímenes

Muro	Mortero, kg/cm ²	Tipo de refuerzo, mm	Cuantía p _h , %	p _h f _y , kg/cm ²
B0/10	100	—	—	—
B0/15	150	—	—	—
B20/10	100	8 φ3,1	0,18	5,8
B20/15	150	8 φ3,1	0,18	5,8
B30/10	100	8 φ4,2	0,32	9,9
B30/15	150	8 φ4,2	0,32	9,9
B40/10	100	8 φ4,2 + 4 φ3,1	0,38	11,8
B40/15	150	8 φ4,2 + 4 φ3,1	0,38	11,8

1 kg/cm² = 0,0981 MPa

Las propiedades mecánicas de los materiales se presentan en la tabla 1.23. Los especímenes se ensayaron ante carga lateral alternada con una carga vertical constante de 1,78 MPa (18 kg/cm²).

Se observaron fallas por corte en todos los especímenes. En los muros sin refuerzo se desarrolló una sola grieta diagonal, pasando parte a través de las juntas de mortero y parte a través de las piezas de mampostería; ésta se abrió al ocurrir una falla súbita del muro. En el caso de los especímenes reforzados, se desarrollaron muchas grietas inclinadas distribuidas de manera uniforme al centro del tablero; éstos colapsaron por aplastamiento de las piezas.

En la fig. 1.43 se muestran curvas histeréticas típicas de los especímenes sin refuerzo y con refuerzo (p_h f_y = 9,9 kg/cm² o 0,97 MPa).

El refuerzo horizontal incrementó significativamente la resistencia lateral de los especímenes; la calidad del mortero solo afectó ligeramente. En la figura 1.44 se presenta una relación típica carga lateral–deformación del refuerzo horizontal. La contribución del refuerzo a la resistencia lateral se indica en la tabla 1.24.

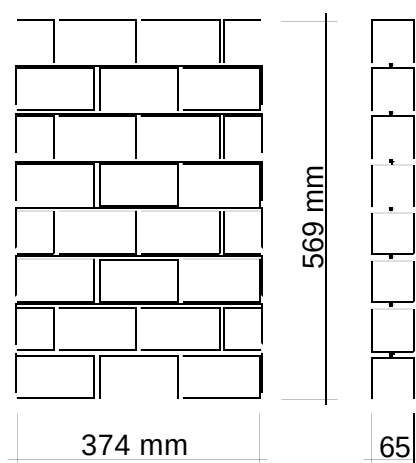


Figura 1.42 - Especímenes

Tabla 1.23 Propiedades de los materiales

Pieza	Resistencia a compresión: 180 kg/cm ²		
Mortero	Resistencia a compresión		Flexión,
	Cubos, kg/cm ²	Prismas, kg/cm ²	kg/cm ²
	1:0:4,5 – M10	75	80
	1:0:3,5 – M15	125	125
Refuerzo	Límite de fluencia, kg/cm ²	Módulo de elasticidad, kg/cm ²	Deformación de fluencia (1x10 ⁻³)
	φ 3,1	3 200	2,1x10 ⁶
	φ 4,2	3 080	2,1x10 ⁶
Muro	Resistencia a compresión, kg/cm ²	Módulo de elasticidad, kg/cm ²	Módulo de rigidez a corte, kg/cm ²
	M10	100	70 625
	M15	94	73 155

1 kg/cm² = 0,0981 MPa

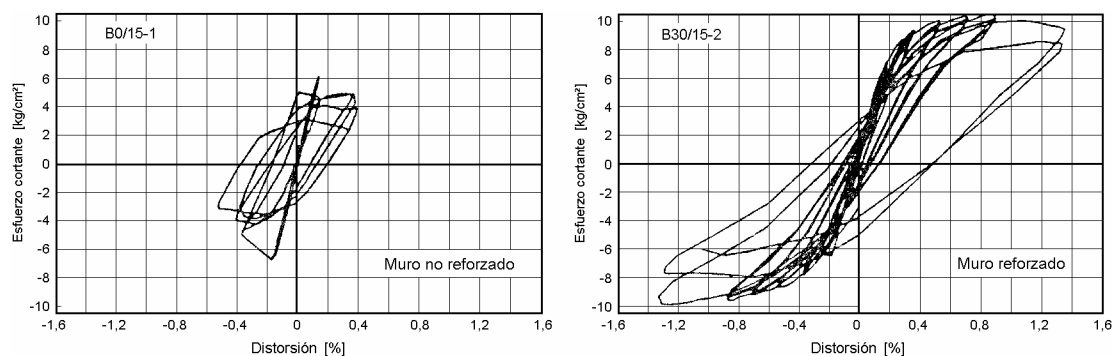


Figura 1.43 - Relaciones esfuerzo – deformación típicas

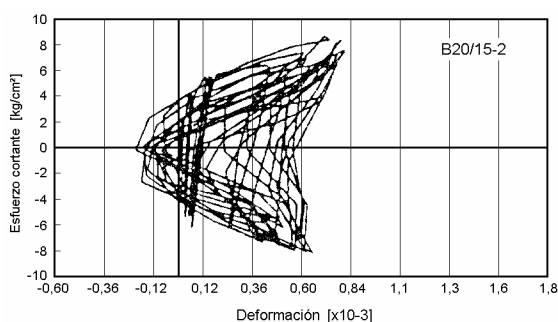


Figura 1.44 - Curva típica esfuerzo - deformación del refuerzo horizontal

La efectividad, expresada como el cociente de la fuerza máxima en el refuerzo entre la capacidad a tensión del mismo, es una medida de la contribución del refuerzo horizontal a la capacidad ante cargas laterales de los especímenes.

La efectividad del refuerzo dependió de las condiciones de adherencia y anclaje: en todos los casos la efectividad tendió a aumentar con la resistencia del mortero, pero fue inversamente proporcional a la cuantía. La mayor efectividad del refuerzo (cerca del 90 por ciento) se obtuvo en el caso de los especímenes con la menor cuantía de refuerzo horizontal ($p_{hfy} = 5,8 \text{ kg/cm}^2$ o $0,57 \text{ MPa}$).

En la tabla 1.24, se presentan los valores de distorsión a la máxima carga lateral alcanzada y a la falla del muro y valores de ductilidad última obtenidos basándose en la idealización de las envolventes de histéresis obtenidas experimentalmente (fig. 1.45). Los valores de la tabla 1.24 claramente muestran que el refuerzo horizontal incrementó la capacidad de deformación de los especímenes.

Los comentarios concluyentes de los autores señalan que la resistencia al corte de los muros está regida por los esfuerzos principales de tensión en el elemento, por lo que sólo depende de las propiedades de las piezas y, en poca medida, de la resistencia del mortero.

La menor cuantía de refuerzo, equivalente a la resistencia al corte del muro sin refuerzo, fue suficiente para mejorar la ductilidad; cuantías mayores no resultaron totalmente efectivas. Las envolventes histeréticas indicaron una acumulación de deformación en el refuerzo horizontal, debido probablemente a que el muro se expandió lateralmente ante la combinación de cargas laterales y verticales. Esta expansión lateral se evitó por medio del refuerzo horizontal que sostiene las partes separadas trabajando a tensión.

Tabla 1.24 Capacidad de deformación de los modelos

Mortero kg/cm ²	$p_h f_y$ kg/cm ²	t , kg/cm ²	F_s/F_y	R_{max} , %	R_u , %	R_{Vmax}/R_0 %	d_u
100	0	—	—	0,176	0,415	1,0	2,61
	5,8	10,1	0,89	0,448	1,017	2,5	3,93
	9,9	8,7	0,62	0,612	0,792	3,5	3,82
	11,8	7,3	0,42	0,549	0,802	3,1	2,93
150	0	—	—	0,137	0,624	1,0	3,51
	5,8	18,0	0,88	0,531	0,790	3,9	3,40
	9,9	11,9	0,64	0,703	1,039	5,1	4,06
	11,8	11,9	0,52	0,655	0,794	4,8	3,91

τ esfuerzo de adherencia al deslizamiento del refuerzo

F_s fuerza de tensión máxima en el refuerzo

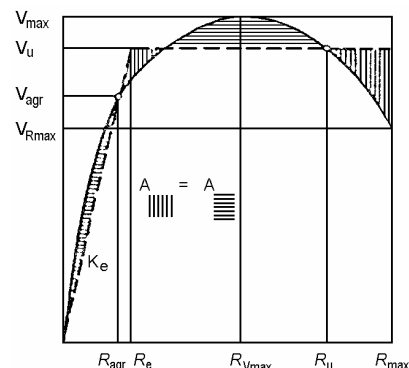
F_y fuerza de tensión en el refuerzo a la fluencia

R_{max} distorsión a la resistencia

R_u distorsión última

d_u ductilidad

1 kg/cm² = 0,0981 MPa

**Figura 1.45 - Criterio para el cálculo de la ductilidad**

(Tomazevič y Zarnic, 1986)

La mampostería sin refuerzo se comportó como un elemento estructural frágil. Colocando refuerzo horizontal en las juntas de mortero, se logró mejorar la ductilidad sustancialmente. Los valores de ductilidad calculados fueron independientes de la cuantía de refuerzo horizontal. Se observó un pequeño incremento en la ductilidad con el aumento en la resistencia del mortero.

En cuanto al deterioro en la resistencia para deformaciones pequeñas, éste fue reducido; sin embargo, se vuelve significativo después de alcanzar la carga máxima, para deformaciones mayores.

1.6.5 Alemania

Se incluye la descripción de un proyecto de investigación financiado por el Institut für Bautechnik en Berlín (Mann, König y Ötes, 1988).

Se realizaron ensayos dinámicos en dos muros de mampostería de 1250 × 1250 × 115 mm (V21 D y V22 D), en la mesa vibradora de la Universidad Técnica Darmstadt. El arreglo para la prueba y el tipo de pieza se muestra en la fig. 1.46. Las fuerzas axiales se aplicaron por medio de presfuerzo vertical.

Se utilizaron ladrillos perforados tipo HLZ 12 con ranuras transversales alternadas (tresbolillo). Su resistencia a compresión fue $f_p = 12$ MPa (122 kg/cm²). Las dimensiones de las piezas fueron L:B:H = 240:115:113 mm. Se utilizó mortero de cemento y cal M5-10. Las piezas utilizadas tienen tabiques continuos en dirección transversal y discontinuos en dirección longitudinal, este diseño con ranuras alternadas obedece a razones de aislamiento térmico.

Las variables del estudio fueron la carga axial (1,0 MPa y 0,6 MPa) y las juntas verticales (VK21 se construyó sin mortero en las juntas verticales).

Para la aceleración en la base se utilizó el acelerograma registrado en Tolmezzo durante el sismo de Friuli, 1976. Los especímenes fueron sometidos a esta excitación en la base diferente número de veces con la misma intensidad o aumentada en etapas sucesivas. Las curvas histeréticas se presentan en la fig. 1.47.

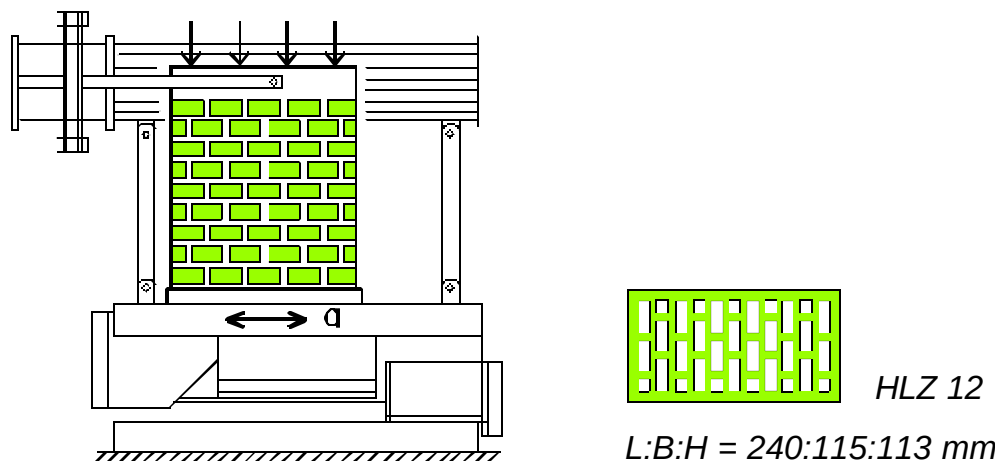


Figura 1.46 - Dispositivo de prueba y tipo de pieza (Mann et al., 1988)

Mann y colaboradores reportan que el patrón de agrietamiento coincidió con el obtenido de pruebas estáticas. En ambos casos V21 y V22 se presentó una falla repentina de las piezas, antes de la cual prácticamente no ocurrió agrietamiento. Los tabiques o almas transversales de los ladrillos fallaron y las paredes laterales se desprendieron. Este fenómeno se muestra en la fig. 1.48 y lo explican como sigue:

Al comienzo (a), las paredes exteriores de los ladrillos toman la mayor parte de la fuerza cortante puesto que los tabiques interiores no son tan rígidos. En una etapa particular de carga la cohesión mortero–pieza falla (b), la junta comienza a deslizar y la fuerza cortante actuante en los tabiques interiores se incrementa. Sin embargo, los débiles tabiques transversales no pueden resistir estas fuerzas y fallan abruptamente (c). Las paredes exteriores, casi sin daño, se desprenden hacia afuera. Este fenómeno se presenta no sólo con cargas verticales bajas ($3,1\text{--}6,1 \text{ kg/cm}^2$ o $0,3\text{--}0,6 \text{ MPa}$) también con esfuerzos axiales grandes σ aplicados ($10,2\text{--}15,3 \text{ kg/cm}^2$ o $1,0\text{--}1,5 \text{ MPa}$) y tanto para juntas reforzadas como no reforzadas.

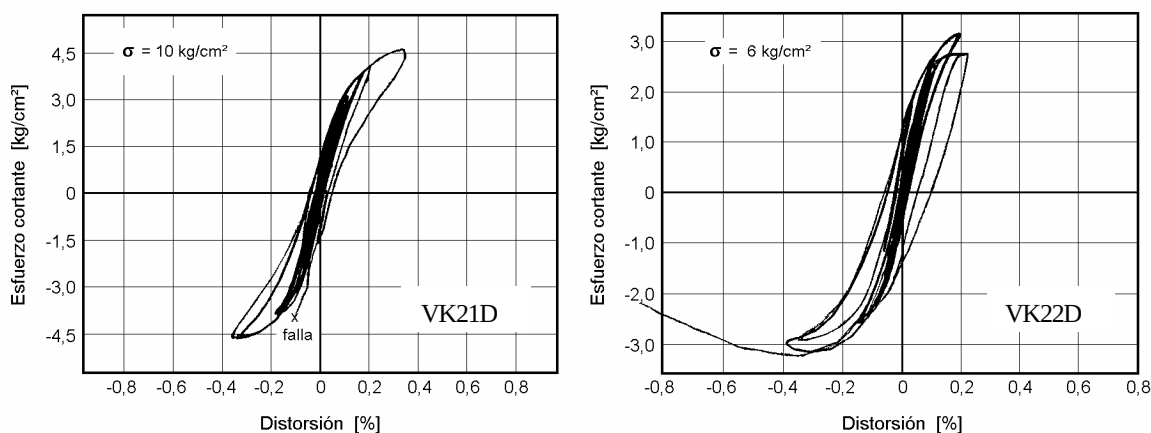


Figura 1.47 - Ensayes VK21D y VK22D

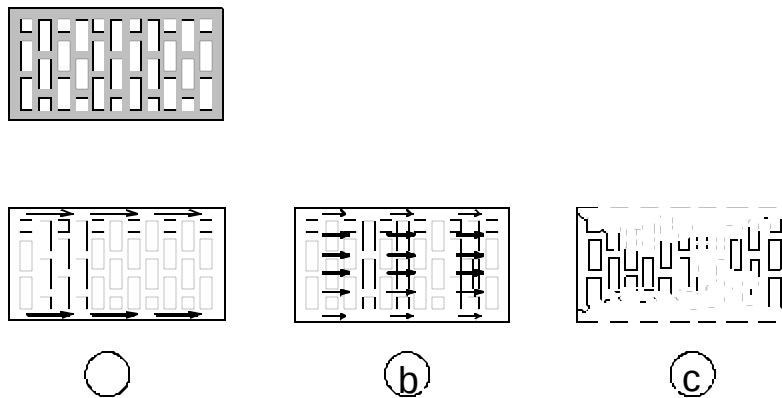


Figura 1.48 - Distribución de esfuerzos y falla de piezas perforadas (Mann et al., 1988)

Los tabiques débiles y discontinuos no proporcionaron ninguna resistencia ante el cortante que pudo ser introducido por el deslizamiento de los ladrillos. Con su falla brusca, las paredes perdieron soporte horizontal y fallaron bajo la compresión a que estaban sometidas. No se ensayaron ladrillos con tabiques transversales alternados (ranuras longitudinales en tresbolillo).

En Alemania, se permite la construcción de muros de mampostería sin mortero en las juntas verticales. Ésta es una práctica hasta cierto punto usual por la reducción del tiempo en la construcción. Los ensayos resultaron en un comportamiento similar al obtenido con carga estática: la resistencia de los muros sin junta vertical es ligeramente menor, sin embargo, el agrietamiento presenta anchuras mayores y comienza a una etapa de carga más baja. El muro reacciona de forma significativamente menos rígida. Aún así, el mortero de relleno de las juntas verticales tiene solamente una pequeña contribución a la capacidad del muro. Sin embargo, parece mejorar la resistencia al agrietamiento.

Los comentarios concluyentes de los autores señalan que los muros bajo cargas axiales elevadas y los muros compuestos de ladrillos con porcentajes altos de perforaciones (V21), exhiben un comportamiento casi elástico–lineal hasta su falla brusca. Análisis no lineales asumiendo un comportamiento elástico–plástico perfecto resultaron en excelente concordancia con los desplazamientos medidos.

1.6.6 China

Se incluye la descripción de un proyecto de investigación financiado por la Fundación Americana para la Ciencia (National Science Foundation, USA) y por la agencia Sismológica de China (State Seismological Bureau, PRC).

Ba Rongguang, ingeniero estructurista del Instituto para Diseño de Edificios del Noroeste de China (China Northwest Building Design Institute), fue el responsable del programa de investigación “Un Estudio de las Construcciones de Ladrillo Perforado en Regiones Sísmicas” cuyo objetivo fue el de proponer métodos de refuerzo para mejorar el comportamiento sísmico de las construcciones de mampostería y proponer criterios adecuados para el diseño (Rongguang, 1986).

Como parte de esta investigación se realizó trabajo analítico y experimental. Se ensayaron un total de 528 especímenes; 335 se construyeron con ladrillos perforados (fig. 1.49) y 193 con piezas de tipo sólido.

La pieza estándar KP1 en combinación con piezas no estándar del tipo KJ1, KJ2 y KJ3 (fig. 1.49), que permiten la colocación de refuerzo vertical en la intersección de muros y en los bordes de puertas y ventanas,

ha sido ampliamente utilizada en China para la construcción de viviendas de hasta seis pisos en regiones de peligro sísmico moderado.

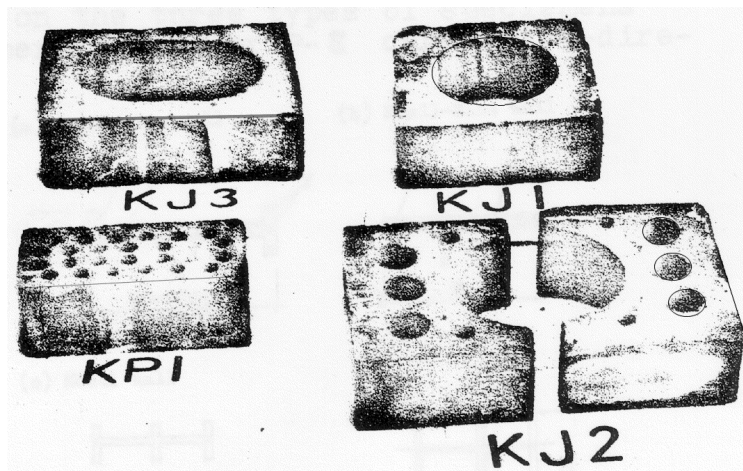


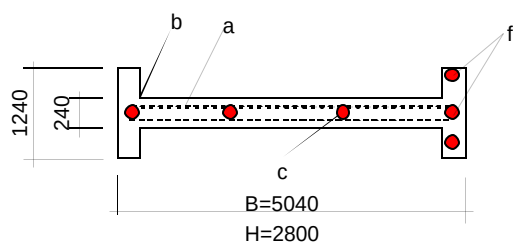
Figura 1.49 - Piezas perforadas y multiperforadas empleadas en China

De los 528 especímenes, 159 fueron de tamaño pequeño y 14 fueron muros de gran tamaño (5040 mm de largo, fig. 1.50). Además se ensayaron especímenes a escala de un nivel (con aberturas de puerta o ventana) y otros similares de 5 niveles. Se estudió el efecto del patín del muro y la variación de la resistencia a corte con el número de pisos. Como complemento al trabajo experimental y como elemento de comparación y verificación se realizaron análisis no-lineales teóricos utilizando técnicas de elemento finito.

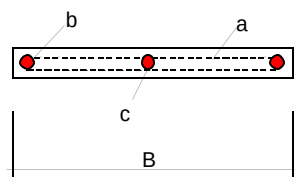
La calidad de los especímenes fue uniforme. Se construyeron manteniendo una producción continua y controlada de mortero. Las cargas laterales se aplicaron de manera alternada aplicando incrementos de carga, antes de la aparición del agrietamiento inclinado, e incrementos de deformación posteriormente. Para cada etapa de carga lateral se consideró suficiente con la aplicación de tres ciclos.

En general, se ensayaron tres especímenes idénticos por cada variable. Las principales características de los especímenes se muestran en las tablas 1.25 y 1.26, así como en la fig. 1.50.

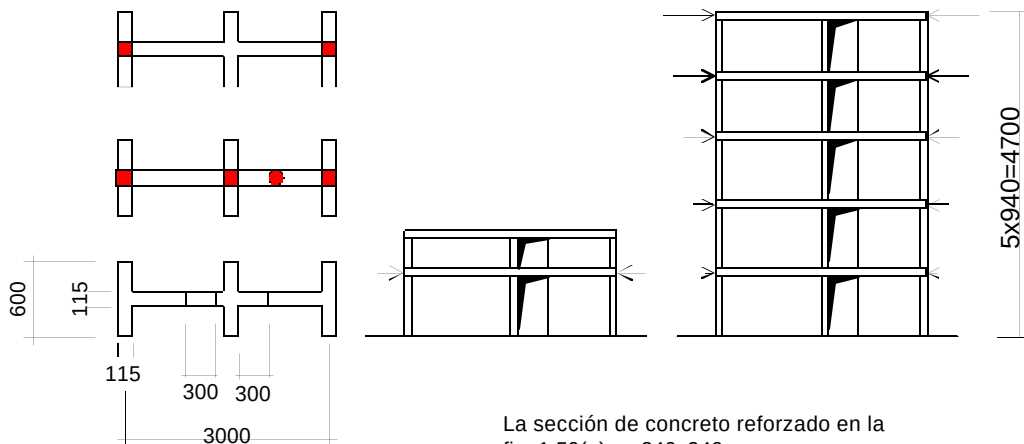
(a) Especimen grande



(a) Especimen pequeño



(c) Especímenes a escala



La sección de concreto reforzado en la fig. 1.50(a) es 240x240 mm.

La sección de concreto reforzado en b, c, y f fue de 160 mm de diámetro.

Figura 1.50 - Especímenes ensayados (Rongguang, 1986)

Tabla 1.25 Características de los modelos a escala

Tipo	Identificación	Aberturas	Refuerzo
Cinco niveles (Un solo nivel)	WN-1 (WN-01)	Ninguna	Ninguno
	WN-2 (WN-02)	Ninguna	Extremos del muro (cuantía 0,112%)
	WN-3 (WN-03)	Solamente una	Extremos del muro (cuantía 0,112%)
	WN-4 (WN-04)	Solamente una	Extremos del muro y bordes de puerta (cuantía 0,224%)
	WN-5 (WN-05)	Dos	Extremos del muro (cuantía 0,112%)

Nota: en los especímenes de un nivel se aplicó un esfuerzo normal σ_0 igual al que tuvo la planta baja del correspondiente modelo de cinco niveles.

Tabla 1.26 Características de los especímenes

Tipo	Identificación ¹	Sección	Número de especímenes		Esfuerzo normal σ_0 , kg/cm ²	Resistencia del mortero, kg/cm ²	Refuerzo		Cuantía de refuerzo, %	
			No re- forzado s	Refor- zados			No. de tipos	Tipo ²		
Espé- cimen grande	SGQ-1,2	I		2	3,5	75	1	g	a: 0,05 0,07 0,12 0,21	
	PGQ-1,2,11	I		3			1	b		
	PGQ-3	I		1			1	f	b: 0,035 0,084 0,108 0,149	
	PGQ-4	I		1			1	ab		
	PGQ-5	I		1			1	abc	c: 0,04 0,084 0,108	
	PGQ-9,10	T		2			1	b		
	PGQ-6,7,8	Rectan- gular		3			1	b	e: 0,109 0,187	
	SQ-1	I	1							f: 0,078
Espé- cimen peque- ño	B-X(125x40)	Rectangular	9		2 – 6,5	25, 50, 100	10	a, b, c, ac, ab, bc, abc, e	g: 0,075	
	C-X(175x50)		4		2,5	25, 50, 100				
	D-X(225x70)		24		37	2 – 6,5				25, 50, 100
	E-X(225x90)		4		3,5 y 5	50				
	F-X(225x110)		11		3,5 – 6	25, 50, 100				
	F-X(350x110)		3		5	50				
	G-X(175x140)		3		5 y 6,5	50	4	a, ac, ab, abc		
	A-X(225x130)		15	10	2 – 8	50, 100				
	I-X(175x140)		4	4	2 – 6,5	50	3	a, b, ab		
	I-X(225x140)		6	4	2 – 6,5	25, 50, 100	3	a, b, ab		
	J-X(225x150)		3		3,5 y 5	50	7	b, ab, abc, e, be		
	K-X(225x180)			18	5 – 8	50				

¹ Las dimensiones del espécimen entre paréntesis: (BxH).

² a, b, c, f y g denotan el tipo de refuerzo. Por ejemplo, e especifica el refuerzo en una viga de concreto reforzado de 150 × 110 (mm) construida a media altura del muro.

Del ensaye de los 528 especímenes se obtuvieron los resultados que a continuación se mencionan. El esfuerzo cortante resistente de los muros de piezas multiperforadas y perforadas fue mayor que la de aquellos construidos con piezas macizas. El autor estimó un incremento de 10 por ciento en la resistencia como conservador.

En la tabla 1.27 se presentan los resultados del ensaye de 18 especímenes de dimensiones y resistencia del mortero iguales. Los valores indican que el efecto de esfuerzos normales σ_0 en la resistencia a cortante no es despreciable.

Tabla 1.27 Efecto de la carga vertical

s_0 , kg/cm ²	2,0	3,5	5,0	6,5
$V_{\max}$ (carga lateral en t)	13,8	19,1	23,4	25,5

Para estudiar el efecto de la relación de aspecto en la resistencia a cortante, el autor propuso el parámetro Z que para especímenes de un solo nivel está definido como:

$$Z = \frac{M}{V \cdot Bd} = \frac{H}{Bd} \quad (1.2)$$

donde: M es el momento resistente;
 V es la fuerza cortante;
 Bd es la anchura efectiva, la cual se reduce a B en el caso de una sección rectangular.

Se ensayaron un total de 16 especímenes bajo esfuerzo normal constante de $\sigma_0=5$ kg/cm², con $B=225$ y resistencia del mortero igual a 50 kg/cm², divididos en cinco grupos D, F, A, J y G, y valores de Z de 0,311, 0,489, 0,578, 0,667 y 0,8 respectivamente. Los resultados se muestran en la tabla 1.28

Tabla 1.28 Resultados experimentales y analíticos de los modelos a escala

ESPECIMEN	VALORES EXPERIMENTALES, T			VALORES CALCULADOS, T			$\frac{V_{\max}}{V'_{\max}}$
	V_{AGR}^1	$V_{MÁX}$	COCIENT E ²	V'_{AGR}^1	$V'_{MÁX}$	COCIENT E ²	
WN-1		> 8,0		(6,54)	10,4	0,450	
WN-2	12 (8)	13,0	0,496	(8,95)	14,3	0,584	0,912
WN-3	8 (6)	10,8	0,495	(6,66)	11,3	0,490	0,957
WN-4	10 (6)	12,2	0,439	(6,89)	13,4	0,526	0,910
WN-5	8 (4)	8,0	0,428	(6,00)	10,1	0,516	0,794
WN-01	—	26,1	1	(10,6)	22,7	1	1,151
WN-02	15	26,2	1	(11,2)	24,4	1	1,073
WN-03	11	21,8	1	(7,68)	23,0	1	0,946
WN-04	11	27,8	1	(10,2)	25,5	1	1,090
WN-05	11	18,7	1	(6,32)	19,5	1	0,954

¹ V_{agr} se refiere a la carga lateral al momento del primer agrietamiento asociado a deformaciones por corte, los valores entre paréntesis indican la carga lateral al primer agrietamiento por flexión.

² *Cociente* se refiere a la relación de cortante resistente del espécimen de 5 niveles entre el cortante resistente del espécimen de un nivel (WN-i / WN-0i).

Para compensar por la falta de datos experimentales correspondientes a los valores de Z con $\sigma_0=2, 3,5, 5$ y $6,5$ kg/cm², se realizaron análisis del tipo no-lineal. Los resultados se muestran en la tabla 1.29. Ambos resultados, experimentales y calculados, los cuales concuerdan uno con el otro de manera bastante cercana, indican que el efecto de la relación de aspecto en la resistencia a cortante no debe pasarse por alto.

Tabla 1.29 Resultados teóricos y analíticos

MÉTODO	σ_0 , KG/CM ²	Z	0,3111	0,4889	0,5778	0,6667	0,800
EXPERIMENTAL	5,0	V_{MAX}, T	25,36	21,40	20,25	18,45	17,10
ANALÍTICO	2,0		16,96	15,22	13,64	11,89	9,39
	3,5		20,52	18,62	16,68	15,41	13,69
	5,0		23,45	21,49	19,39	17,86	15,87
	6,5		25,80	23,35	21,59	19,89	17,69

Los resultados experimentales de los especímenes grandes de secciones I, T y rectangular (ver fig. 1.50a y tabla 1.26) se muestran en la tabla 1.30. Los valores entre paréntesis son resultados analíticos. Para una anchura del patín $b=1240$ mm, los valores de $V_{máx}$ para secciones I y T fueron, respectivamente, 17,5 y 10,0 por ciento mayores que aquéllos para secciones rectangulares. El autor sugiere que para valores mayores de anchura efectiva del patín, es decir valores de Bd más grandes, se podrían esperar diferencias más marcadas.

Tabla 1.30 Efecto de los patines

Tipo de sección	I	T	Rectangular
V_{max} (carga lateral en t)	83,2 (82,26)	77,91 (75,41)	70,83 (65,42)
Cociente	1,175	1,10	1,00

Los resultados experimentales y analíticos de cinco pares correspondientes de especímenes de cinco niveles y de un nivel se muestran en la tabla 1.28. De esta tabla se destacan varios aspectos:

1) La reducción de los valores de $V_{máx}$ en los especímenes de cinco niveles en comparación con los de un nivel fue considerable, siendo el factor de reducción 0,465 para resultados experimentales y 0,515 para resultados analíticos (los valores ligeramente menores obtenidos experimentalmente se debieron probablemente al alabeo durante la prueba y a defectos de construcción).

2) La resistencia a flexión de los especímenes de un solo nivel fue mucho mayor que su resistencia a corte, por lo que no se observaron grietas aparentes de flexión; caso contrario de los especímenes de cinco niveles. Esto demostró que en especímenes con valores de Z más grandes y sin resistencia a flexión suficiente, se puede esperar una reducción de su capacidad a cargas laterales debido a la aparición de grietas prematuras por flexión. Por eso, el autor sugiere algún tipo de restricción para casos en que H/B sea mayor a 1,5.

Del ensaye de cerca de 100 especímenes con varias cuantías y disposición de refuerzo como medio para mejorar su capacidad ante cargas laterales e incrementar su ductilidad se hacen los siguientes comentarios:

1) El refuerzo horizontal fue efectivo para mejorar la resistencia a cortante. El espécimen PGQ-5, no dio muestras de falla por cortante antes de la ruptura de dos barras de refuerzo horizontal. Cuando el espécimen no tuvo suficiente resistencia a flexión o cuando Z excedió de 0,6, se presentaron grietas horizontales en la parte inferior del muro. Para estos casos se recomienda proporcionar refuerzo vertical tipo **b** o **g** para asegurar que se alcance la capacidad a cortante del muro.

2) El tipo de refuerzo **e** consistió en una viga horizontal de concreto reforzado a media altura del muro. Este elemento fue mucho más rígido y resistente que la mampostería y resultó efectivo solamente cuando se proporcionó refuerzo tipo **b** o **g** en cuantías importantes o suficiente resistencia a flexión. El único espécimen que se colapsó tenía refuerzo tipo **e**.

3) Los tipos de refuerzo **b**, **g**, y **f** fueron los más efectivos para resistir la flexión. El nivel de esfuerzos en este tipo de refuerzo aumentó con el incremento de Z algunas veces alcanzando la fluencia. Este tipo de refuerzo evitó el desarrollo de grietas horizontales asegurando, al mismo tiempo, el desarrollo completo de la resistencia a cortante. Tan pronto como ocurrió el primer agrietamiento, este tipo de refuerzo comenzó a actuar sosteniendo la mayor parte de esfuerzos de tensión o compresión. El refuerzo vertical **c** colocado en la mitad de los tableros estuvo sometido a esfuerzos de tensión y compresión en general bajos, sin embargo se alcanzaron mayores resistencias a cortante que con el tipo **b** (**g**, **f**).

4) La forma más efectiva de mejorar la capacidad ante cargas laterales fue combinando los tipos de refuerzo **a**, **b**, y **c**. Los resultados experimentales mostraron un incremento de entre 30 por ciento y 60 por ciento en la capacidad a cargas laterales de los especímenes.

Se debe destacar que aún cuando el refuerzo vertical no fue tan eficiente como el refuerzo horizontal para resistir cortante, tuvo la ventaja de proporcionar mayor ductilidad.

Con la combinación de refuerzo de los tipos **a**, **b** y **c** se logró la máxima capacidad de disipación de energía, mayor ductilidad y reducción en la anchura de grietas (ver fig. 1.51).

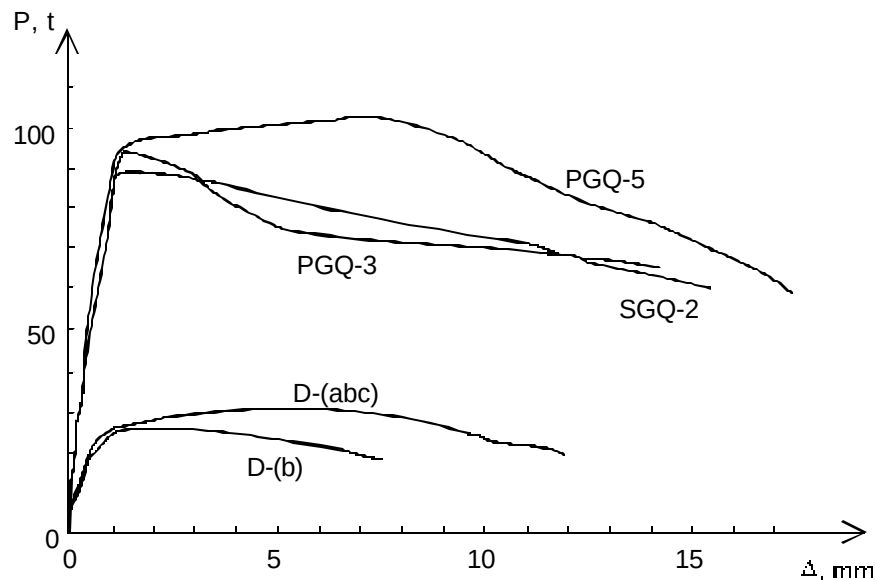


Figura 1.51 - Envolturas de respuesta (Rongguang, 1986)

Las principales conclusiones de Rongguang fueron:

- 1 La resistencia a cortante de mampostería de ladrillos perforados fue 10 por ciento mayor que la de mampostería construida con piezas macizas.
- 2 El efecto de los esfuerzos normales, la relación de aspecto y los patines de los muros es importante en la resistencia a cortante y no debe despreciarse.
- 3 La forma más efectiva para mejorar la resistencia a cortante es el empleo de refuerzo horizontal y para mejorar la resistencia a flexión es el empleo de refuerzo vertical. Puede esperarse un mejor comportamiento sísmico global si se utiliza refuerzo tipo malla **abc**.

Finalmente, en este trabajo se propone una fórmula para calcular el cortante resistente de muros de mampostería, tanto reforzados como no-reforzados, en términos del esfuerzo principal de tensión ($Z \leq 1$):

$$V_{\text{máx}} = \frac{h \cdot A_0 \cdot R_t}{e_0} + 0,06(R_a \cdot A_h) + m_l \sum_{l=1}^3 m_g \cdot R_g \cdot A_g \quad (1.3)$$

- donde: $V_{\text{máx}}$ fuerza cortante resistente del muro;
- h coeficiente de influencia de Z en la resistencia a cortante: $h = 1,22 - 0,71Z$ cuando $\sigma_0 \geq 3,5 \text{ kg/cm}^2$, y $(1,22 - 0,71Z) \times [1 + \{0,065 + 0,88(Z - 0,311)^3\} \times (s_0 - 3,5)]$ cuando $\sigma_0 \leq 3,5 \text{ kg/cm}^2$;
- A_0 área efectiva de la sección transversal (incluye el área efectiva del patín) del muro de mampostería;
- $R_t = R_j \sqrt{1 + \frac{s_0}{R_j}}$;
- e_0 coeficiente de variación del esfuerzo cortante: 1,2 para sección rectangular y $1,2 \left(\frac{A}{B \cdot t} \right)^{\frac{2}{3}}$ para una sección arbitraria, donde A y t son área efectiva de la sección transversal y espesor del muro, respectivamente;
- A_h y R_a área de la sección transversal del núcleo de concreto reforzado y resistencia a compresión axial, respectivamente;
- l índice (1-3) para el refuerzo tipo **a(e)**, **b(g, f)** y **c** respectivamente;
- A_g y R_g área de la sección transversal y resistencia a tensión, del acero de refuerzo, respectivamente;
- m_l coeficiente de eficiencia para diferentes combinaciones de refuerzo: 0,9 para la combinación de **a(e)**, **b(f)** y **c**, y 1,0 para cualquier otro caso; y,
- m_g coeficiente de participación del refuerzo en la resistencia a cortante: 0,2 para tipo **b**, 0,4 para tipo **c**, 1,0 para tipo **a** con combinación **abc**, y 0,6 para cualquier otro caso. Para un número de capas de 2–6, m_g debe ser multiplicado por un factor de reducción de 0,9–0,7.

En la tabla 1.31 se pueden comparar los valores de h calculados con el método propuesto y aquéllos obtenidos de otras maneras.

Tabla 1.31 Comparación de valores de h de diferentes métodos

MÉTODO	σ_0 , KG/CM ²	Z				
		0,3111	0,489	0,578	0,667	0,800
EXPERIMENTAL	5,0	1	0,844	0,799	0,728	0,675
ANALÍTICO	2,0	0,903	0,810	0,725	0,633	0,500
	³ 3,5	1	0,875	0,827	0,761	0,677
FÓRMULA PROPUESTA	2,0	0,903	0,780	0,711	0,746	0,652
	³ 3,5	1	0,873	0,810	0,763	0,675

En la tabla 1.32 se presentan los valores experimentales y calculados con la ec. 1.3 del cortante resistente de los especímenes grandes y a escala.

Tabla 1.32 Valores de $V_{\text{máx}}$ calculados y experimentales

Tipo	Identificación	Valores experimentales, t	$V_{\text{máx}}$ ec. 1.3, t	Diferencia, %
Especímen grande	SGQ-1	76,0	—	—
	SGQ-2	85,5	91,14	6,6
	PGQ-1	81,0	83,66	3,3
	PGQ-2	82,5	86,37	4,7
	PGQ-3	92,5	87,95	-4,9
	PGQ-4	88,3	93,70	6,1
	PGQ-5	99,9	101,00	1,0
	PGQ-6	57,1	55,26	-3,3
	PGQ-7	58,1	55,26	-4,9
	PGQ-8	70,8	71,77	1,3
	PGQ-9	77,0	79,91	3,8
	PGQ-10	78,8	79,91	1,4
	PGQ-11	83,2	88,21	6,0
	SQ-1	80,3	80,27	-0,1
Especímen a escala	WN-1	8,0	8,45	5,6
	WN-2	13,0	13,27	2,1
	WN-3	10,8	11,46	6,1
	WN-4	12,2	13,56	11,2
	WN-5	8,0	10,10	26,3
	WN-01	26,1	15,27	-41,5
	WN-02	26,2	20,04	-23,5
	WN-03	21,8	17,03	-21,9
	WN-04	27,8	21,44	-21,9
	WN-05	18,6	15,43	-20,9

1.6.7 Suiza

Como parte de un proyecto de investigación sobre el comportamiento de muros de mampostería llevado a cabo en el Instituto de Tecnología del Politécnico Federal de Zürich, se ensayaron siete especímenes de mampostería. El objetivo de estas pruebas fue investigar el comportamiento de muros de mampostería sometidos a fuerza cortante, fuerza normal y momento flexionante. Las variables de estudio fueron la fuerza normal, el momento flexionante, la cuantía de refuerzo y el tipo de carga (monótona o cíclica). El programa experimental se resume en la tabla 1.33 (Ganz y Thürlimann, 1984). El tipo de pieza utilizado se muestra en la fig. 1.52. Se utilizó solamente un tipo de mortero.

Tabla 1.33 Programa experimental

Espécimen	Fuerza normal N, t	Excentricidad de N, mm	Refuerzo horizontal ¹	Pos-tensado vertical P ₀ , t	Aplicación de la carga lateral	Edad a la prueba, días
W1	42	0	—	—	monótona	21
W2	131	0	—	—	monótona	19
W3	42	0	2 ϕ 5	—	monótona	20
W4	43	840	—	—	monótona	21
W5	43	1720	2 ϕ 5	28	monótona	21
W6	43	0	—	—	cíclica	16
W7	131	0	—	—	cíclica	22

¹ diámetro de las barras en mm

1 t = 9,81 kN

En la tabla 1.34 se presentan las características físicas y mecánicas del ladrillo utilizado. Para unir las piezas se empleó mortero con una dosificación de 360 kg de cemento por metro cúbico. En la tabla 1.35 se presentan las propiedades mecánicas del mortero y en la fig. 1.53 se muestran las curvas granulométricas de las arenas utilizadas.

Tabla 1.34 Propiedades de las piezas

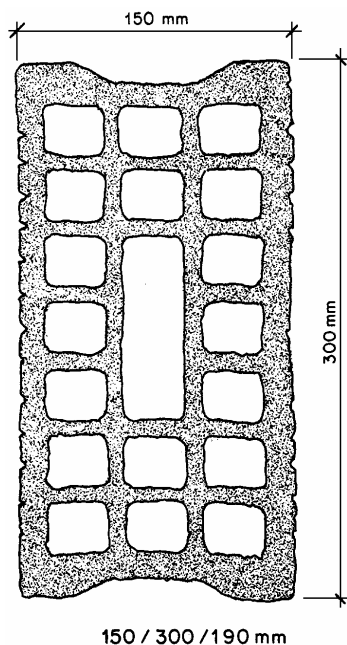


Figura 1.52 - Tipo de pieza

1. Dimensiones	Longitud / anchura/ altura, mm	300/ 150/ 190
2. Estructura	Área neta, mm ² % del área bruta	20200 46
3. Masa	Media, kg	7,22
4. Densidad	Media, kg/m ³	854
5. Absorción	Media, g/dm ² .min	26
6. Resistencia a compresión	Media, MPa (kg/cm ²)	37,4 (380)
7. Módulo de ruptura	Media, MPa (kg/cm ²)	9,1 (90)

Los tableros fueron contruidos por un obrero del Instituto de Pruebas e Investigaciones de la Asociación de Fabricantes de Ladrillos y Bloques de Suiza.

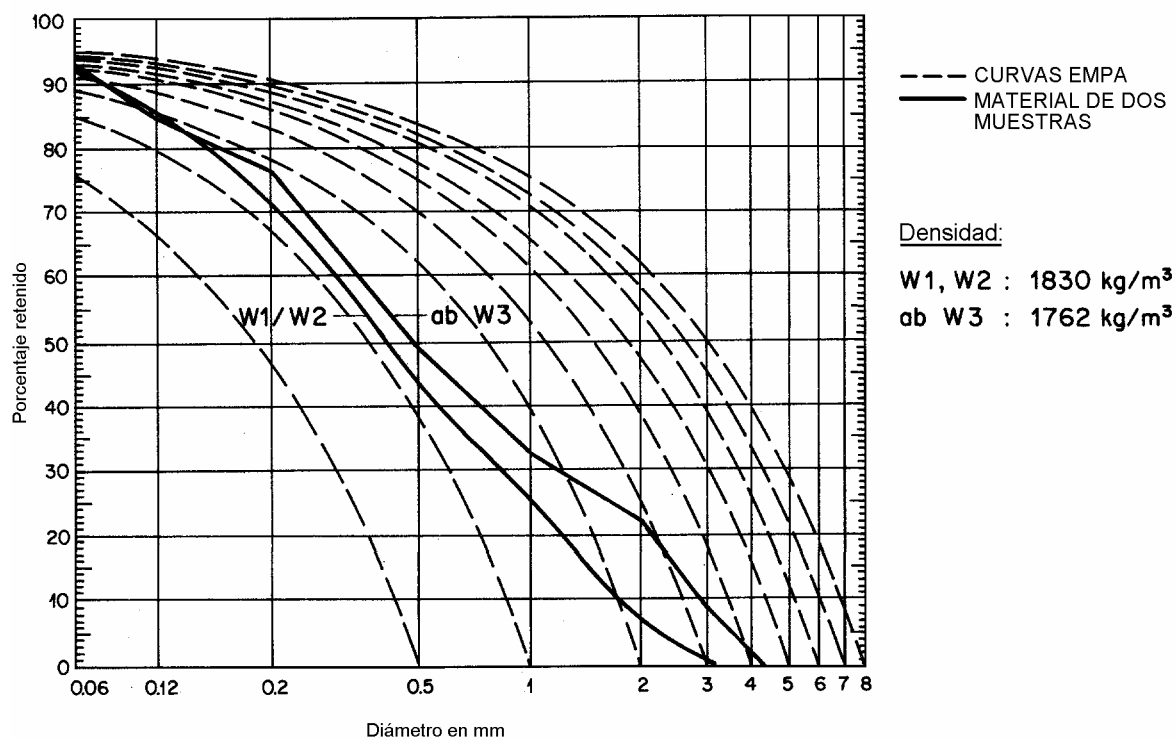
Los especímenes tuvieron una longitud de 3,6 m y una altura de 2,0 m (80 por ciento de la altura normal de entepiso). El esquema de los especímenes se presenta en la fig 1.54. En ambos extremos de los tableros se construyó un patín de 60 cm de anchura. En los especímenes W4 y W5, que serían ensayados con carga normal excéntrica, el patín se construyó de 90 cm. El espesor del muro fue en todos los casos de 150 mm.

Tabla 1.35 Propiedades del mortero

Espécimen	Edad de la muestra, días	Cantidad de cemento, kg/m ³	Densidad edo. fresco, kg/m ³	Densidad endurecido, kg/m ³	Módulo de ruptura, MPa	Resistencia a compresión ¹ , MPa
W1	25	363	2160	2149	5,5	23,9
W2	30	365	2171	2138	6,3	23,8
W3	29	361	2149	2158	7,4	31,1
W4	29	361	2154	2188	7,7	33,8
W5	34	358	2134	2184	7,0	27,6
W6	24	363	2164	2211	7,4	28,2
W7	34	363	2162	2207	7,5	31,2
promedio				2175	7,0	28,5

¹ 1 MPa = 10,2 kg/cm²

Relación agua/cemento ≈ 0,79

**Figura 1.53 - Curvas granulométricas del arena**

Los tableros de mampostería se construyeron sobre una losa de cimentación de 180 mm de espesor, que se colocó a su vez sobre el piso de reacción. Sobre el extremo superior de los tableros se colocó una losa para facilitar la aplicación de las cargas normales y de la carga lateral. La losa, de 160 mm de espesor, se pre-tensó en dirección longitudinal con 61,2 t (600 kN).

Figura 1.54 - Geometría y dimensiones de los especímenes

En los especímenes W3 y W5 se colocó refuerzo horizontal consistente de dos alambres corrugados estirados en frío de 5 mm de diámetro, en cada hilada, que se anclaron en sus extremos con placas de acero de 80×150×8 mm. Comercialmente este tipo de refuerzo se vende con una diagonal soldada. Los patines no se reforzaron. Adicionalmente, el espécimen W5 se postensó verticalmente utilizando dos barras de 12 mm de diámetro; la posición de este refuerzo se puede observar en la fig. 1.54.

Las propiedades mecánicas del acero de refuerzo se presentan en la tabla 1.36. En la fig. 1.55 se muestra la curva esfuerzo–deformación. Las propiedades del acero de postensado (usado con el espécimen W5) se presentan también en la tabla 1.36.

Tabla 1.36 Propiedades del acero de refuerzo

Diámetro, mm	Área, mm ²	$F_{y, \text{ estático}},$ MPa	$F_{y, \text{ dinámico}},$ MPa	$F_{u, \text{ estático}},$ MPa	$F_{u, \text{ dinámico}},$ MPa	λ_5	λ_{10}	$E_s,$ GPa
5 ¹	20,05	506,3	524,6	545,2	570,3	0,142	0,077	210
12 ²	112,72	—	1425	—	1647	—	0,068	—

¹ Utilizado como refuerzo horizontal en W5 y W6 (promedio de seis muestras)

² Acero postensado en W5 (promedio de 16 muestras)

λ_5 Alargamiento final sobre 5 veces el diámetro de la barra

λ_{10} Alargamiento final sobre 10 veces el diámetro de la barra

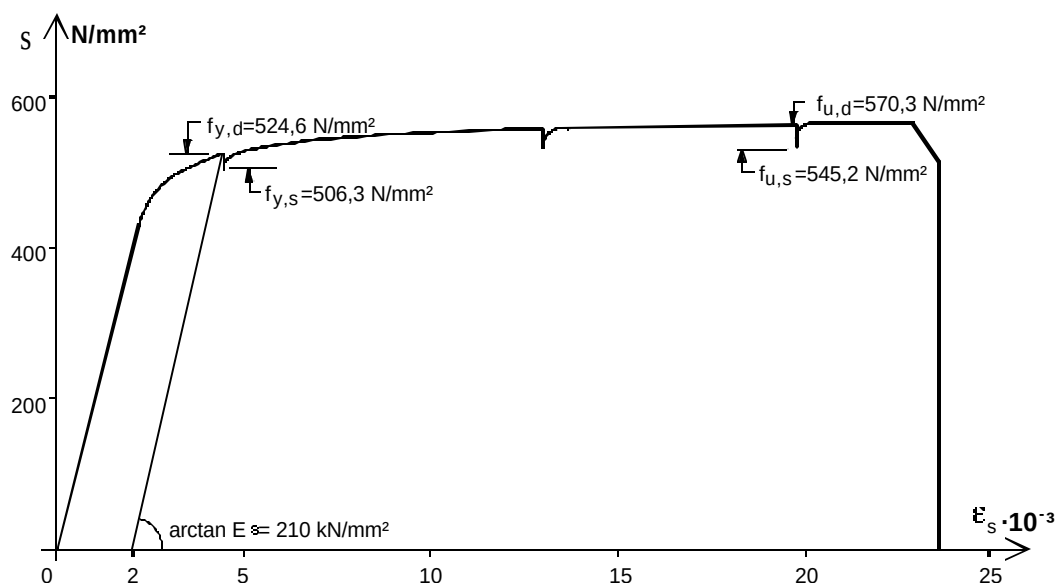


Figura 1.55 - Curva esfuerzo–deformación del acero de refuerzo (f 5 mm)

La fuerza normal céntrica se aplicó sobre la losa de concreto mediante seis gatos hidráulicos de 13,7 t (135 kN) cada uno, montados verticalmente a ambos lados del tablero. En los especímenes W2 y W7 (con carga vertical elevada) la losa de concreto se reforzó con perfiles de acero.

La fuerza normal excéntrica se aplicó a cada lado del tablero con un gato de 40,8 t (400 kN) mediante una viga transversal de acero.

La carga lateral se aplicó mediante un gato hidráulico con servoválvula. En los experimentos estáticos la carga lateral se aplicó como tensión en las barras de acero pretensadas de 26 mm de diámetro en la losa superior de concreto.

La losa de cimentación se sujetó al piso de reacción mediante ocho barras postensadas. Para garantizar un contacto uniforme con el piso, inicialmente se colocó bajo la losa de concreto una capa de fibra dura de 5 mm de espesor; durante el ensaye de W2 se vio que esto no era suficiente y se sustituyó, a partir de W3, por una cama de yeso. En ambos extremos de la losa de cimentación se colocaron contrafuertes de acero para evitar un posible deslizamiento. En las figs. 1.56 y 1.57 se muestra el esquema de la instalación para los ensayos.

Los especímenes se pintaron de blanco para resaltar la aparición del agrietamiento (figs. 1.58 y 1.59).

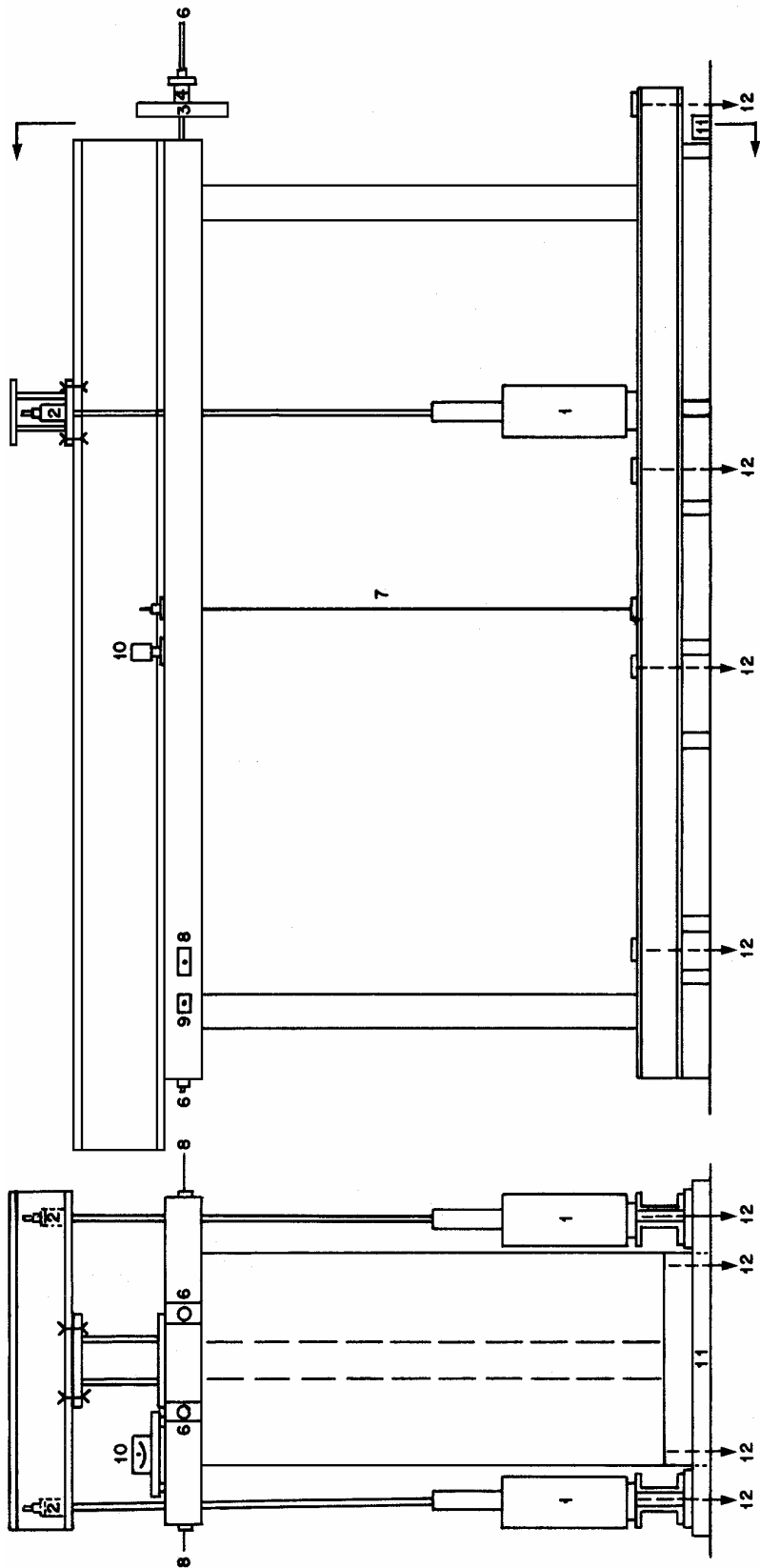
La edad de los tableros al inicio del ensaye estuvo entre 16 y 22 días. Los ensayos duraron entre 3 y 6 días. Todos los ensayos se controlaron por deformación. La magnitud de control fue el desplazamiento horizontal de la losa de concreto superior. En todos los ensayos se aplicó primero la fuerza normal y posteriormente se mantuvo constante durante todo el experimento.

En los ensayos con carga monótona se incrementó gradualmente el desplazamiento horizontal de la losa de concreto superior hasta llegar a la falla. La fuerza lateral tuvo el mismo signo durante todo el ensaye.

En los especímenes W6 y W7 la carga lateral se aplicó de manera cíclica (sin fuerzas de inercia). En la fig. 1.60 se presenta la historia de carga de los ensayos con carga monótona y cíclica.

En resumen, los parámetros estudiados fueron:

- a) Fuerza normal. Se analizaron dos niveles de carga: la fuerza normal menor o mayor correspondió a la carga en el piso inferior de un edificio de cuatro y de diez pisos respectivamente.
- b) Excentricidad de la fuerza normal. Se estudió la influencia de la flexión, fuera del plano del muro, en la capacidad a cargas laterales.
- c) Refuerzo. Sólo en dos especímenes se colocó refuerzo horizontal. Debido a que la geometría de los ladrillos comerciales en Suiza no permite la colocación de refuerzo vertical, se optó por pos-tensar uno de los especímenes (W5) utilizando barras exteriores al tablero sin aglutinante.
- d) Carga lateral. En los primeros cinco ensayos se aplicó carga horizontal monótonamente creciente hasta la falla. En dos especímenes más se estudió la influencia de la modificación de la dirección de la carga.



- Fuerza normal: 1. Gato hidráulico; 2. Celdas de carga
- Carga lateral: 3. Placa de acero, 4. Celda de carga (ensayos cíclicos y monotónicos) 5. Medidores de presión (ensayos cíclicos) 6. Barras de pretensado (26 mm de diámetro) 7. Barras para proporcionar estabilidad vertical 8. Barras para proporcionar estabilidad horizontal
9. Medidor de desviación horizontal de la losa
10. Medidor de inclinación (giro de la losa)
11. Contrafuerte (para evitar deslizamiento)
12. Puntos de tensado de la losa de cimentación y perfil de acero

Figura 1.57 - Instalación para ensaye con fuerza normal excéntrica

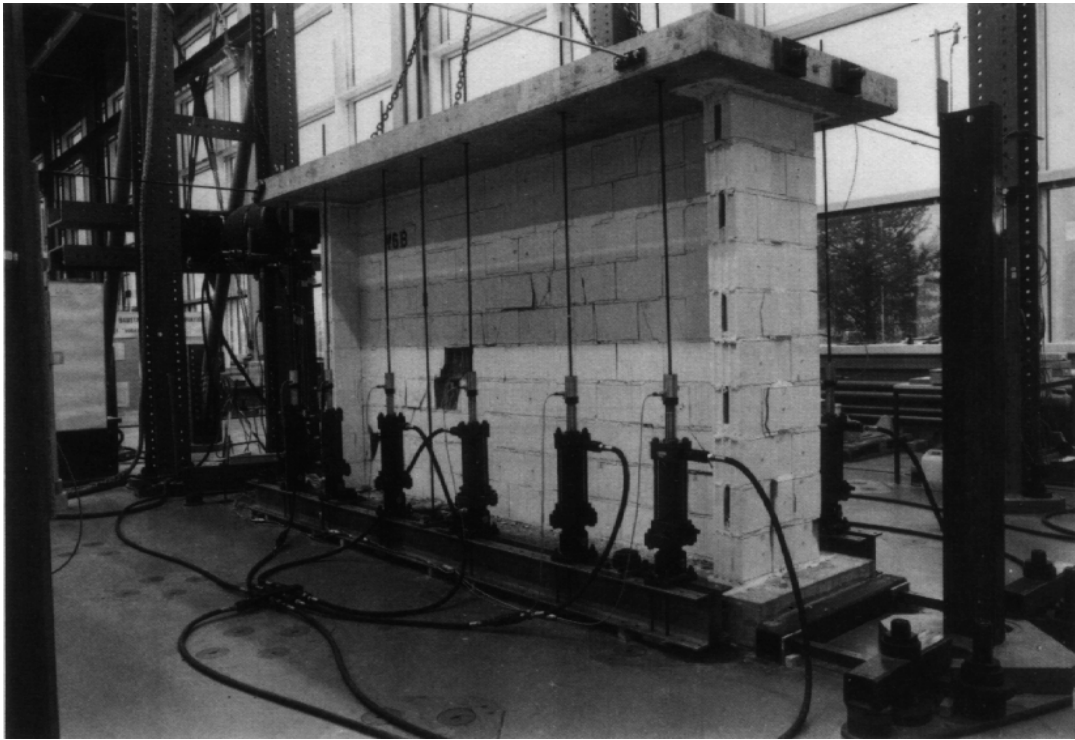


Figura 1.58 - Instalación para ensaye con fuerza normal céntrica

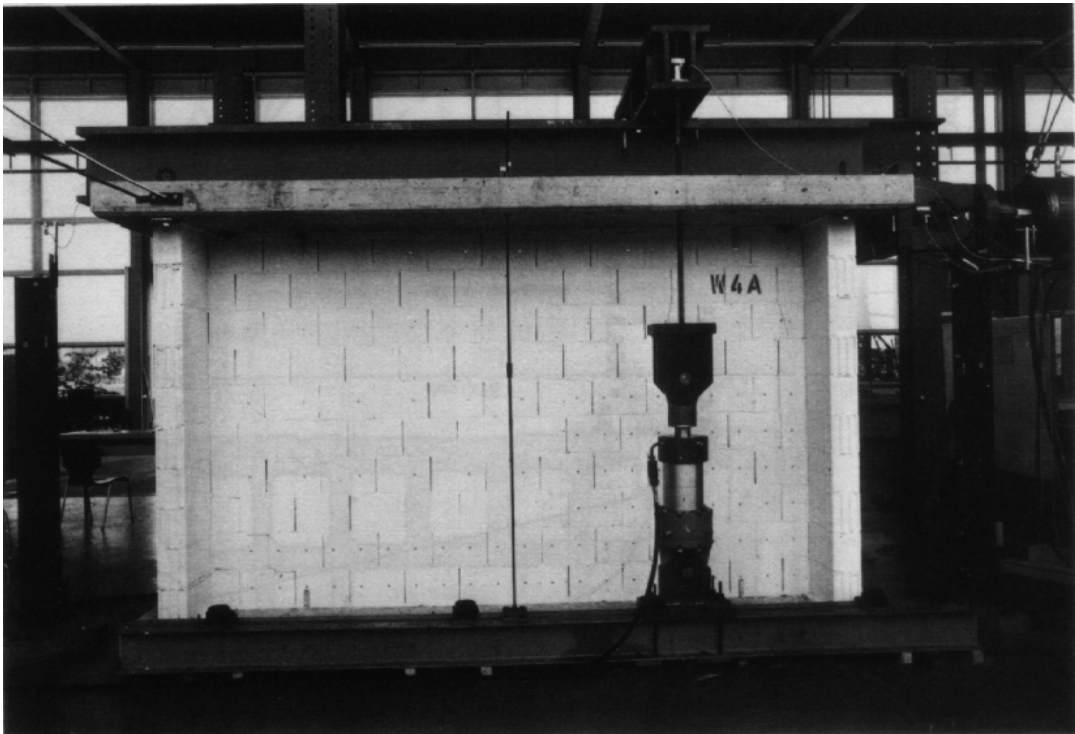


Figura 1.59 - Instalación para ensaye con fuerza normal excéntrica

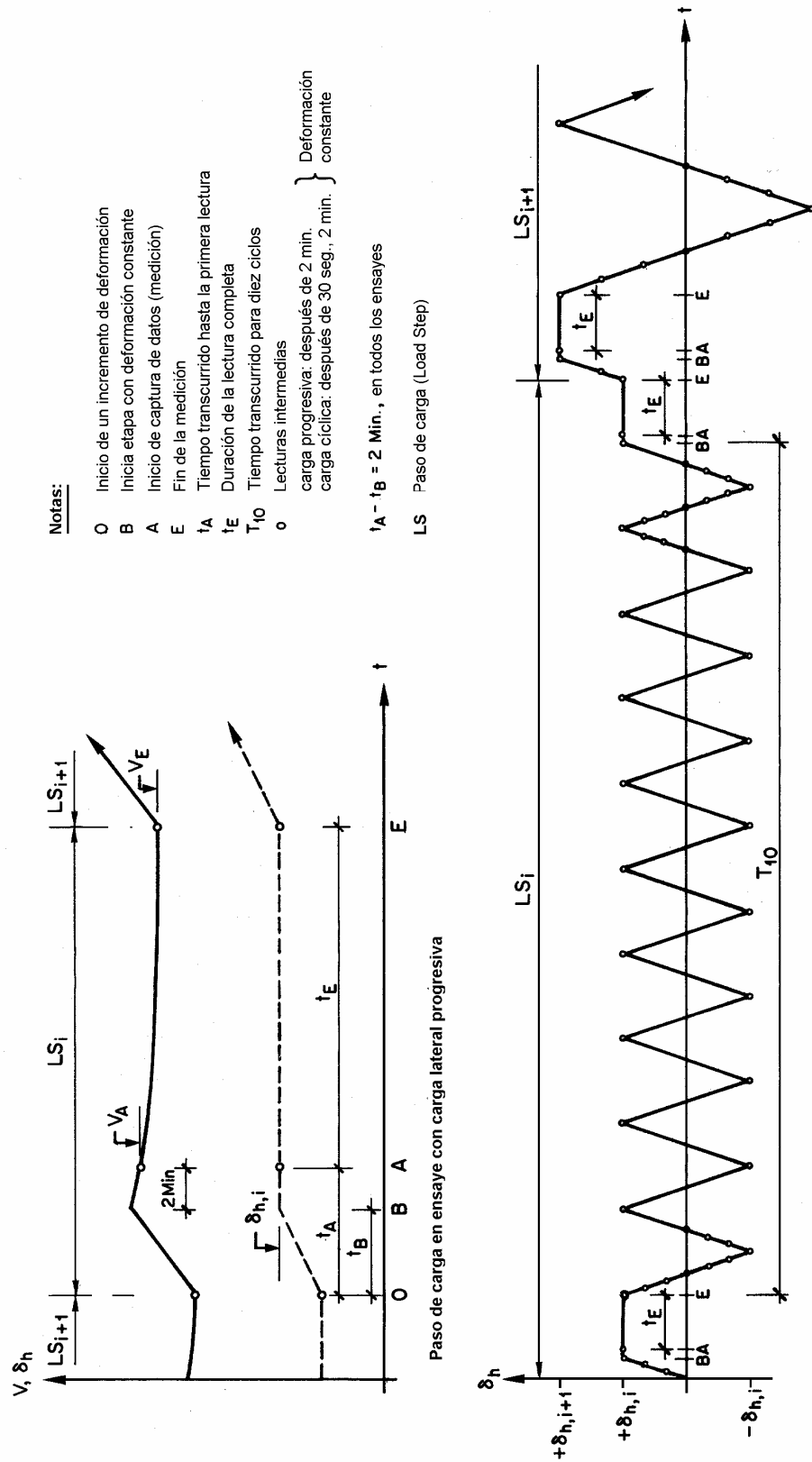


Figura 1.60 - Esquema de una etapa de carga

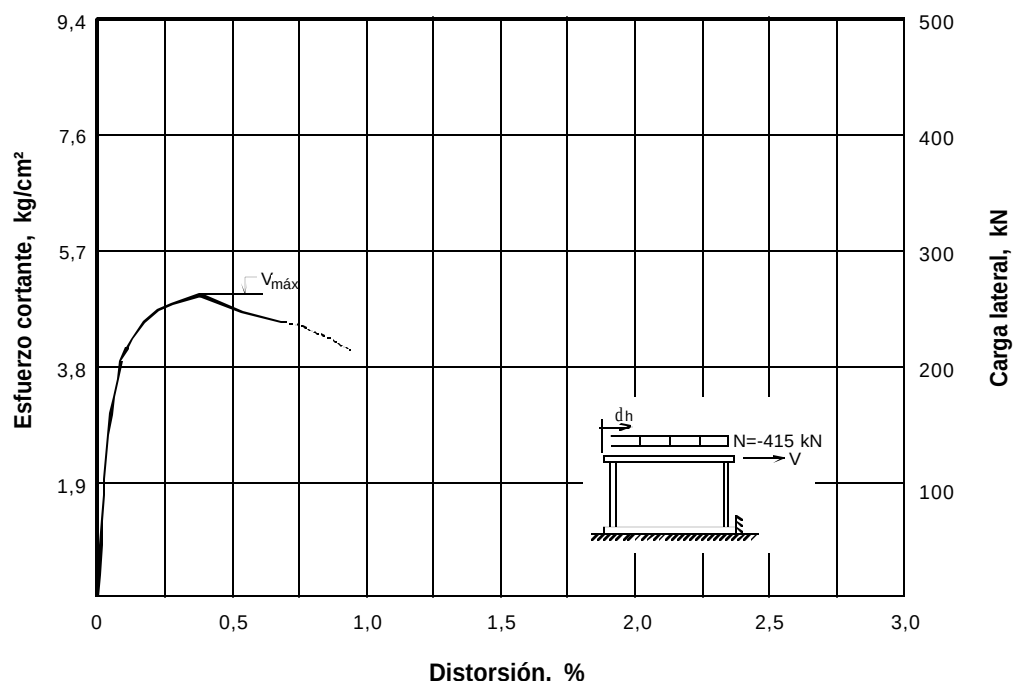


Figura 1.61 - Envolvente de respuesta del espécimen W1

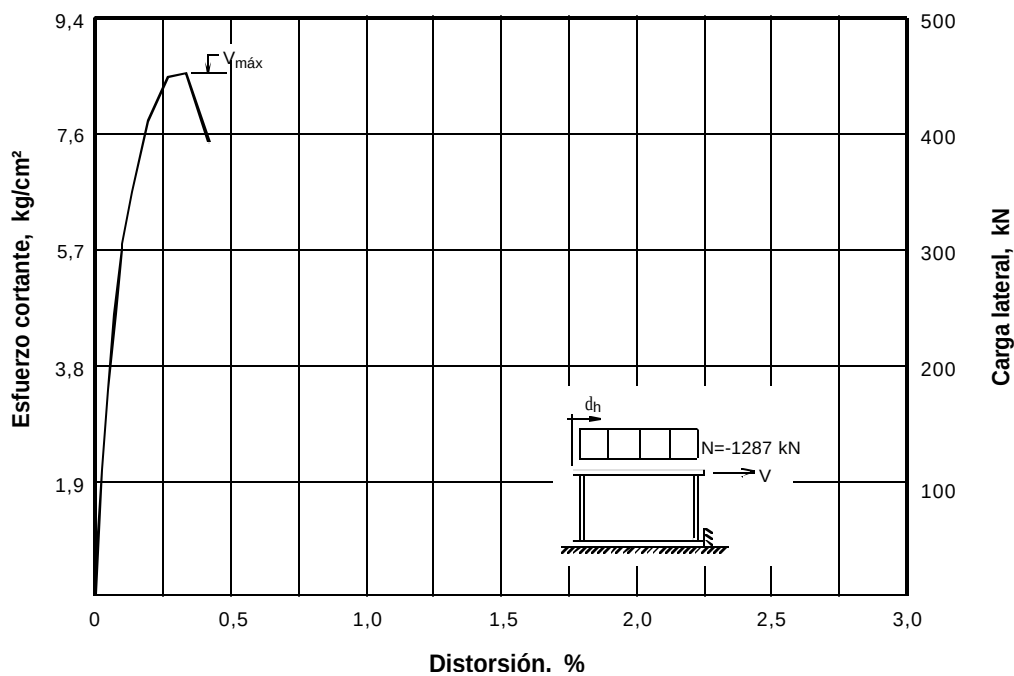


Figura 1.62 - Envolvente de respuesta del espécimen W2

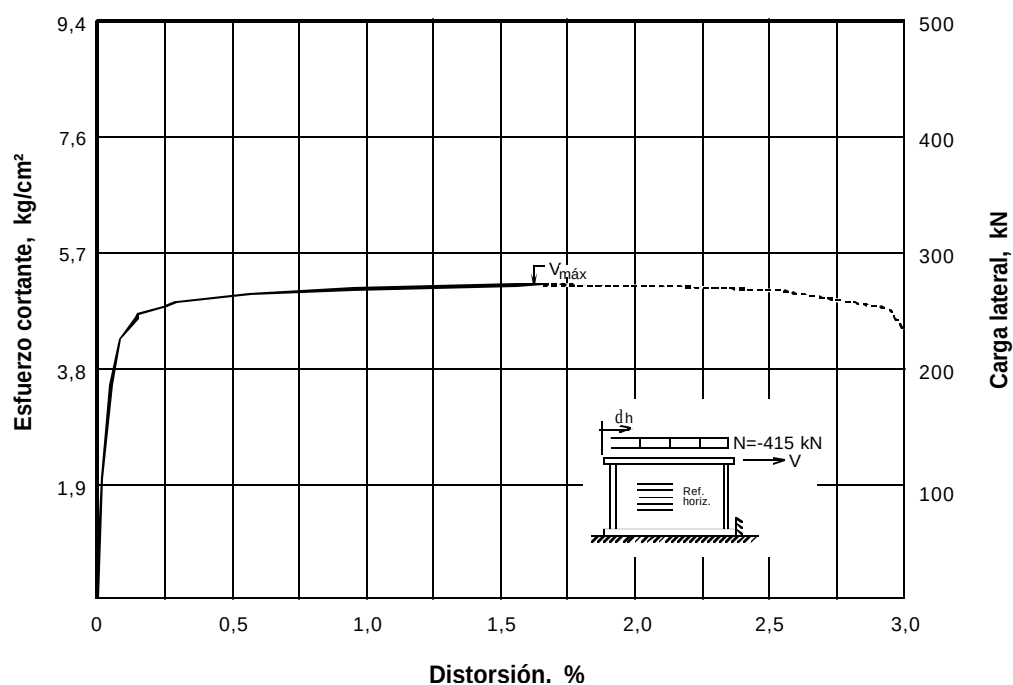


Figura 1.63 - Envolvente de respuesta del espécimen W3

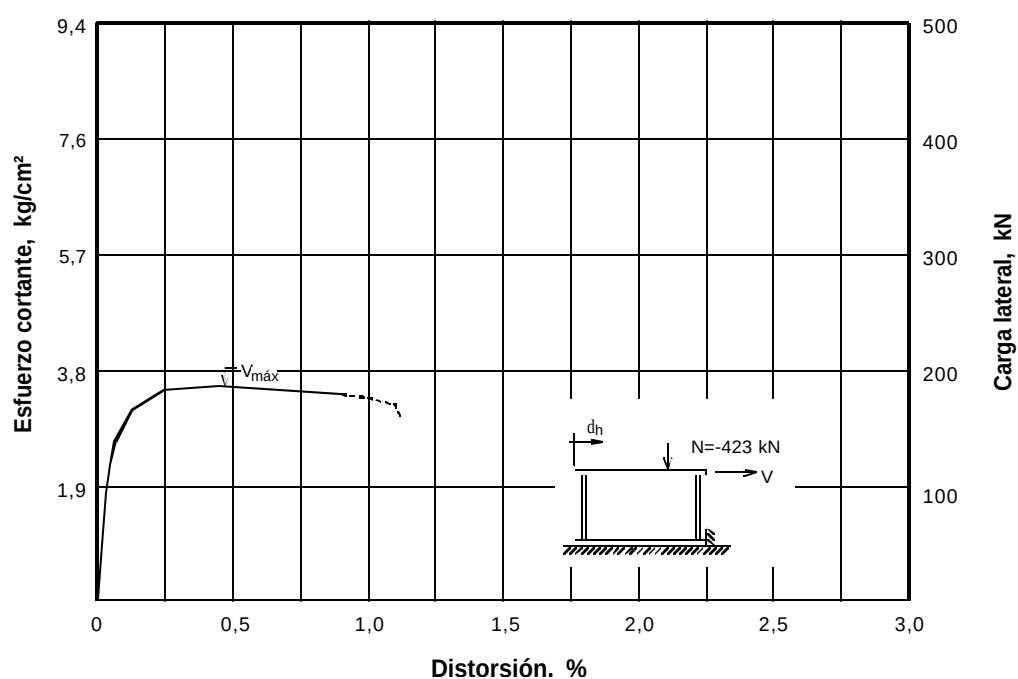


Figura 1.64 - Envolvente de respuesta del espécimen W4

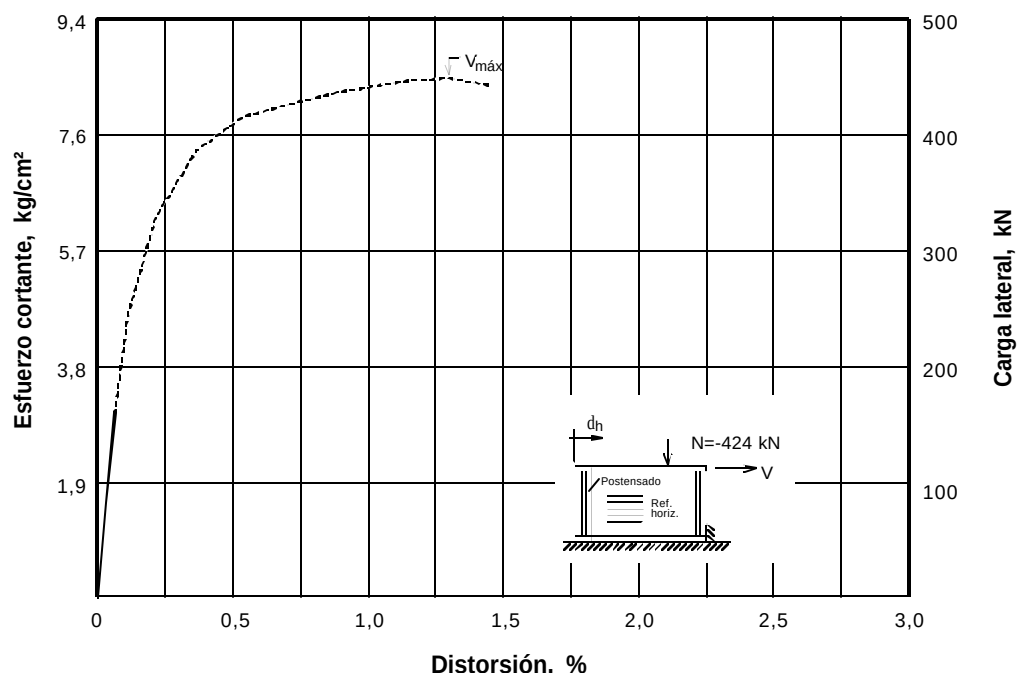


Figura 1.65 - Envolvente de respuesta del espécimen W5

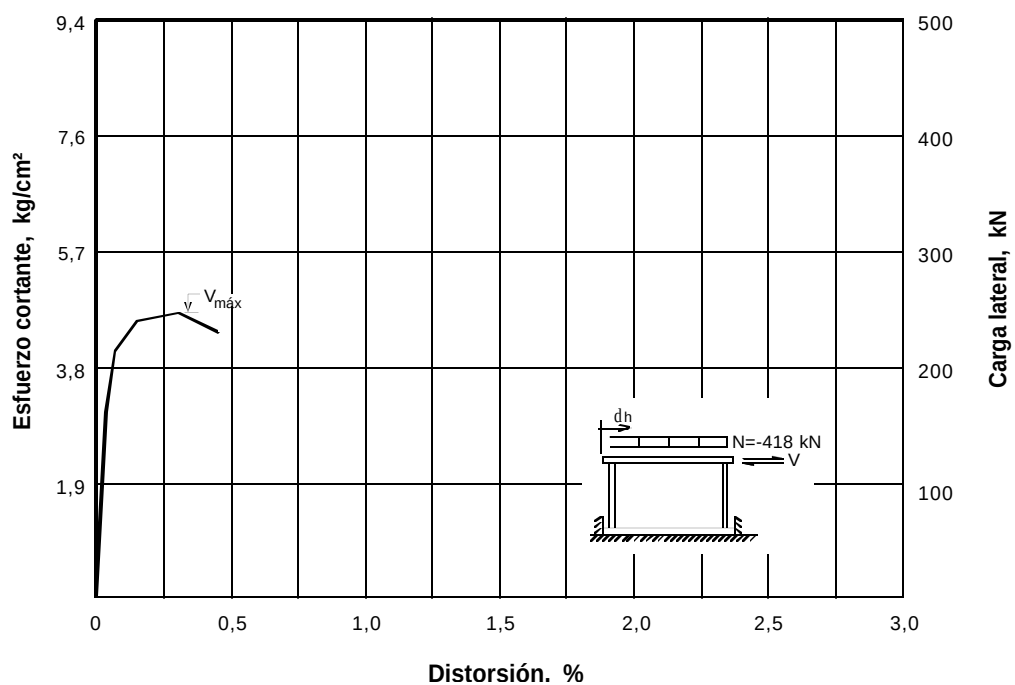


Figura 1.66 - Envolvente de respuesta del espécimen W6

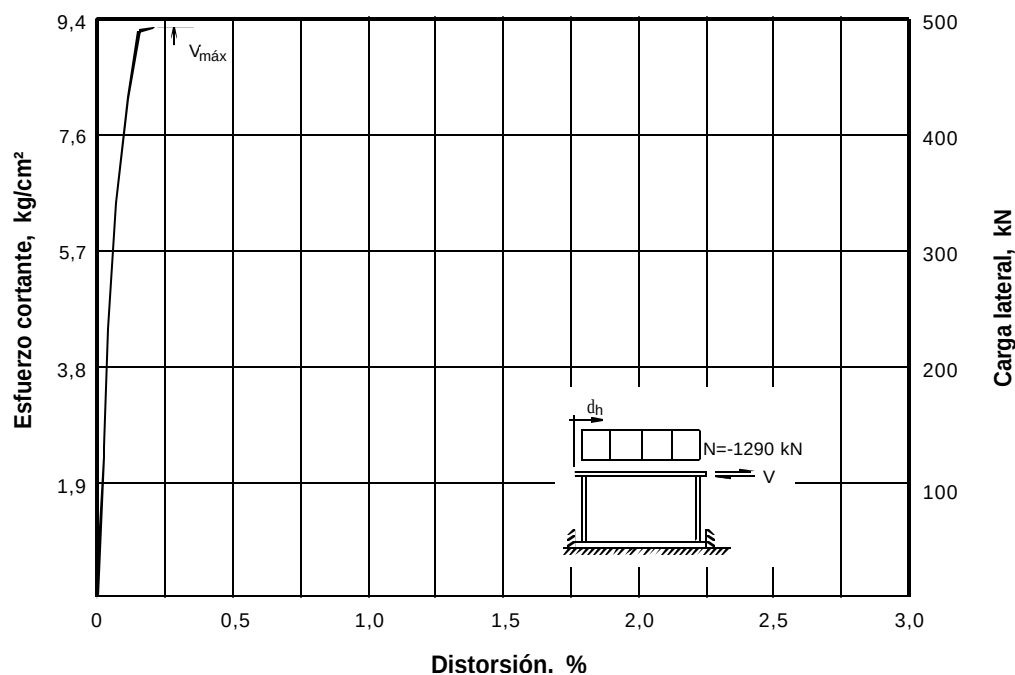


Figura 1.67 - Envolvente de respuesta del espécimen W7

En los ensayos con carga monótonamente creciente, la falla se inició con el aplastamiento de los ladrillos de la esquina de aplicación de la carga. En los ensayos con carga lateral cíclica, la falla se inició por el aplastamiento de los ladrillos en la parte central del tablero. En ninguno de los ensayos se presentó deslizamiento del tablero a lo largo de las juntas. En las figs. 1.68 y 1.69 se presentan los patrones finales de agrietamiento de todos los especímenes

Los resultados obtenidos de los experimentos se pueden resumir como sigue:

En las envolventes de respuesta de los especímenes (figs. 1.61 a 1.67) se distinguieron tres etapas de comportamiento:

- En el intervalo elástico, los desplazamientos se incrementaron proporcionalmente a la fuerza transversal. Los tableros no presentaron fisuras. La fase elástica llegó en todos los ensayos aproximadamente hasta la mitad de la carga máxima. El desplazamiento correspondiente fue menor de 1,0 mm (distorsión < 0,05 %).
- A partir de aproximadamente la mitad de $V_{máx}$ aparecieron fisuras en el tablero. Poco antes o simultáneamente al alcanzar $V_{máx}$ aparecen las primeras grietas de corte entre el patín en compresión y en el tablero. La primera grieta en el patín en compresión apareció siempre en la segunda hilada a partir de la losa de cimentación.
- Después de alcanzar $V_{máx}$ la pendiente de la envolvente dependió del valor de la fuerza normal. Las piezas en la esquina del tablero, cercanas al punto de aplicación de la carga, se destruyeron gradualmente y el patín en compresión se agrietó verticalmente. Con esto se inició la rotura del tablero.

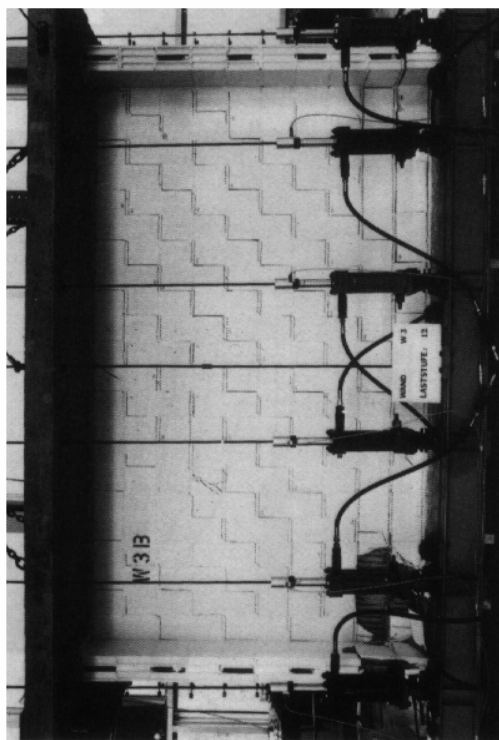
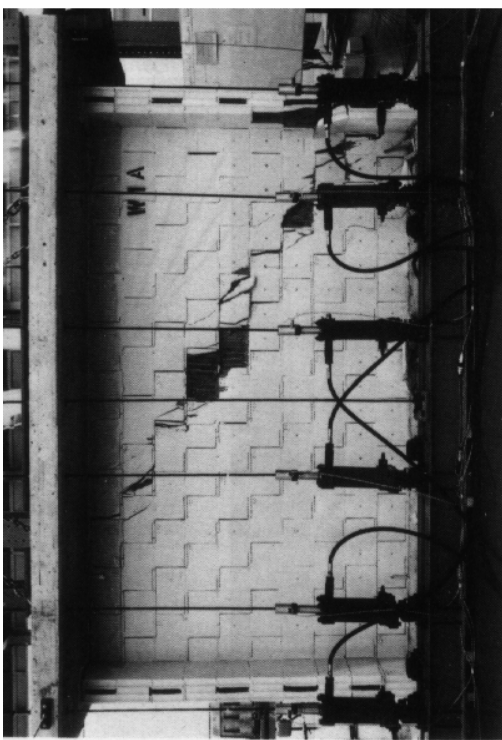
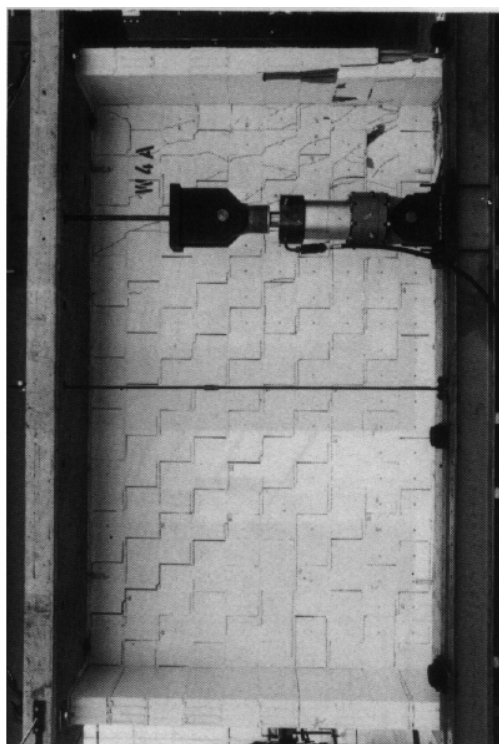
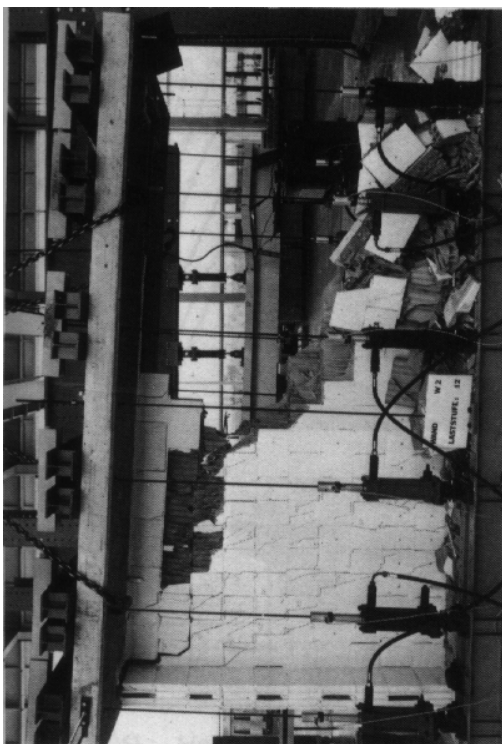


Figura 1.68 - Condición final de daño (especímenes W1, W2, W3 y W4)

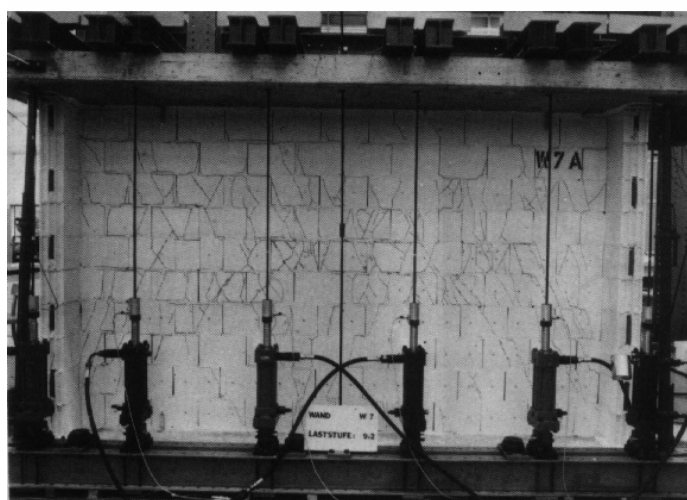
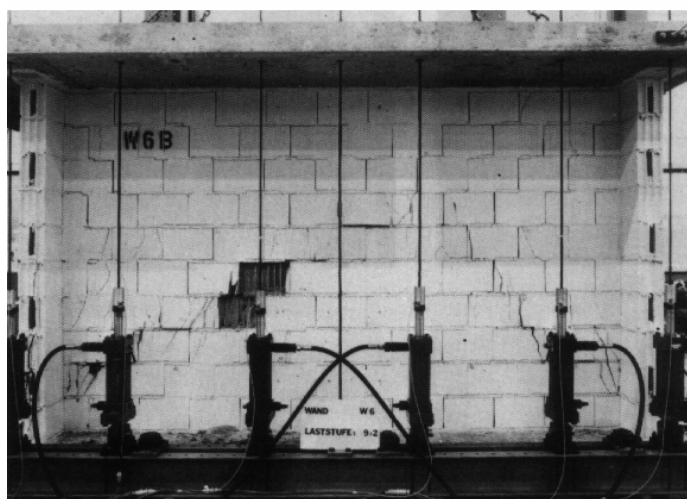


Figura 1.69 - Condición final de daño (especímenes W5, W6 y W7)

En el rango estudiado, el cortante resistente dependió del esfuerzo normal. Cuando la fuerza normal fue pequeña, los tableros exhibieron un comportamiento dúctil, la degradación de la resistencia después de $V_{m\acute{a}x}$ fue mínima. Con el incremento de la fuerza normal se incrementó también $V_{m\acute{a}x}$, sin embargo se redujo la ductilidad. La fuerza normal no influyó en la rigidez de los tableros en el rango elástico.

La ductilidad de los especímenes dependió de la fuerza normal y del refuerzo. La cuantía colocada en W3, sólo generó un ligero aumento de la carga lateral máxima. Pero el desplazamiento máximo fue de aproximadamente tres veces el valor para W1, sin refuerzo. Sin embargo hay que hacer notar aquí el buen anclaje de los ganchos; sin el uso de las placas para anclaje seguramente no se hubieran obtenido tan buenos resultados.

El postensado vertical en W5 hizo posible un gran incremento de la carga lateral máxima y tuvo una influencia favorable en el desarrollo del agrietamiento.

La acción combinada de una fuerza normal y un momento flexionante (en la misma dirección que la carga lateral) redujeron el cortante máximo resistente.

Para el tipo de carga y fuerza normal utilizados, el refuerzo en las juntas de mortero, por sí sólo, produjo un incremento despreciable en la resistencia a carga lateral.

La reducción del cortante resistente en los ensayos con carga cíclica en comparación con los ensayos monótonos fue aproximadamente de 15 por ciento. También se redujo la capacidad de deformación. Los ciclos de carga de hasta la mitad del cortante resistente no tuvieron influencia en el comportamiento de los muros.

Bajo carga cíclica, el espécimen W6 con un esfuerzo normal de $6,3 \text{ kg/cm}^2$ ($0,62 \text{ MPa}$) mostró una mayor capacidad de disipación de energía que el espécimen W7 con un esfuerzo normal de $19,5 \text{ kg/cm}^2$ ($1,9 \text{ MPa}$).

Bajo esfuerzos normales del orden de 6 kg/cm^2 ($0,59 \text{ MPa}$), las grietas aparecieron sólo en las juntas de mortero (en forma escalonada) y en el patín en tensión. Cerca de alcanzar la resistencia de los tableros, los ladrillos en la esquina del muro en compresión comenzaron a agrietarse. Bajo esfuerzos normales elevados ($\sigma=19,5 \text{ kg/cm}^2$ o $1,9 \text{ MPa}$), se observaron solamente grietas en las piezas, casi verticales.

En todos los ensayos el agrietamiento comenzó a presentarse con una carga lateral del orden de la mitad de $V_{m\acute{a}x}$. Para distorsiones pequeñas, la anchura de grietas máxima dependió principalmente del desplazamiento horizontal (medido en la losa superior) y del momento flexionante.

Los autores (Ganz y Thürlimann, 1984) dejaron para un futuro reporte, un análisis más detallado de los resultados.

1.7 RESUMEN Y COMENTARIOS

Tomando en cuenta el incremento en la construcción de viviendas con piezas multiperforadas en México, se hace indispensable la búsqueda de evidencia experimental sobre el comportamiento de estructuras construidas con este sistema.

A pesar de la posible diferencia en el tipo de piezas empleadas en la construcción de los especímenes de prueba en los distintos trabajos de investigación presentados, las conclusiones a que sus autores llegan tienen muchos puntos en común. Algunos de estos puntos de coincidencia se desarrollan a continuación.

Los tipos de pieza utilizados en las diferentes investigaciones se pueden clasificar en tres tipos básicamente: a) multiperforados (ladrillos con varias perforaciones de tamaño uniforme en toda su área transversal, los de tipo “rejilla” y “panal” son los más comunes); b) ladrillos perforados o doble hueco (piezas con dos huecos de sección circular o cuadrada); y c) ladrillos multiperforados con varios orificios pero dos de ellos, no tan pequeños como los demás, para alojar refuerzo vertical o mortero.

Los tres tipos de piezas anteriores se han utilizado de manera indistinta en Argentina, Chile, Colombia, México y Perú para la construcción de mampostería reforzada pero siempre utilizando un sólo tipo de pieza en la construcción de todo el tablero. En estos países, la construcción de muros de mampostería resistentes a cargas laterales con espesores de 12 a 14 cm es una costumbre muy arraigada; las ladrilleras no producen piezas con anchuras mayores.

En la construcción de mampostería reforzada, el uso de piezas multiperforadas, de hasta 14 cm de anchura con varias perforaciones pero dos más grandes que las demás, implica dificultades en el colado de los huecos con refuerzo vertical debido al tamaño de los mismos. Generalmente, esto redundará en secciones rellenas defectuosas.

El uso de piezas perforadas permite colar una sección de concreto mayor en los huecos con refuerzo vertical. Sin embargo, es práctica común en la construcción de muros con piezas doble hueco, que el albañil coloque mortero solamente en los bordes de la superficie de la pieza sobre una anchura similar al espesor de las paredes. En muros de este tipo, sin refuerzo horizontal y sometidos a cargas laterales, se ha observado agrietamiento diagonal escalonado siguiendo las juntas de mortero asociado a resistencias bajas.

De la discusión anterior se recomienda evitar el uso de piezas, perforadas o con perforaciones no uniformes, como único elemento para la construcción de muros de mampostería reforzada resistentes a cargas laterales y, en cambio, utilizar dos tipos de pieza: ladrillos doble hueco para alojar el refuerzo vertical y ladrillos multiperforados (con perforaciones uniformes) en el grueso del tablero. Se busca con esto construir secciones de concreto de relleno lo más grandes posible que redundarán en un mejor comportamiento de los tableros ante cargas laterales.

Casi la totalidad de los resultados de investigaciones revisados se refieren al ensaye estático con cargas en una dirección y alternadas, de tableros aislados a escala natural aproximadamente cuadrados. Se cuenta con pocos resultados de ensayos dinámicos.

El comportamiento de los muros se pudo tipificar como aproximadamente elástico antes del primer agrietamiento inclinado y como dependiente del refuerzo interior y del refuerzo del marco de confinamiento para niveles de deformación mayores.

El tipo de falla observado en muros de contruidos con piezas extruidas y morteros pobres es una grieta diagonal siguiendo las juntas del mortero en forma escalonada. En este sentido, la mayoría de los autores revisados coinciden en que la resistencia del mortero modifica de manera importante la resistencia y rigidez de la mampostería de piezas extruidas perforadas y multiperforadas. San Bartolomé y Tomažević atribuyen poca participación de la calidad del mortero a la resistencia de la mampostería, pero no descartan su contribución; esta apreciación se debe al reducido rango de valores de resistencia del mortero utilizado en sus ensayos.

La recomendación es utilizar morteros con una resistencia a compresión similar a la de las piezas utilizadas.

Una observación generalizada es que, el uso de alambón liso de 6,4 mm ($\frac{1}{4}$ " de diámetro) grado 21, como refuerzo horizontal en cuantías de hasta 0,16 por ciento ($p_h f_y = 3,5 \text{ kg/cm}^2$) aumenta la capacidad de deformación de la mampostería, pero no modifica la resistencia a carga lateral de los muros. Cuantías de refuerzo menores ($p_h=0,05\%$) proporcionadas con barras corrugadas de alta resistencia ($f_y = 6000 \text{ kg/cm}^2$) han probado ser más eficaces para incrementar la resistencia ante cargas laterales y la capacidad de deformación de

muros de mampostería. El uso de refuerzo mediante escalerilla resulta adecuado, siempre y cuando no se alcancen deformaciones de fluencia.

En una filosofía diseño económico se debe buscar la mayor eficiencia del refuerzo horizontal, es decir, que la mayoría de las barras alcancen deformaciones de fluencia.

El refuerzo vertical colocado interiormente es menos eficiente en términos de mejoramiento del comportamiento general de los muros de mampostería que el confinamiento, si es el único refuerzo existente.

En el caso de muros con refuerzo interior (reforzados), el comportamiento resultó cualitativamente parecido al de muros con marco de confinamiento: si se evita la falla por flexión, el muro se agrieta diagonalmente con una falla final por corte en los castillos.

El incremento en la carga vertical condujo a resistencias al corte superiores y a reducciones en la ductilidad. El incremento en la resistencia fue aproximadamente lineal con el nivel de carga presente. La magnitud de la reducción de la capacidad de deformación por la presencia de carga axial no se ha logrado determinar con precisión.

El trabajo del refuerzo horizontal se relacionó con las condiciones de adherencia y anclaje en el muro; sin embargo, algunos trabajos indican que la segunda variable tiene mucha mayor influencia en la eficiencia del refuerzo que la primera.

La fragilidad de muros de piezas con porcentajes de perforaciones altos da lugar a una falla en ocasiones explosiva, acompañada por el desprendimiento de las paredes de las piezas lo que deteriora la capacidad del muro de manera brusca. En muros de carga sin ningún tipo de refuerzo la aparición del agrietamiento diagonal es seguida, en general, directamente por la falla del muro y en ocasiones por el colapso.

No son pocos los trabajos experimentales que se han realizado para entender el comportamiento de la mampostería ante cargas laterales y sin duda se realizarán muchos más en la medida que la industria de la construcción demande nuevos materiales o la optimación de los existentes. Sin embargo, entre los trabajos experimentales revisados, se observaron diferencias en cuanto al formato de presentación de resultados; esto aunado a que algunos autores pasan por alto detalles que quizá para ellos resultan obvios, muchas veces impide comparar resultados de manera directa. Se sugiere trabajar en el desarrollo de un criterio unificado de información básica para la presentación de informes y, tal vez, en una norma o formato estándar para ensaye de tableros de mampostería y evaluación de los resultados.

CAPÍTULO 2

PROGRAMA EXPERIMENTAL

2.1 INTRODUCCIÓN

Como parte de este proyecto se construyeron y ensayaron cuatro muros aislados fabricados con tabique tipo Multex y Vintex. El programa contempló el ensaye destructivo de muros a escala natural con distintas cuantías de refuerzo horizontal así como variantes en el refuerzo y tipo de castillos. Como modelo de referencia se construyó un primer espécimen sin refuerzo horizontal y con castillos ahogados colados en piezas doble hueco, colocados en ambos extremos del muro. En el segundo y tercer especímenes, se utilizó una cuantía mínima de refuerzo horizontal (DDF, 1993b) con dos variantes: un muro con castillos ahogados y otro confinado con castillos exteriores. Por último, se construyó un modelo con castillos ahogados colados en piezas doble hueco, adecuadas para permitir una mayor sección del castillo, y con refuerzo horizontal de aproximadamente cuatro veces la cuantía mínima.

El refuerzo horizontal en los muros se proporcionó con alambres corrugados de alta resistencia, estirados en frío. Las cuantías de refuerzo colocadas corresponden aproximadamente, a la mínima permitida por las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería NTCM (DDF, 1993b) y a la máxima utilizada en la práctica para este tipo de material (Hernández, 1996); las normas correspondientes no establecen un límite superior en este sentido.

Los modelos estuvieron sujetos a cargas cíclicas laterales como las inducidas por sismo y a solicitaciones gravitacionales permanentes típicas de los muros de planta baja de un edificio de vivienda económica de cuatro o cinco niveles. Los especímenes se ensayaron en voladizo.

De la comparación de los modelos reforzados con el de control se podrá establecer el efecto del refuerzo horizontal y la influencia de la sección y tipo de castillo, en el comportamiento sísmico de muros de ladrillo extruido como los empleados. También se estudiará el efecto del tipo y ubicación del refuerzo transversal de los castillos en niveles altos de deformación. La influencia de la cuantía y la facilidad de ejecución y supervisión del proceso constructivo se analizarán comparando entre sí los modelos reforzados.

Las observaciones y consideraciones son aplicables a la construcción a base de muros con tabiques con las dimensiones y características mecánicas de las piezas aquí explicadas.

2.2 DESCRIPCIÓN DE LOS ESPECÍMENES

Los especímenes consistieron en muros de $2,50 \times 2,50$ m de dimensiones nominales, contruidos con ladrillos multiperforados (Multex) y doble hueco vertical (Vintex). La altura establecida representa el valor típico de la altura de entepiso en edificaciones de vivienda económica, que registra como máximos valores entre 2,50 y 2,60 m (Meli et al., 1994).

Los muros se desplantaron sobre vigas de cimentación de concreto reforzado de $320 \times 80 \times 40$ cm (fig. 2.1). En la parte superior se les construyó un sistema dala-losa; la sección nominal de la dala fue de 12×25 cm. La presencia de una losa fue indispensable para transmitir las cargas horizontal y vertical al espécimen de acuerdo con el marco de carga empleado (ver sección 2.5).

Las dimensiones de la losa maciza de concreto reforzado se establecieron a partir de las observaciones del comportamiento de este elemento en modelos ensayados con anterioridad en el CENAPRED; el espesor se fijó en 10 cm y la anchura en 80 cm. La geometría y dimensiones de los modelos se presentan en la fig. 2.2.

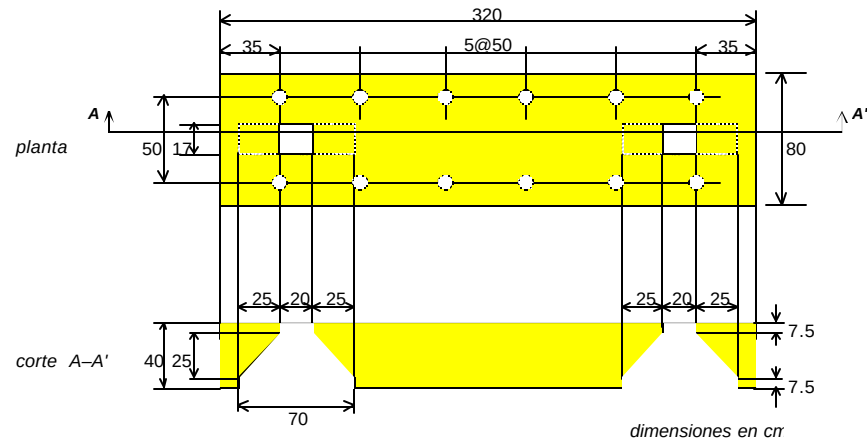


Figura 2.1 Detalle de Viga de Cimentación

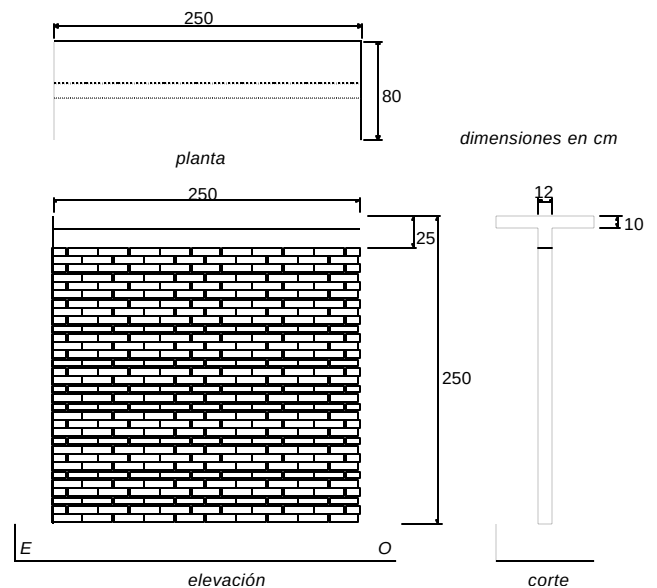


Figura 2.2 Geometría y dimensiones de los especímenes

Para facilitar referencias posteriores se asignó una identificación a cada espécimen: N1, N2, N3 y N4, que corresponde al orden en que se ensayaron.

2.2.1 Materiales

En una primera etapa, se realizaron visitas a un conjunto habitacional de vivienda económica en construcción, con la finalidad de conocer el proceso constructivo de este tipo de muros y de tomar muestras de los morteros empleados. La resistencia promedio a 28 días del mortero utilizado (1:½:3 proporcionado por

volumen) fue de 255 kg/cm^2 . Antes de llenar los moldes de cubos de 5 cm por arista y utilizando un cono de Abrams, de 30 cm de altura, se obtuvo, en promedio, un revenimiento de 22 cm, con un diámetro de la mezcla de 35 cm.

Los materiales empleados en la construcción de los muros fueron muestreados en laboratorio con objeto de determinar sus propiedades mecánicas. Los muros se construyeron sobre cuatro vigas de concreto reforzado (fig. 2.2) construidas en el Laboratorio de Estructuras Grandes del CENAPRED con concreto suministrado por una premezcladora. La resistencia a la compresión promedio, registrada del ensaye a 7 días de tres cilindros obtenidos del colado de cada viga, fue de 530 kg/cm^2 (52,0 MPa), con un peso volumétrico promedio de $2,2 \text{ t/m}^3$ (21,6 kN/m³).

Las piezas utilizadas en la construcción de los paneles de mampostería fueron ladrillos extruidos fabricados por la empresa Novaceramic, en Tetla (Tlaxcala), con dimensiones nominales de longitud, anchura y altura de 24, 12 y 6 cm, respectivamente (figs. 2.3 y 2.4). Las dimensiones se verificaron de acuerdo con la NMX C-38 obteniéndose valores de 23,95, 12,0, y 6,0, muy similares a los reportados por Alcocer et al. (1995).

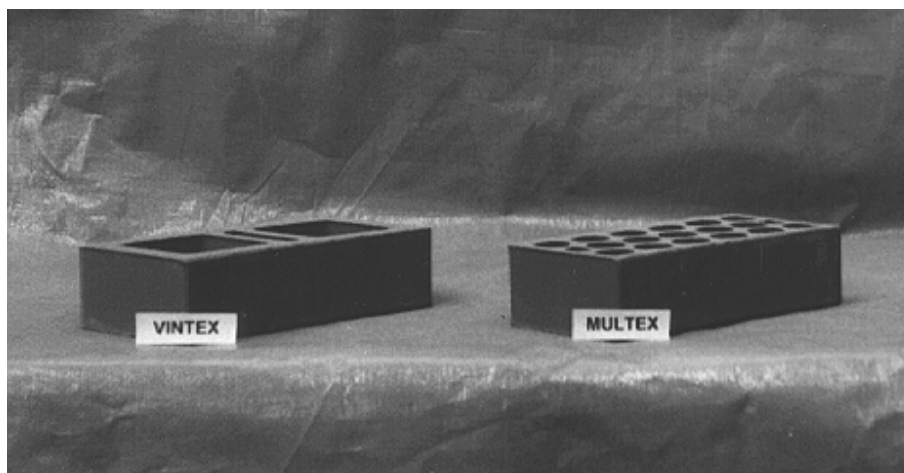
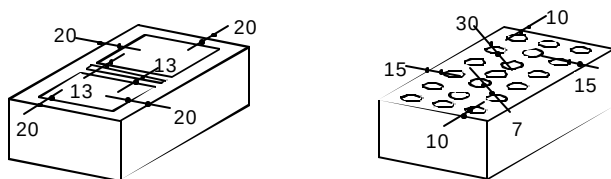


Figura 2.3 Ladrillos extruidos tipos Vintex y Multex



Acotaciones en mm

Figura 2.4 Anchuras de las paredes de las piezas

El cociente de área neta y área total para los ladrillos tipo Vintex y Multex es 0,54 y 0,70, respectivamente. Los cocientes para Vintex y Multex se encuentran dentro de los límites para piezas huecas, iguales a 0,40 y 0,75 (ONNCCE, 1997a).

Las resistencias promedio de piezas, obtenidas en laboratorio para los ladrillos tipo Vintex y Multex fueron iguales a 178 y 224 kg/cm² (17,5 y 22,0 MPa), respectivamente. Las resistencias de diseño a la compresión para las piezas tipo Vintex y Multex son iguales a 100 y 130 kg/cm² (9,8 y 12,8 MPa), respectivamente (Alcocer et al., 1995).

Tabla 2.1 - Propiedades de las piezas (Alcocer et al., 1995)

Propiedad	Ladrillo		Normas
	Vintex	Multex	
Compresión de pieza (f_p), kg/cm ²	178	224	100 ¹
Absorción máxima de agua en % durante 24 h	17	16	12-19 ¹

¹ NMX-C-404-1997 (ONNCCE, 1997a)

1 kg/cm² = 0,0981 MPa

Las piezas fueron unidas mediante mortero tipo I con juntas de 1 cm de espesor promedio. Se utilizó cemento Cruz Azul tipo II con puzolana. Tratando de reproducir la práctica tradicional, no se estableció especificación alguna sobre la cantidad de agua añadida al mortero. El muestreo del mortero consistió en la obtención de tres cubos, de 5 cm de arista, por cada cuatro hiladas del panel de mampostería. Del muestreo llevado cabo, se obtuvo una resistencia promedio a la compresión de 240 kg/cm² (23,3 MPa)¹. Los valores fueron obtenidos según el ensaye especificado en la Norma Mexicana, NMX C 61 (SECOFI, 1976), y presentaron un coeficiente de variación cercano al 15 por ciento, en promedio.

Las propiedades mecánicas de la mampostería se evaluaron mediante el ensaye de nueve pilas y nueve muretes por cada muro construido. Las pilas estuvieron constituidas por siete piezas sobrepuestas, unidas mediante juntas de mortero de igual espesor al empleado en los muros. La disposición anterior condujo a una geometría con relación de esbeltez (altura–espesor) cercana a 4. En pilas con relaciones de aspecto de 4, la restricción de los cabezales de la máquina universal durante el ensaye y los efectos de esbeltez son reducidos, por lo que al calcular los valores índice se pueden emplear factores correctivos cercanos a la unidad como lo establecen las NTCM (DDF, 1993b). Los ladrillos extremos de las pilas se cabecearon con una mezcla de azufre–arena 24 h antes de ser ensayadas para garantizar una superficie de carga plana y horizontalmente nivelada. Mediante la compresión axial de las pilas se pudieron obtener los valores índice de la resistencia a la compresión y del módulo de elasticidad de la mampostería.

Los muretes son elementos de mampostería de forma aproximadamente cuadrada en los que se colocan uno y medio ladrillos en cada una de las cinco hiladas que los forman. Antes de ser cargados diagonalmente para provocar una falla por tensión diagonal, se colocaron ángulos de acero de 7 cm de ala en las esquinas opuestas con objeto de garantizar un buen contacto entre el espécimen y los cabezales de carga que lo separan de la máquina universal durante la prueba. Los muretes se ensayaron para determinar los valores índice de la resistencia a compresión diagonal y del módulo de rigidez al cortante de la mampostería.

Tanto pilas como muretes fueron construidos simultáneamente a cada uno de los muros y se ensayaron de acuerdo con lo señalado en el anexo A, en fechas cercanas al ensaye de cada muro. El valor índice de diseño obtenido para compresión de la mampostería f_m^* fue de 116 kg/cm² (11,4 MPa), y para compresión diagonal de la mampostería v_m^* de 8,7 kg/cm² (0,85 MPa). En la tabla 2.2 se presentan los valores obtenidos para cada muro. El peso volumétrico de la mampostería de piezas Multex fue igual a 1,6 t/m³ (15,7 kN/m³).

¹ Las NTCM establecen valores de resistencia a la compresión de 125 kg/cm² (12,3 MPa) y de 75 kg/cm² (7,4 MPa) para los morteros tipo I y II, respectivamente.

Tabla 2.2 - Propiedades mecánicas de la mampostería

Parámetro de diseño	Especimen			
	N1	N2	N3	N4
	kg/cm ² (MPa)	kg/cm ² (MPa)	kg/cm ² (MPa)	kg/cm ² (MPa)
Resistencia a compresión, f_m^*	109 (10,6)	125 (12,3)	118 (11,5)	115 (11,2)
Resistencia a compresión diagonal, v_m^*	11,0 (1,08)	10,7 (1,05)	8,1 (0,79)	5,0 (0,49)
Módulo de elasticidad, E_m	53 510 (5 247,5)	53 044 (5 201,8)	51 168 (5 017,9)	43 646 (4 280,2)
Módulo de cortante, G_m	18 887 (1 852,2)	21 250 (2 083,9)	18 752 (1 838,9)	12 035 (1 180,2)

El módulo de elasticidad secante de la mampostería E_m , que se obtuvo como promedio de los ensayos realizados, fue de 50 342 kg/cm² (4 936,9 MPa), mientras que el módulo de cortante de la mampostería G_m alcanzó un valor medio de 17 731 kg/cm² (1 738,8 MPa). Los valores anteriores se obtuvieron de las curvas esfuerzo-deformación registradas al instrumentar nueve pilas y nueve muretes por cada muro como se muestra en el apéndice. En la determinación de las resistencias a compresión y a fuerza cortante de la mampostería se obtuvieron coeficientes de variación entre el 9 y el 11 por ciento², en promedio.

En un estudio previo, para determinar las propiedades mecánicas de los ladrillos extruidos tipo Vintex y Multex (Alcocer et al., 1995), se obtuvieron resistencias de diseño de 2,3 y 114 kg/cm² para v_m^* y f_m^* , respectivamente. El valor índice de diseño obtenido para compresión de la mampostería resulta similar al obtenido en este estudio. El incremento del 240 por ciento en el valor de la resistencia promedio a compresión diagonal de este estudio se debe a que para los muros se empleó un mortero con una mayor resistencia a la compresión. En contraste, en la referencia, Alcocer et al. emplearon un mortero con resistencia a la compresión de 106 kg/cm² (10,4 MPa). No obstante que se utilizó el proporcionamiento de 1:0:3 (cemento:cal:arena), en volumen, su resistencia fue inferior al valor típico establecido para mortero tipo I en las NTCM, presumiblemente por la adición de agua en exceso a la mezcla. En la referencia citada se reportan valores de módulos de elasticidad y de rigidez al corte de 57 500 y 7 570 kg/cm² respectivamente para mampostería de piezas tipo Multex.

En este estudio se realizaron ensayos para evaluar la retención (NMX-C61) y la fluidez de las mezclas empleadas. La fluidez se define como la capacidad que tiene la mezcla de ser trabajable o de poder escurrir; en tanto que la retentividad o retención se define como la capacidad que tiene la mezcla para mantener su consistencia, o de continuar siendo trabajable después de un lapso de tiempo.

La mesa de fluidez utilizada en el laboratorio, consiste de un molde troncocónico, de 10 cm de diámetro en su base, en donde se vacía y apisona la mezcla en tres capas; luego se desmolda, se imprime 25 golpes verticales y se observa cuánto se incrementa el diámetro inicial.

La mesa de fluidez se utilizó también para determinar la retentividad, empleándose la misma mezcla ensayada previamente a fluidez, pero extrayendo el agua por medio de vacío durante un minuto. Los resultados de fluidez y retentividad obtenidos se presentan en la tabla 2.3. La relación entre el diámetro final y el diámetro obtenido en la prueba de retención fue de 93 por ciento.

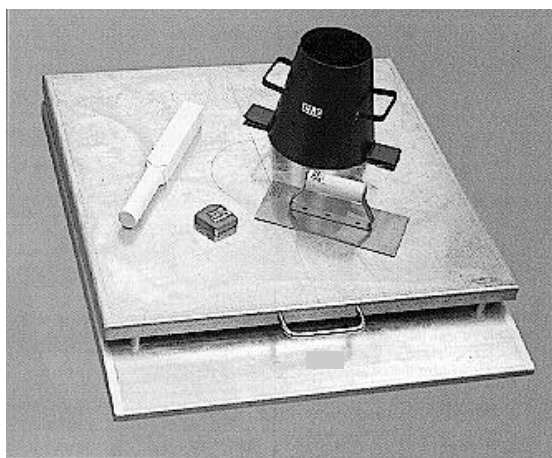
² Las secciones 2.4.1 y 2.4.2 de las NTCM consideran coeficientes de variación mínimos del 15% para pilas y 20% para muretes, cuando se determinan las resistencias de diseño a compresión y a fuerza cortante a partir de ensayos en laboratorio.

Tabla 2.3 - Propiedades del mortero utilizado

Características del mortero	Especimen			
	N1	N2	N3	N4
Relación en volumen cemento:cal:arena	1:0:3	1:½:3	1:½:3	1:¼:3
Retención	95%	92%	92%	94%
Fluidez	115%	126%	122%	109%
Resistencia del mortero, f^*_b	265 kg/cm ² (26,0 MPa)	195 kg/cm ² (19,1 MPa)	196 kg/cm ² (19,2 MPa)	297 kg/cm ² (29,1 MPa)
Coefficiente de variación, C_v	21%	9%	14%	16%

En la práctica, las pruebas de fluidez (NMX-C61) y de retención (NMX-C21) no se emplean en obra, sin embargo, sirven con fines de investigación.

Como parámetro indicativo de la calidad de los morteros elaborados en obra se recomienda utilizar la consistencia o fluidez de la mezcla. Para ello se puede realizar una prueba análoga a la empleada con concretos de alta y muy alta trabajabilidad utilizando una tabla de fluidez (fig. 2.5). La prueba determina un índice de fluidez como la media aritmética del diámetro de la mezcla después de trabajada en la tabla. El aparato consiste de una tabla de fluidez, un pisón cuadrado de madera de 40×40 mm y un molde cónico de 200 mm de alto con un diámetro interior de 130 mm en la parte superior y 200 mm en la base, con dos pies y dos agarraderas. La tabla de fluidez consta de una superficie de acero plana de 700 × 700 × 2 mm de espesor marcada en la cara de trabajo para facilitar el posicionamiento del molde y la medición de la fluidez del mortero. Esta prueba no se utilizó en este estudio, sin embargo, con la práctica y utilizando el criterio anterior se podrían llegar establecer valores apropiados del índice de fluidez, asociados a la resistencia del mortero requerida en obra, y tener un control de calidad estricto del mortero. Ello contribuiría a reducir la gran variabilidad observada en las propiedades de la mampostería.

**Figura 2.5 - Tabla de fluidez**

Para el colado de los huecos donde se alojó el refuerzo vertical de los especímenes N1, N2 y N4 se empleó un mortero 1:0:3 (cemento:cal:arena) elaborado con la parte más gruesa de la arena, retenida en el proceso de cernido. La cantidad de agua se ajustó para proporcionar fluidez permitiendo la colocación adecuada de la mezcla. El alto revenimiento permite a la mezcla fluir dentro de los huecos y alrededor del acero de refuerzo. El agua en exceso de la mezcla es absorbida por los ladrillos, reduciendo la aparentemente alta relación agua/cemento. La resistencia a la compresión promedio, registrada después del ensaye de nueve cilindros de cada modelo, de 10 cm de diámetro y 20 cm de altura, fue de 265 kg/cm² (25,9 MPa), con un peso volumétrico promedio de 2,1 t/m³ (20,6 kN/m³). La resistencia a la compresión del concreto empleado en los castillos exteriores de N3, fue de 325 kg/cm² (25,9 MPa).

Las losas y dalas se construyeron con concreto elaborado en el Laboratorio de Estructuras Grandes del CENAPRED con un revenimiento de 10 cm y tamaño máximo de agregado de 3/4 de pulgada (19 mm). El peso volumétrico promedio del concreto empleado en el colado de estos elementos confinantes fue de 2,2 t/m³ (21,6 kN/m³). La resistencia a compresión promedio de cilindros de 15 cm de diámetro fue de 345 kg/cm² (34,3 MPa).

El refuerzo longitudinal de castillos, losa y dala de los especímenes N1, N2 y N3, tuvo un esfuerzo de fluencia especificado de 4200 kg/cm² (412,0 MPa). Para el refuerzo longitudinal de los castillos del espécimen N4 se utilizaron, además, barras de 1/4 de pulgada de diámetro de acero grado 60. Como refuerzo transversal en los especímenes se utilizó alambraón liso no. 2 con un esfuerzo nominal de fluencia de 2530 kg/cm² (248,2 MPa), alambre de 5/32 de pulgada de diámetro y alambre liso calibre 8 (4,11 mm de diámetro). Como refuerzo horizontal de los modelos N2, N3 y N4 se colocaron alambres corrugados estirados en frío con un esfuerzo nominal a la fluencia de 6000 kg/cm² (588,6 MPa).

Se ensayaron tres especímenes de 60 cm de largo por cada denominación de varilla y alambre empleados. Los resultados promedio correspondientes a estos ensayos se encuentran en la tabla 2.4.

Tabla 2.4 - Propiedades mecánicas promedio del acero de refuerzo

Denominación	f_y kg/cm ² (MPa)	e_y %	f_u kg/cm ² (MPa)	Alargamiento %
calibre 8 ¹ ($\phi = 4,1$ mm)	6 680 (655,3)	0,6 ⁵	8 265 (810,8)	3,9
5/32" ² ($\phi = 4,0$ mm)	6 840 (671,0)	0,6 ⁵	8 590 (842,7)	4,1
1/4" ² ($\phi = 6,4$ mm)	7 430 (728,8)	0,6 ⁵	8 180 (802,5)	4,0
no. 2 ³	2 330 (228,5)	0,2 ⁶	4 535 (444,9)	22,8
no. 4 ⁴	4 260 (417,9)	0,2 ⁶	6 975 (684,2)	14,3
no. 5 ⁴	4 680 (459,1)	0,2 ⁶	7 640 (749,5)	12,7
no. 6 ⁴	4 600 (451,2)	0,2 ⁶	7 380 (724,0)	16,7
no. 8 ⁴	4 570 (448,3)	0,2 ⁶	7 665 (751,9)	24,1

¹ Alambre liso, grado 60

² Alambre corrugado laminado en frío, grado 60

³ Alambraón liso de 6,35 mm de diámetro, $f_y = 2,530$ kg/cm²

⁴ Barra corrugada laminada en caliente, grado 42

⁵ Deformación establecida en el proyecto de Norma Mexicana (SECOFI, 1996), cuando no existe fluencia definida

⁶ Deformación registrada para el final de la etapa de proporcionalidad de la curva esfuerzo-deformación

2.2.2 Armados

En la fig. 2.6 se muestra la disposición del refuerzo en los castillos, losa y en el interior del panel de mampostería de los modelos. Para los especímenes N1 y N2 el refuerzo longitudinal de los castillos estuvo formado por cuatro barras corrugadas no. 5, por cuatro barras no. 6 en N3 y en N4 por ocho barras: dos no. 8, dos no. 4 y cuatro de 1/4 de pulgada; todas ellas fueron continuas en la altura de los muros. La cuantía de

refuerzo longitudinal en los castillos obedeció al criterio de diseño para evitar una falla por flexión (ver 2.3) y permitió estudiar el comportamiento dominado por cortante de los tableros. Los armados de los castillos de los especímenes no son típicos de la práctica constructiva en vivienda de interés social.

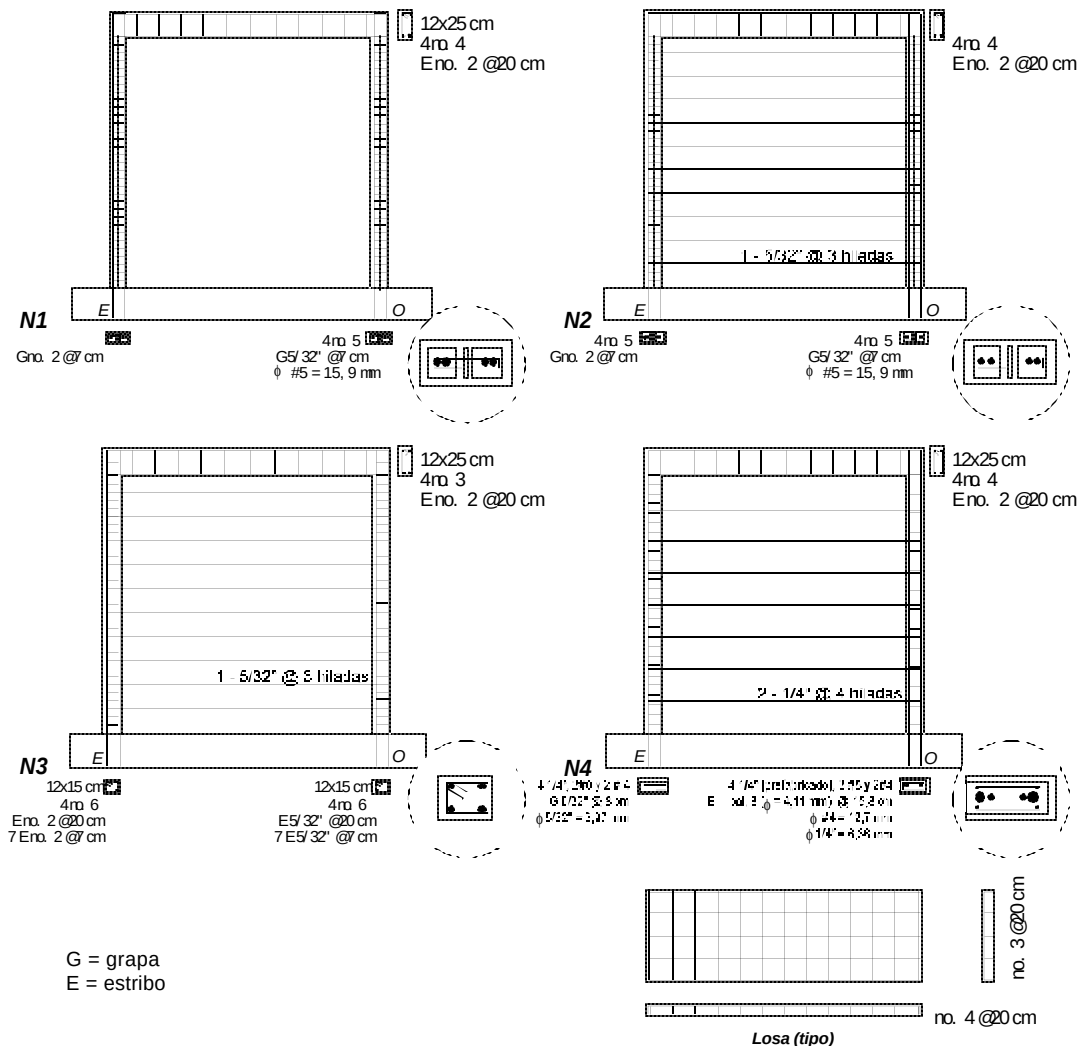


Figura 2.6 - Armado de los especímenes

Los castillos ahogados de los especímenes N1, N2 y N4, con dimensión mínima de 8 cm, no cumplen con el espesor mínimo (espesor del muro) establecido en la sección 3.3 de las NTCM para considerar a un muro de mampostería como confinado.

Las barras colocadas longitudinalmente en los castillos quedaron ancladas en las vigas de cimentación con un gancho de 90° con una longitud igual a 12 veces el diámetro de la barra, según recomienda la sección 3.1 de las NTCC (DDF, 1993a) para dobleces rectos de barras sujetas a tensión.

Como refuerzo transversal de los castillos se utilizó alambroón del no. 2 ($f_y=2530 \text{ kg/cm}^2$ o $248,2 \text{ MPa}$) y alambres de alta resistencia ($f_y=6000 \text{ kg/cm}^2$ o $588,6 \text{ MPa}$) con objeto de observar la diferencia en el comportamiento para niveles altos de distorsión (modelos N1, N2 y N3). En los castillos de N1 y N2 se utilizaron ganchos a cada 7 cm; de alambroón en el castillo Este y de alambre en el castillo Oeste. En los castillos

de N3 se colocaron estribos cerrados con ganchos a 135°: siete a cada 7 cm en los extremos y el resto a cada 20 cm. Al igual que en N1 y N2 se utilizó alambroón del no. 2 en el castillo Este y alambres corrugados estirados en frío de 5/32 de pulgada en el castillo Oeste.

En el castillo Oeste de N4 se utilizó un armado prefabricado con estribos lisos de calibre 8 electrosoldados a cada 15,8 cm y fabricados de acuerdo con la norma NMX-B-456 en acero de grado 60 (SECOFI, 1987). En el castillo Este se colocaron ganchos de alambre de 5/32 de pulgada a cada 8 cm con una cuantía de refuerzo transversal similar a la colocada en el castillo Oeste.

En muros de mampostería tradicional, se ha observado un comportamiento más estable y una mayor capacidad de deformación cuando se reduce la separación del refuerzo transversal en los extremos de los castillos (Hernández y Meli, 1976).

Las dadas y las losas de los cuatro muros tuvieron las mismas dimensiones y armados con objeto de reducir el número de las variables involucradas en la investigación. La dala fue reforzada longitudinalmente con cuatro varillas no. 4 que se remataron con ganchos a 90°. En el sentido transversal estuvo reforzada mediante estribos lisos de alambroón del no. 2 rematados con ganchos a 135° a cada 20 cm. La losa fue armada con bastones del no. 4 a cada 20 cm en el sentido corto y cinco barras longitudinales del no. 3 con la misma separación que se terminaron con ganchos a 90°.

El modelo N1 no contó con refuerzo interior y se consideró como modelo de control. El refuerzo horizontal de los modelos N2 y N3 se proporcionó con alambres corrugados laminados en frío de 5/32 de pulgada (3,97 mm) de diámetro colocados uno a cada tres hiladas (21 cm aproximadamente) empezando en la tercera hilada a partir de la viga de cimentación. Al modelo N4 se le suministró una cuantía cuatro veces mayor con alambres de ¼ de pulgada (6,35 mm) de diámetro y se colocaron por pares a cada cuatro hiladas (28 cm aproximadamente) empezando en la cuarta hilada a partir de la viga de cimentación. En todos los casos se utilizaron alambres de acero laminados en frío y corrugados, de alta resistencia, grado 60 (f_y de 6000 kg/cm² o 588,6 MPa).

El cálculo de las cuantías de refuerzo de muros con refuerzo horizontal se hizo mediante la siguiente expresión

$$p_h = \frac{A_{sh}}{st} \quad (2.1)$$

donde p_h es la cuantía de refuerzo horizontal; y A_{sh} es el área del refuerzo horizontal que se colocará en el espesor t del muro a una separación s .

Las NTCM permiten reducir los valores de las cuantías calculadas con la ec. 2.1, multiplicándolos por el factor $4200/f_y$ cuando se emplee acero de refuerzo con esfuerzo nominal de fluencia mayor de 4200 kg/cm² (412,0 MPa).

Las cuantías de refuerzo horizontal con que se reforzaron los modelos, calculadas con la ec. 2.1 empleando parámetros nominales, se presentan en la tabla 2.5. En la misma tabla se incluye un resumen de las características del refuerzo en los castillos, dala y losa.

Tabla 2.5 - Características del refuerzo de los especímenes

Especímen	Refuerzo en castillos		Refuerzo en dala	Refuerzo en losa	Refuerzo horizontal ³
	Longitudinal	Transversal			
N1	4#5 $p = 6,19\%$	G # 2 @ hilada ¹ G - 5/32" @ hilada ²	4#3 E # 2 @ 20 cm	L: 5 #3 @ 20 cm T: #4 @ 20 cm	ninguno
N2	4#5 $p = 6,19\%$	G # 2 @ hilada ¹ G - 5/32" @ hilada ²	4#3 E # 2 @ 20 cm	L: 5 #3 @ 20 cm T: #4 @ 20 cm	1 - 5/32" @ 3 hiladas $p_h = 0,05\%$ $p_h f_y = 3 \text{ kg/cm}^2$
N3	4#6 $p = 6,33\%$	7E # 2 @ 7 cm E # 2 @ 20 cm ¹ 7E - 5/32" @ 7 cm E - 5/32" @ 20 cm ²	4#3 E # 2 @ 20 cm	L: 5 #3 @ 20 cm T: #4 @ 20 cm	1 - 5/32" @ 3 hiladas $p_h = 0,05\%$ $p_h f_y = 3 \text{ kg/cm}^2$
N4	2#8, 2#4 y 4 1/4" $p = 8,71\%$	G - 5/32" @ hilada ¹ E _{iso} cal. 8 @ 15,8 cm ²	4#3 E # 2 @ 20 cm	L: 5 #3 @ 20 cm T: #4 @ 20 cm	2 - 1/4" @ 4 hiladas $p_h = 0,19\%$ $p_h f_y = 11,4 \text{ kg/cm}^2$

Notas:

¹ Refuerzo transversal colocado en el castillo Este² Refuerzo transversal colocado en el castillo Oeste³ Según los valores nominales de las NTCM, $p_h = 0,053\%$ es la cuantía mínima si se coloca refuerzo grado 60

G=grapa

E=estribo

1 kg/cm² = 0,0981 MPa

2.3 CRITERIOS DE DISEÑO

Los modelos se diseñaron y construyeron de acuerdo con las prácticas vigentes en el Distrito Federal.

Para garantizar la reproducción del tipo de falla que se presenta comúnmente en estructuras de mampostería ante acciones sísmicas y para evaluar la eficiencia del refuerzo horizontal para resistir cargas laterales, se evaluaron las resistencias a flexión y a corte de los muros. La relación M/Vd (M es el momento flexionante en el plano del muro; V es la fuerza cortante y d es el peralte efectivo del muro) es una medida del tipo de comportamiento esperado. Esta revisión tuvo por objeto asegurar que una falla por corte controlara el comportamiento de los especímenes.

Las resistencias a corte y flexión de los muros se calcularon considerándolos como voladizos. Estas resistencias se determinaron desde tres puntos de vista. Para diseñar los especímenes se consideraron las contribuciones de la mampostería y del acero de refuerzo a la resistencia de acuerdo con el criterio del acápite 5.2.3. En un segundo acercamiento, se sustituyeron las propiedades mecánicas obtenidas de los ensayos de materiales y las dimensiones reales de cada uno de los especímenes en las expresiones de las NTCM. Otra predicción de la capacidad a flexión se obtuvo construyendo el diagrama momento–curvatura para cada muro. La primera aproximación resultó más acertada y realista.

La sección 4.3 de las NTCM establece las expresiones para el cálculo de la resistencia a cargas laterales. La fuerza cortante resistente de diseño se establece en función del esfuerzo cortante medio de diseño v^* que se determina según el inciso 2.4.2, de la carga vertical que actúa sobre el muro P sin ser afectada por el factor de carga, y del área de la sección transversal del muro A_T . El factor de reducción de resistencia, F_R toma el valor de 0,7 para muros confinados y muros con refuerzo interior; y de 0,4 para muros no confinados ni reforzados. La expresión correspondiente para cualquier tipo de muro diferente del muro diafragma es:

$$V_R = F_R(0,5v^* A_T + 0,3P) \leq 1,5F_R v^* A_T \quad (2.2)$$

En el caso de muros confinados, reforzados interiormente o no reforzados, el esfuerzo resistente de diseño v^* se reduce a la mitad del obtenido en muretes por el efecto desfavorable de los esfuerzos de tensión por flexión. Sin embargo en el último término de la ec. 2.2 se observa que este esfuerzo resistente se puede incrementar hasta en tres veces cuando se toma en cuenta el efecto benéfico de la carga axial de compresión que contrarresta los esfuerzos de tensión generados por el cortante y la flexión.

Las dalas y los castillos que se colocan como elementos de confinamiento han demostrado dar lugar a un comportamiento sísmico muy aceptable en edificios de muros de carga de varios pisos. Estos elementos permiten una buena interacción de los muros entre sí y con los sistemas de piso. Al mismo tiempo, proporcionan un confinamiento que evita la falla frágil de los muros al presentarse el agrietamiento por tensión diagonal.

Según las NTCM la presencia de dalas y castillos no modifica significativamente la carga de agrietamiento y aunque incrementa ligeramente la resistencia máxima, este incremento se pierde para ciclos de carga alternada. Por tanto, no se admite ningún incremento por este concepto en la resistencia a corte de la mampostería; sin embargo, se permite un ligero aumento en la resistencia a compresión.

En el inciso 4.3.2 de las mismas normas, se establece la posibilidad de incrementar la fuerza cortante de diseño, V_R en un 25 por ciento cuando los muros confinados con refuerzo interior tengan una cuantía de refuerzo horizontal que cumpla con

$$p_h \geq \begin{cases} 0,05\% \\ 0,0002v^* \left(1 + 0,2 \frac{P}{v^* A_T} \right) \frac{4200}{f_y} \end{cases} \quad (2.3)$$

La resistencia a fuerza cortante de la mampostería se puede aproximar sustituyendo valores y propiedades nominales en la expresión correspondiente de las NTCM (ec. 2.3). La resistencia a fuerza cortante V_R resultó de 8,1 t (79,5 kN), para $v^*=3,0$ kg/cm² (0,29 MPa), y de 10,1 t (99,3 kN) al tomar en cuenta el incremento del 25 por ciento en la resistencia a carga lateral por la colocación de cuantías de refuerzo horizontal superiores a la mínima (ec. 2.3).

Las NTCM establecen en el apartado 4.3.3 que la resistencia a flexión simple en el plano del muro, cuando existen cargas verticales, se puede calcular mediante las ecuaciones siguientes

$$M_R = F_R A_s f_y d' + 0,30 P_u d; \quad \text{si } P_u \leq \frac{P_R}{3} \quad (2.4)$$

$$M_R = (1,5 F_R A_s f_y d' + 0,15 P_R d) \left(1 - \frac{P_u}{P_R} \right); \quad \text{si } P_u > \frac{P_R}{3} \quad (2.5)$$

En las expresiones anteriores

- F_R se toma igual a 0,6 si se emplea la ec. 2.2;
- A_s es el área de acero longitudinal colocado en el extremo del muro;
- f_y es el esfuerzo de fluencia especificado del acero de refuerzo;
- d' es la distancia entre los centroides del acero colocado en ambos extremos del muro;
- P_u es la carga axial de diseño total sobre el muro;
- D es el peralte efectivo del refuerzo de tensión; y
- P_R es la resistencia a compresión axial definida en el inciso 4.2.1 de las NTCM.

Como este programa experimental contempló ensayos bajo condiciones controladas en los que se reduce en forma importante el número de incertidumbres, y como interesa fundamentalmente la determinación de los valores nominales de resistencia, se utilizaron factores de reducción iguales a la unidad. Sustituyendo

factores de reducción unitarios y valores nominales se obtuvo una resistencia a la compresión, P_R de 120,0 t (1177 kN).

Durante el ensaye, las cargas gravitacionales sobre los muros se simularon mediante un esfuerzo vertical constante de 4 kg/cm² (0,4 MPa). Este esfuerzo se traduce en una carga axial de diseño con factor de carga unitario, P_u de 12,0 t (117,7 kN). Al sustituir los valores de P_R y de P_u en las desigualdades de las ecs. 2.4 y 2.5 se observó que la primera define la resistencia a flexocompresión de los modelos. En la tabla 2.6 se presentan los valores de M_R de los cuatro muros, calculados con la ec 2.4.

La fuerza cortante resistente de diseño V_D se calculó utilizando $v^*=8,7$ kg/cm² (0,85 MPa), el mayor valor obtenido del ensaye de seis series de tres muretes, construidos con distintos tipos de mortero, antes de diseñar los especímenes (apéndice).

En el tercer acercamiento se determinó la relación momento–curvatura para cada muro. Ésta se calculó con las propiedades mecánicas obtenidas de las pruebas de materiales y dimensiones reales de los muros.

Tabla 2.6 - Fuerzas cortantes resistentes

Espécimen	V_D ¹ t (kN)	V_R ² t (kN)	M_R ³ t·m (kN·m)	$V_{R,M}$ ⁴ t (kN)	$M_{DIAGRAMA}$ ⁵ t·m (kN·m)	$V_{R,DIAGRAMA}$ ⁶ t (kN)	$\frac{V_{R,DIAGRAMA}}{V_D}$
N1	16,7 (163)	20,1 (197)	90,6 (888)	36,2 (356)	93,2 (914)	37,3 (366)	2,2
N2	23,4 (230)	19,7 (193)	90,6 (888)	36,2 (356)	93,2 (914)	37,3 (366)	1,6
N3	23,4 (230)	15,8 (154)	131,2 (1 287)	52,5 (515)	136,2 (1336)	54,5 (535)	2,3
N4	42,5 (417)	13,9 (136)	152,5 (1 496)	61,0 (598)	158,4 (1554)	63,4 (622)	1,5

¹ Fuerza cortante resistente de diseño calculada con la ec. 5.6 empleando v^* de 8,7 kg/cm², $F_R = 1,0$ y considerando la contribución del acero con un factor de eficiencia de 2/3

² Fuerza cortante resistente calculada con la ec. 2.2 utilizando v^* de pruebas de muretes, $F_R = 1,0$. No aplica el factor de incremento (1,25) por la colocación de cuantías de refuerzo superiores a la mínima (ec. 2.3), excepto para N4

³ Momento resistente a flexocompresión calculado con la ec. 2.4 empleando propiedades medidas y $F_R = 1,0$

⁴ Fuerza cortante asociada a M_R suponiendo que los muros están empotrados en su base, $V_R = \frac{M_R}{h}$

⁵ Momento resistente obtenido del diagrama momento–curvatura para la fluencia del acero vertical, empleando propiedades medidas

⁶ Fuerza cortante asociada a $M_{DIAGRAMA}$ suponiendo que los muros están empotrados en su base

El concreto de los castillos se consideró con un comportamiento igual al descrito por el modelo de Kent y Park para concreto no confinado (Park y Paulay, 1994), mientras que la mampostería se supuso elástica hasta alcanzar la resistencia de diseño determinada en las pruebas de compresión de pilas (0,35 por ciento de deformación). El comportamiento del acero se consideró similar al propuesto por Rodríguez y Botero (1994) para las barras corrugadas empleadas en el Distrito Federal. Una vez obtenida la capacidad nominal a flexión de las NTCM o de la gráfica momento–curvatura, se pudieron calcular directamente las fuerzas cortantes asociadas a la falla por flexión dividiendo este valor entre la altura nominal de cada modelo.

En la tabla 2.6 se presentan los valores de diseño, los calculados con las expresiones de las NTCM así como los obtenidos de los diagramas momento–curvatura para la fluencia del refuerzo longitudinal de los castillos. Los diagramas momento–curvatura se presentan en la fig. 2.7. Observando el cociente calculado en la última columna de la tabla 2.6, se concluyó que la falla por corte se anticiparía a la de flexión en todos los especímenes ya que la fuerza cortante que ocasiona la falla por flexión de los muros fue superior a la fuerza que ocasiona la falla por cortante.

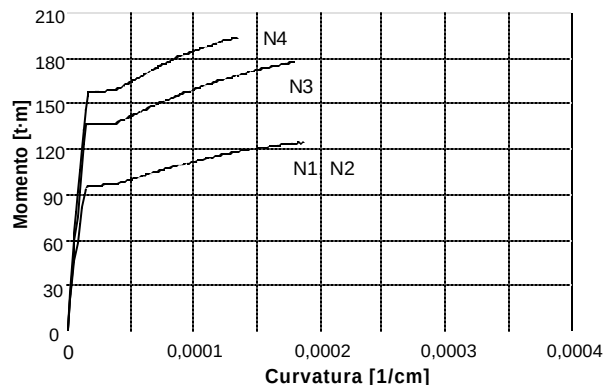


Figura 2.7 - Diagramas momento-curvatura

2.4 CONSTRUCCIÓN

El proceso seguido durante la construcción de los especímenes fue consistente con la práctica actual. Los especímenes fueron construidos en el Laboratorio de Estructuras Grandes del CENAPRED por obreros de la construcción con experiencia, proporcionados por una empresa dedicada a la edificación de vivienda. En la fig. 2.8 se presentan algunas etapas de la construcción de los especímenes entre las que destacan la colocación de ladrillo y el anclaje del refuerzo horizontal en los castillos, detalles del armado y colado de los elementos del marco de confinamiento de los especímenes.

Las vigas de cimentación se colaron, dejando huecos en forma de pirámide truncada en los extremos para anclar el refuerzo longitudinal de los castillos (ver fig. 2.1). El concreto de las vigas de cimentación se compactó mediante vibradores eléctricos portátiles y se curó con costales que permanecieron húmedos durante siete días. A una semana del colado, las vigas se descimbraron para iniciar la construcción de los muros.

Los especímenes se construyeron en tres partes. En una primera etapa se colaron los huecos con forma de pirámide truncada con concreto dejando ahogado el refuerzo longitudinal de los castillos en la posición adecuada. Se dejó una membrana plástica en la interfaz del concreto de la viga con el nuevo para impedir la adherencia entre concretos y facilitar el retiro del bloque en la base de los castillos para reutilizar la viga. En el caso de N3 y N4 también se colocó el refuerzo transversal de ambos castillos en toda la altura. La esquina de los estribos con el gancho a 135° se fue alternando en la altura del castillo para evitar la formación de un plano débil.

El área de desplante del muro se escarificó para proporcionar una superficie rugosa que incrementase la adherencia entre la viga de cimentación y el mortero de la primera hilada de ladrillo. Las piezas de barro se saturaron en agua antes de su colocación. Se eliminaron los ladrillos fracturados.

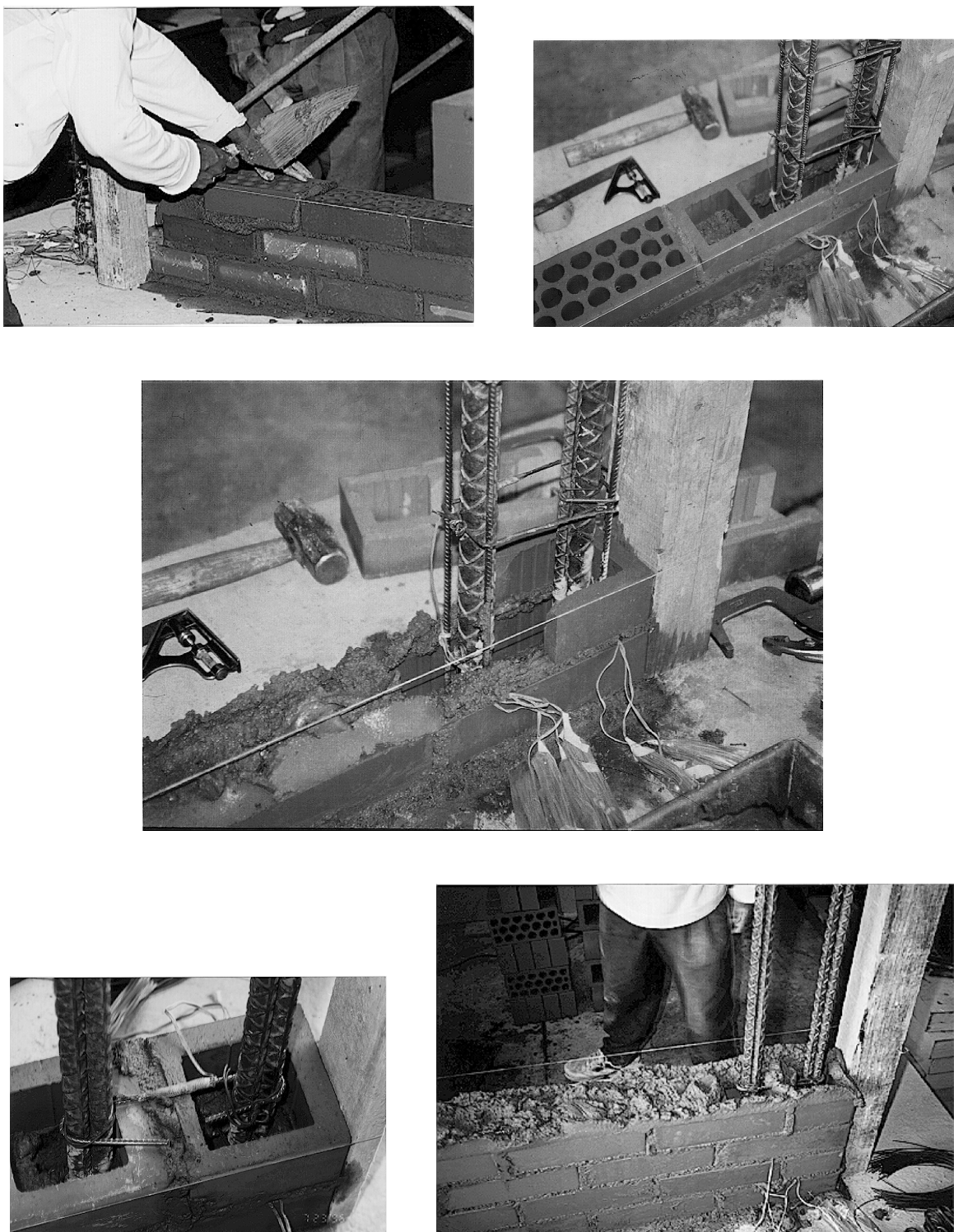


Figura 2.8 - Etapas de la construcción de especímenes

En una segunda etapa, se colocaron 32 hiladas de ladrillo de barro hasta alcanzar una altura de 2,20 m. En los modelos N1 y N2, el refuerzo transversal de ambos castillos se fue colocando a cada hilada, alternando las puntas de las grapas en la altura del castillo. El colado de los castillos ahogados en N1, N2 y N3 se realizó a cada seis hiladas (aproximadamente 42 cm).

En la tercera etapa se armó y colocó el refuerzo de la dala y la parrilla de la losa, y se colocó el concreto de modo de formar una estructura monolítica. En todos los colados se emplearon botes de 19 L para transportar y colocar el concreto y un vibrador eléctrico portátil para compactarlo, la misma dosificación para la mezcla y el mismo personal, siguiendo el proceso de la práctica tradicional. La compactación con el vibrador redujo la posibilidad de que quedara aire atrapado en el concreto fresco. Se aplicó un aditivo para curado de concreto en castillos, dalas y losas, para evitar fisuras por contracción.

El refuerzo horizontal se colocó en las juntas de mortero conforme se avanzaba en la colocación de las hiladas de ladrillo. El refuerzo horizontal se ancló en los castillos mediante ganchos de 90° de una longitud aproximada de 12 cm. Estos ganchos se introdujeron dentro del hueco de las piezas Vintex colocadas en los extremos. Unos días antes de la construcción de los especímenes se instrumentaron algunas secciones del acero de refuerzo con deformímetros eléctricos (ver sección 2.7), lo que permitió colocarlo directamente según se avanzaba en la construcción del muro.

La cimbra se construyó con madera contrachapada (triplay) cubierta con aceite automotriz para facilitar el descimbrado. El transporte de los muros desde el sitio de construcción hasta el marco de carga, se llevó a cabo mediante una grúa viajera de 10 t (98,1 kN) de capacidad y un marco metálico de transporte para evitar cualquier daño a los modelos.

Los modelos fueron pintados de color blanco por una cara para facilitar la observación de la evolución del daño y el registro de los patrones de agrietamiento durante los ensayos. Se dibujó una retícula adicional para agilizar este proceso.

2.5 DISPOSITIVO DE CARGA

El dispositivo empleado en el ensaye de los modelos consistió en una estructura metálica anclada a la losa y muro de reacción y formada por una columna y una viga armadas (1 y 2) y de un par de elementos viga para distribución de las cargas horizontales y verticales (3 y 4). En la fig. 2.9 se presenta una perspectiva del marco de carga. A través de este dispositivo se pueden aplicar solicitaciones equivalentes a las impuestas durante un sismo sobre un muro de mampostería. El dispositivo consta de una viga armada de acero (4) con objeto de distribuir la carga lateral lo más uniformemente posible a lo largo de la losa y mantener el esfuerzo vertical estable y uniformemente distribuido.

Para aplicar las cargas sobre el espécimen se utilizaron tres gatos hidráulicos de doble acción. Se utilizaron dos gatos de 50 t (490,5 kN) para simular las cargas verticales (vivas y muertas) permanentes durante el ensaye reaccionando contra la viga del marco. Otro más, de 100 t (981 kN) de capacidad se empleó para aplicar la carga lateral. Para generar la presión necesaria en los gatos se utilizaron dos bombas eléctricas; una automática para controlar los gatos verticales, conectados al mismo canal de salida, y otra manual para el control del gato de 100 t (981 kN).

Se utilizó una viga de distribución para transmitir la carga de los gatos hidráulicos a los muros. Con esta configuración se proporciona una distribución uniforme de la carga lateral a lo largo del muro, sin concentrar la carga en una esquina. La carga vertical sobre el muro se distribuyó uniformemente colocando los gatos aproximadamente en los tercios de la longitud del muro (80 cm de separación).

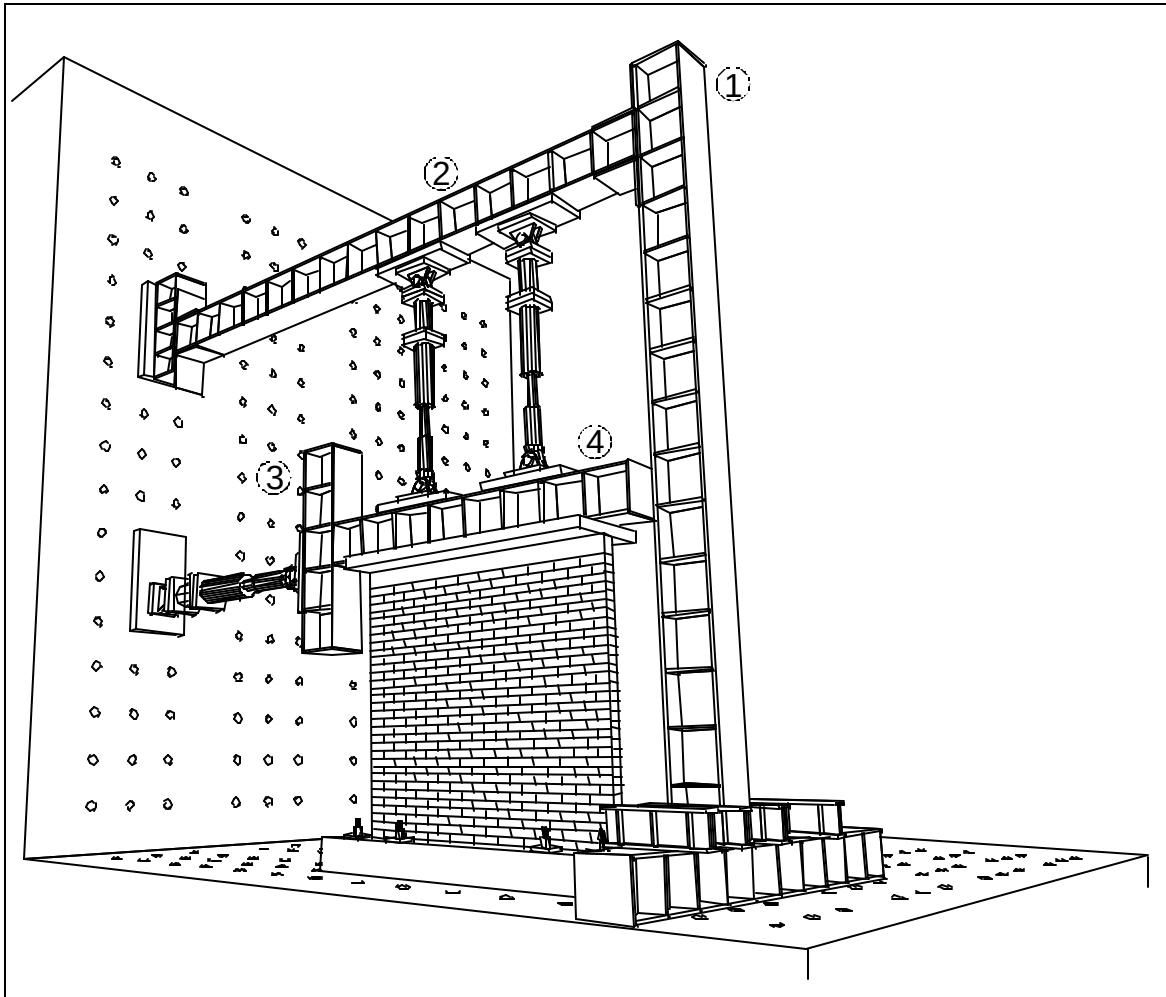


Figura 2.9 - Perspectiva del marco de carga

La pieza que se ubica entre el gato de 100 t (981 kN) y la viga de distribución de cargas se colocó sólo como transición entre estos elementos del marco, con objeto de darle mayor versatilidad para adoptar otras configuraciones.

El esfuerzo vertical aplicado fue de 4 kg/cm^2 (0,4 MPa). La carga correspondiente se calculó de acuerdo con las dimensiones nominales de los modelos y tomando en cuenta los pesos de la viga de distribución de cargas (viga 4 de la fig. 2.9) y de la columna de transición (elemento 3). El nivel de esfuerzo anterior se mantuvo constante a lo largo de la prueba y es equivalente al estado de esfuerzos axiales que se presenta en los muros de planta baja de una vivienda económica típica de cuatro o cinco niveles. Un sistema de retroalimentación conectado a la bomba que controlaba los gatos verticales mantuvo la carga vertical constante con la deformación lateral del espécimen.

El gato horizontal se apoyó en el muro de reacción. La salida del émbolo empujaba al modelo hacia el Oeste. Cuando el émbolo era retraído, el modelo se movía hacia el Este. Los ciclos se consideraron positivos cuando el gato horizontal empujaba; es decir, cuando el castillo Oeste se encontraba sujeto a compresión y el Este a tensión. A un semiciclo positivo, que en este documento se designará como +X (donde X es el número de ciclo de carga), sigue otro, de signo contrario. La referencia a los semiciclos negativos se hará con la notación -X.

Los modelos se fijaron a la losa de reacción mediante ocho barras de acero grado 105 (f_y de 7380 kg/cm² o 724,0 MPa) de 1-1/4 pulgadas (3,18 cm) de diámetro. Cada una de estas barras fue postensada con 25 t (245,3 kN) mediante un gato hidráulico portátil.

Para evitar el desplazamiento del muro fuera de su plano se colocó una torre de acero independiente por la cara Sur de los modelos. Sobre ella se colocaron dos rodillos que hacían contacto en los tercios de la losa y dos tensores que se conectaron con la viga de distribución de cargas. Los primeros evitaban el desplazamiento hacia el Sur y los segundos no permitían la salida del muro hacia su cara Norte.

Con objeto de garantizar un contacto uniforme entre el marco de carga y los modelos, se colocó una cama de mortero de 2 cm de espesor medio entre la viga de distribución de carga y las losas de los especímenes. Una capa similar se colocó entre la losa de reacción y las vigas de cimentación de cada espécimen.

2.6 HISTORIA DE DESPLAZAMIENTO

Los modelos se llevaron a la falla, aplicando ciclos alternados de carga lateral de modo cuasiestático. Las historias de desplazamiento de los modelos se presentan en la fig. 2.10. La aparición del primer agrietamiento generalmente se registró en el pico a 0,05 por ciento de distorsión. La distorsión es el cociente entre el desplazamiento medido al nivel de aplicación de la carga lateral y la altura a la que se mide este desplazamiento.

Después del primer agrietamiento se aplicaron dos ciclos de igual amplitud a distorsión máxima. Las distorsiones máximas aplicadas crecieron como múltiplos de la distorsión correspondiente al primer agrietamiento. Se decidió hacer sólo dos ciclos a cada distorsión ya que en éstos se presenta la mayor degradación de la resistencia. Las historias de desplazamiento de los cuatro modelos fueron muy similares, como se puede observar en la fig. 2.10.

Las distorsiones alcanzadas al final de los ensayos fueron inferiores al 0,7 por ciento. En el modelo N1 tan sólo se alcanzó un valor de 0,4 por ciento. Los niveles de distorsión máximos a los que se llegó resultan inferiores a los alcanzados en muros de mampostería tradicional de tabique rojo recocido ensayados por Aguilar (1997).

2.7 INSTRUMENTACIÓN

Con base en el análisis de la información obtenida en investigaciones anteriores realizadas en el Laboratorio de Estructuras Grandes del CENAPRED se decidió colocar un sistema de instrumentación similar al empleado en ensayos previos. La instrumentación se colocó en puntos considerados relevantes con la finalidad de estudiar el comportamiento local y global de la estructura. Se usaron tres tipos de instrumentos: celdas de carga, transductores de desplazamiento y deformímetros eléctricos para acero y mampostería. A los dos primeros tipos se les consideró componentes de la instrumentación exterior, mientras que al último se le refiere como instrumentación interna. En la fig. 2.11 se presenta el diagrama de localización de la instrumentación externa de los modelos. La instrumentación interna del modelo N4, que es representativa de todos los modelos, se puede ver en la fig. 2.12.

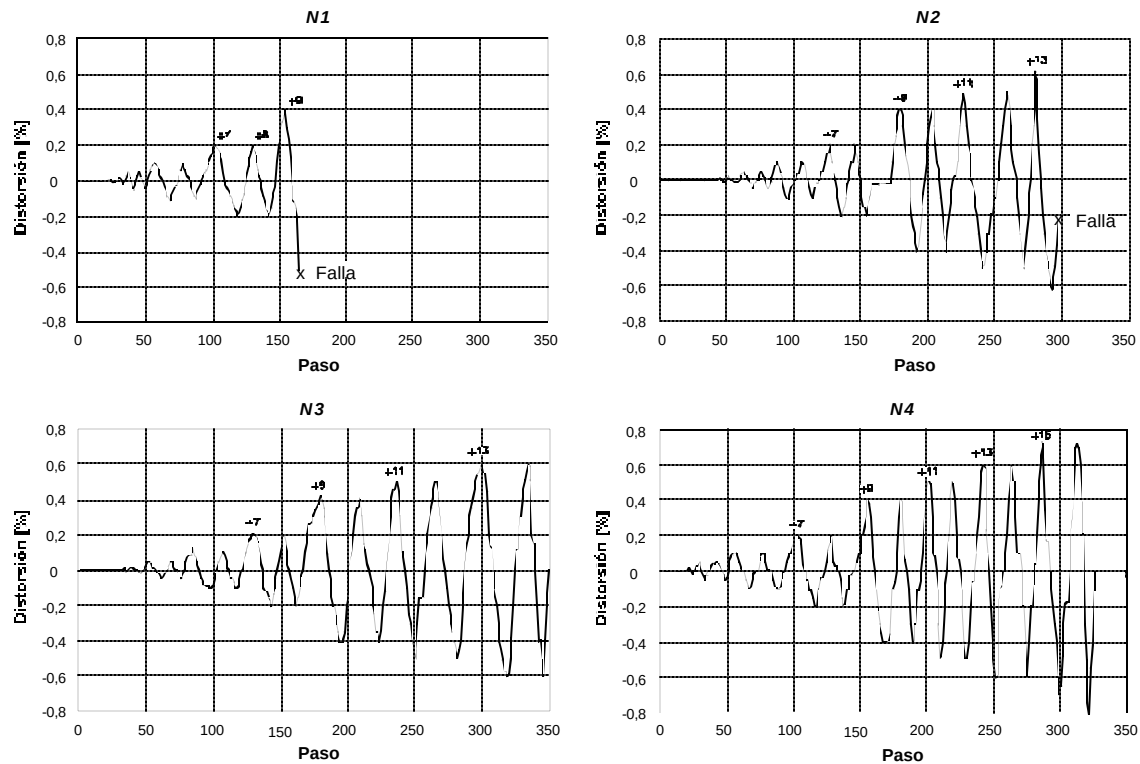


Figura 2.10 - Historias de desplazamiento

El número de canales que fueron registrados fue de 38 (N1) y 87 (N2, N3 y N4), de los cuales 20 correspondieron a instrumentación externa y el resto a la interna.

La ubicación y tipo de instrumentación permitió obtener información completa sobre las cargas aplicadas por los gatos, el desplazamiento horizontal de la losa, las deformaciones de los tableros de mampostería, el deslizamiento entre muro y viga de cimentación, la rotación de los castillos, la rotación de los muros, las deformaciones del acero de refuerzo y la distribución de esfuerzos en las piezas a lo largo de la base del muro.

La instrumentación externa estaba constituida por tres celdas de carga y 18 transductores de desplazamiento de carátula y de vástago colocados en los castillos y en la losa de los modelos. Esta instrumentación fue idéntica en los cuatro especímenes.

La distribución de la rotación de los muros en su altura se pudo conocer a través de los potenciómetros eléctricos de carátula colocados verticalmente sobre los castillos (V1, V2, V3, V5, V6 y V7). La deformación angular de los tableros de cálculo a partir de las lecturas de los transductores de desplazamiento ubicados sobre las diagonales de los muros (D1 y D2). La rotación local en la base de los castillos se registró con dos transductores ubicados en el canto de los muros (CR1 y CR2). También se colocaron instrumentos para medir la expansión del muro en tres secciones (H3, H4 y H5), el deslizamiento (DR), la deformación axial de los paneles ante la combinación de esfuerzos de compresión y corte (V4) y el desplazamiento como cuerpo rígido (VC).

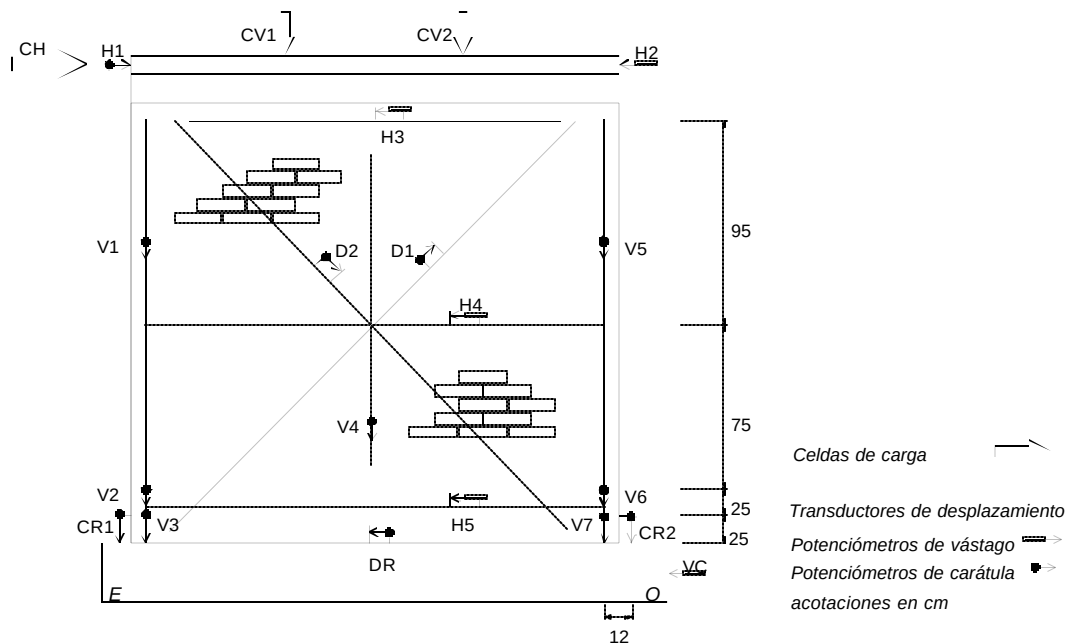


Figura 2.11 - Instrumentación externa de los especímenes

La instrumentación interna consistió en deformímetros eléctricos que se colocaron en las barras del refuerzo horizontal, y en el refuerzo longitudinal y transversal de los castillos.

También se colocaron deformímetros eléctricos en las piezas de la primera hilada en los modelos N2, N3 y N4. Con ellos se pretendió determinar la distribución de esfuerzos y deformaciones en la base del muro. La instrumentación interna de uno a otro modelo tuvo ligeras variantes que se debieron a las diferencias en el refuerzo de los muros.

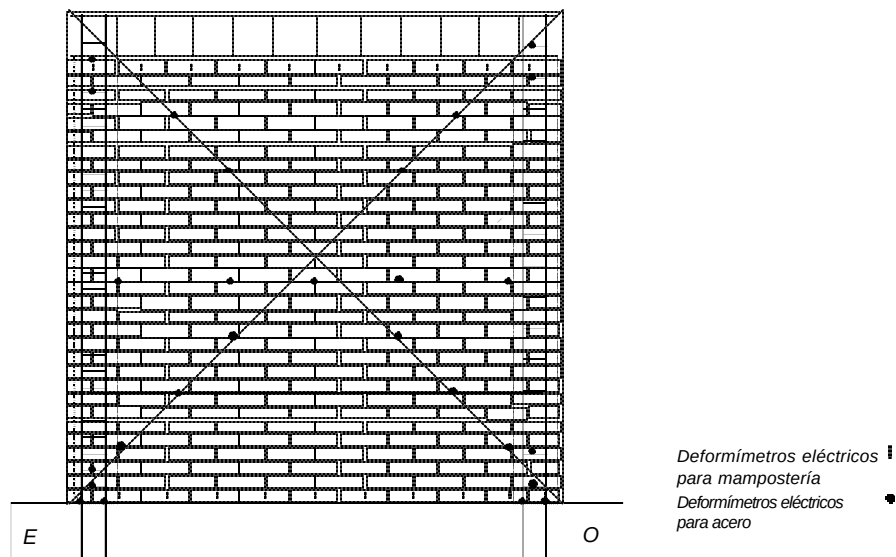


Figura 2.12 - Instrumentación interna del espécimen N4

2.8 CAPTURA DE DATOS

El equipo para la captura de datos consistió en un registrador programable, una computadora personal 486 y una impresora de matriz de puntos. El registrador de datos recibe la señal analógica de cada uno de los canales y la convierte en una señal digital que es enviada a la computadora. El programa la grafica y la almacena en un dispositivo magnético en un formato que permitió su posterior análisis. Simultáneamente se genera una salida en papel a través de la impresora.

El equipo anterior opera bajo un programa que permite el monitoreo en tiempo real de algunos canales. Los canales monitoreados, que funcionaron como controles durante el ensaye, fueron las cargas aplicadas en los gatos y el desplazamiento horizontal de la losa en sus extremos Este y Oeste. Adicionalmente, se monitorearon los canales de expansión al centro del muro (H4), de deformación axial (V4), de corrimiento entre muro y viga de cimentación (DR) y de deformación en una barra longitudinal del castillo Este (CEL1).

Un graficador adicional conectado a los canales de carga y desplazamiento horizontales permitió observar la tendencia de la curva histerética en tiempo real. Con base en este registro se determinó cuándo registrar datos en el ensaye.

CAPÍTULO 3

COMPORTAMIENTO GLOBAL

3.1 INTRODUCCIÓN

En esta parte se describe el desempeño general de los especímenes. El comportamiento de los muros se explica a partir de la historia de daños y del estudio de las curvas histeréticas y parámetros, como la deformación angular, rotaciones, curvaturas, expansión y deslizamiento de los tableros.

Las diferencias en el comportamiento de los muros se observaron en los patrones de agrietamiento y en los distintos parámetros que los califican. Estas diferencias verifican las cualidades del refuerzo horizontal para incrementar la capacidad de deformación, la resistencia a carga lateral, así como para lograr una mejor y más uniforme distribución del daño en los muros de ladrillo extruido.

3.2 DEFINICIÓN DE PARÁMETROS

El comportamiento de estructuras sujetas a acciones sísmicas se puede estudiar mediante los valores y las tendencias de distintos parámetros que relacionan sus propiedades geométricas y mecánicas. A continuación se presentan las definiciones de algunos de estos parámetros. Se hace referencia a ellos para interpretar el desempeño global y local de los especímenes ensayados.

3.2.1 Distorsión y curva histerética

La *distorsión* es el cociente entre el desplazamiento medido al nivel de aplicación de la carga lateral y la altura a la que se aplica esta carga (ver fig. 3.1); se designa como R en este documento y se le indica en porcentaje.

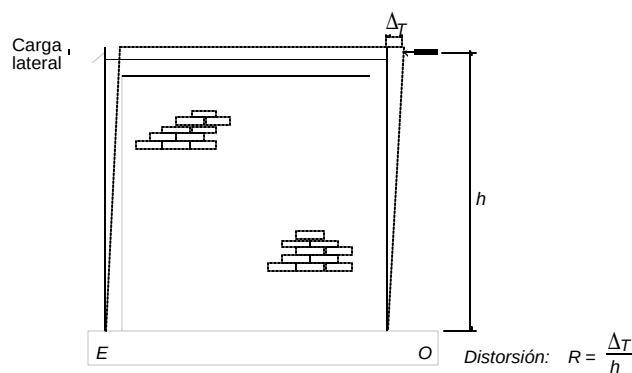


Figura 3.1 - Definición de distorsión

La *curva histerética* de un modelo es la representación gráfica de la relación entre la carga lateral y la deformación asociada a lo largo del ensaye. En estas curvas es común expresar la deformación en términos de distorsión. El fenómeno por el que los tramos de carga y descarga no se superponen, se denomina histéresis.

En estos casos no se restituye todo el trabajo invertido en la deformación del muro y se produce por tanto una disipación de energía.

3.2.2 Rotación y curvatura

La *rotación* en los tableros de los modelos se determinó a partir de las lecturas de los transductores de desplazamiento ubicados sobre el eje de los castillos. Este parámetro se calculó en tres regiones en la altura de los muros cuyas longitudes se muestran en la fig. 3.2. La expresión siguiente permitió la determinación de la rotación en cada región

$$q_{\text{región } i} = \frac{l_{T_i} - l_{C_i}}{d_i} \quad (3.1)$$

donde $q_{\text{región } i}$ es la rotación del muro en la región i-ésima;

l_{T_i} es la lectura del transductor ubicado sobre el castillo sujeto a tensión, en la región i-ésima;

l_{C_i} es la lectura del transductor ubicado sobre el castillo a compresión, en la región i-ésima; y

d_i es la distancia horizontal entre los apoyos de los transductores de la región i-ésima.

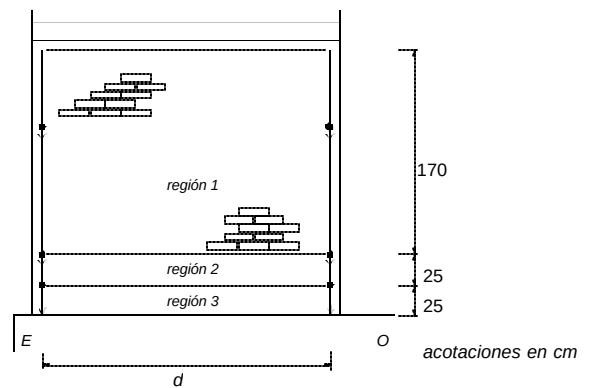


Figura 3.2 - Regiones establecidas para el cálculo de rotaciones y curvaturas

En las rotaciones calculadas con la ec. 3.1 se incluyen deformaciones elásticas e inelásticas, así como la rotación local en la base de los castillos que se observa durante los ciclos inelásticos a distorsiones considerables, y cualquier deslizamiento que hubiese ocurrido del refuerzo longitudinal de los castillos dentro de la viga de cimentación. Las rotaciones se presentan en porcentaje para facilitar su interpretación. La *curvatura* en cada región del muro se calculó dividiendo la rotación correspondiente entre la altura de dicha región.

A lo largo de los castillos, los transductores de desplazamiento se montaron sobre un sistema de tubos cilindro-émbolo en el que un tubo se inserta en otro de mayor diámetro. Se trató de reducir la fricción entre ellos al mínimo mediante la colocación de un forro de cinta de teflón y de una capa de grasa automotriz en la superficie del tubo pequeño que queda dentro del otro. La longitud del traslape fue de unos 15 cm en casi todos los tubos. Estos tubos fueron conectados a los muros mediante barras roscadas de 5/16 de pulgada (7,94 mm) de diámetro que se fijaron a los especímenes con resina epóxica. El desplazamiento de estos tubos fuera de su plano se evitó mediante la colocación de un juego de tuerca y rondana sobre las barras roscadas a

cada lado de los tubos. Las tuercas se apretaron con la mano para lograr que la conexión de las barras roscadas funcionara como una articulación.

La rotación local en la base de los castillos se midió con dos potenciómetros de carátula ubicados en el canto de los castillos a una altura de 25 cm sobre la viga de cimentación (instrumentos CR1 y CR2 de la fig. 2.11). Estos transductores se fijaron a los castillos mediante barras roscadas iguales a las empleadas para fijar la instrumentación externa al muro. Los vástagos de los transductores se apoyaron en la viga de cimentación, a 7,5 cm del costado de los castillos aproximadamente (ver fig. 2.11).

3.2.3 Componentes de la distorsión

Si se desprecia la contribución de la expansión del muro en su plano (debida a la deformación del tablero de mampostería y que produce la flexión de los castillos en curvatura simple) al desplazamiento horizontal al nivel de la losa (que en general es bajo), la deformación de los muros ante cargas laterales se puede atribuir exclusivamente al corte, a la flexión y al movimiento de cuerpo rígido. De acuerdo con lo anterior, el desplazamiento lateral total, Δ_T se puede dividir en tres componentes como sigue

$$\Delta_T = \Delta_F + \Delta_C + \Delta_{CR} \quad (3.2)$$

donde Δ_F es el desplazamiento lateral debido a la flexión;
 Δ_C es el desplazamiento lateral debido a fuerza cortante; y
 Δ_{CR} es el desplazamiento lateral por movimiento de cuerpo rígido.

De forma análoga, dividiendo 3.2 entre la altura h , se puede escribir

$$R = R_F + \gamma + R_{CR} \quad (3.3)$$

donde R es la distorsión registrada experimentalmente durante el ensaye;
 R_F es la contribución de la deformación por flexión a la distorsión;
 γ es la contribución de la deformación por corte a la distorsión; y
 R_{CR} es la contribución del movimiento de cuerpo rígido a la distorsión.

En la fig. 3.3 se presentan los componentes principales de la distorsión. También se incluye la expresión que relaciona al desplazamiento lateral debido a corte Δ_C , con la deformación angular γ .

El estudio de las deformaciones por corte, por flexión y por desplazamiento permite entender mejor el modo de falla de los modelos. La disposición de la instrumentación hizo posible la determinación de estas deformaciones. Un par de transductores de desplazamiento se ubicaron sobre tubos de cobre que corrían a lo largo de las diagonales de cada muro. La diagonal que une la esquina inferior Este con la superior Oeste del muro se colocó en la cara norte (instrumento D1 de la fig. 2.11). La otra diagonal se ubicó en la cara posterior (sur) empleando un sistema cilindro–pistón similar al descrito en la sección 3.2.2. El tubo de mayor diámetro (3,8 cm) contenía un tramo de unos 60 cm del tubo de diámetro menor (3,2 cm). La longitud de este traslape evitó la flexión del sistema de tubos causada por su peso propio. Los efectos de la fricción se redujeron tomando las mismas precauciones que en los tubos ubicados sobre el eje de los castillos.

La conexión de los tubos a las barras roscadas de fijación al muro se modificó colocando rótulas (articulaciones esféricas) que tenían vástagos con cuerda en los que se atornillan los tubos y las barras de soporte.

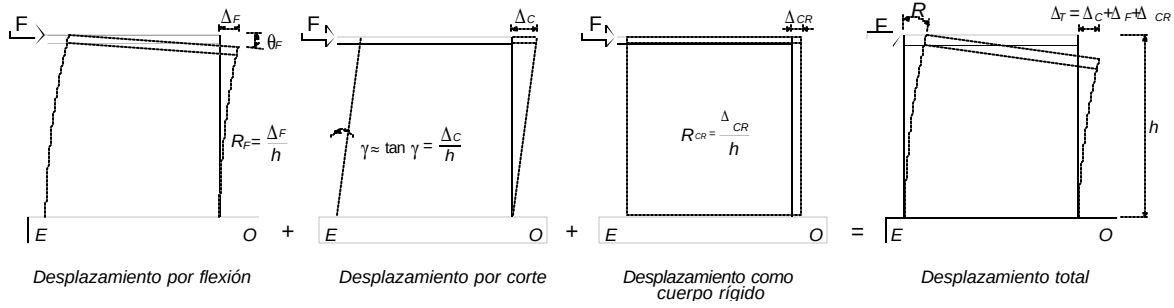


Figura 3.3 - Componentes de la distorsión

El primer miembro y el último término del segundo miembro de la ec. 3.2 se pueden determinar a través de la medición directa durante el ensaye; sin embargo, los dos primeros términos del segundo miembro se desconocen. En general, se procede calculando la deformación angular γ (asociada a la deformación por corte) y el desplazamiento como cuerpo rígido R_{CR} y despejando de la ec. 3.3 para obtener la deformación debida a flexión.

3.2.3.1 Cálculo de deformaciones angulares

Las deformaciones angulares de los tableros de los cuatro modelos se calcularon empleando la ec. 3.4.

La precisión de este método se reduce al aumentar la relación de aspecto de los muros. En el caso de muros con relación de aspecto igual a 1, como los ensayados, se obtienen muy buenas estimaciones de la deformación angular de los tableros de mampostería siempre que no se tome en cuenta al ángulo q (ver fig. 3.4).

Según principios de resistencia de materiales, las deformaciones angulares de cada panel se obtienen mediante la expresión (Chen et al., 1978)

$$\gamma = \left| d_1 \right| \frac{L_1}{2Lh} + \left| d_2 \right| \frac{L_2}{2Lh} \quad (3.4)$$

donde

- γ es la deformación angular del panel;
- δ_1 es el acortamiento o alargamiento medido en la diagonal anterior;
- δ_2 es el acortamiento o alargamiento medido en la diagonal posterior;
- L_1 es la longitud inicial de la diagonal anterior;
- L_2 es la longitud inicial de la diagonal posterior;
- L es la longitud del tablero; y
- h es la altura del tablero.

Si los muros tienen relación de aspecto cercana a la unidad ($L=h$), se cumple

$$\gamma = \left| \epsilon_1 \right| + \left| \epsilon_2 \right| \quad (3.5)$$

donde

$$\epsilon_1 = \frac{\delta_1}{L_1} \quad \text{y} \quad \epsilon_2 = \frac{\delta_2}{L_2} \quad (3.6)$$

además

- ϵ_1 es la deformación de la diagonal anterior (cara Norte); y
- ϵ_2 es la deformación de la diagonal posterior (cara Sur).

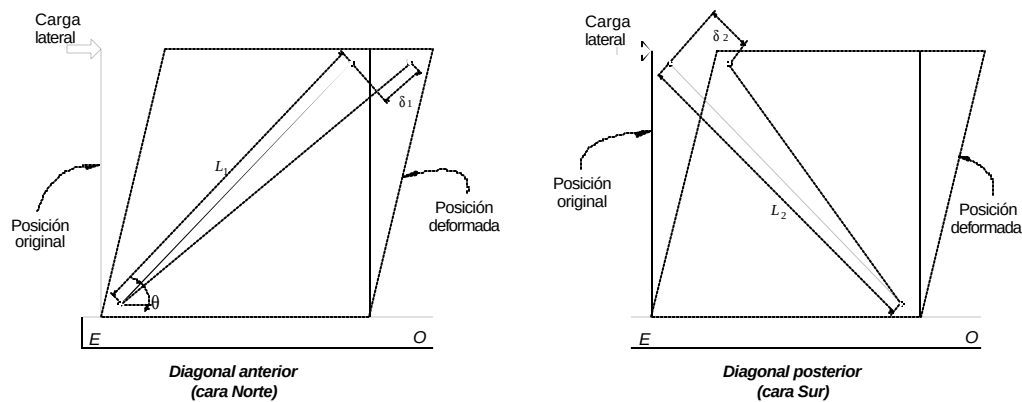


Figura 3.4 - Deformación angular de un panel

En la fig. 3.4 se muestra la deformación, exagerada, de un muro. Para facilitar la interpretación, sólo se ha dibujado la configuración asociada a deformaciones por corte; sin embargo, no se debe olvidar que el muro se deforma también por flexión y que se expande en su plano. En la misma figura se observa que para una carga lateral aplicada en un sentido, una de las diagonales (cara Norte) registró un alargamiento, mientras que la otra (cara Sur) mide un acortamiento.

En la deformación angular calculada con la ec. 3.5 se incluyen deformaciones elásticas e inelásticas de la mampostería. Estas últimas están asociadas al agrietamiento, aplastamiento y deslizamiento que se presentan durante el ensaye.

3.3 ESPÉCIMEN N1

Este modelo se construyó siguiendo el diseño y el proceso utilizados en la práctica actual. Se consideró como modelo de control, ya que fue el único de los cuatro muros que no contó con refuerzo horizontal en las juntas de mortero. La ausencia de este refuerzo lo identifica como patrón de referencia para el análisis del comportamiento de los otros modelos; así, la evaluación de la respuesta y la determinación de la influencia del refuerzo horizontal en cada uno, es estudiada lo más objetivamente posible apoyándose en las observaciones obtenidas a partir de este primer modelo.

El muro N1 fue construido con piezas tipo Multex, reforzándose en los costados con castillos ahogados en piezas tipo Vintex (ver sección 2.2). Para unir las piezas se utilizó un mortero con relación 1:0:3 (cemento:cal:arena) en volumen. El mortero tuvo una resistencia promedio a la compresión de 265 kg/cm².

El refuerzo longitudinal de cada castillo estuvo formado por cuatro varillas de 5/8 de pulgada (15,9 mm) con un esfuerzo nominal a la fluencia de 4 200 kg/cm² (412,0 MPa). Como refuerzo transversal en el castillo Este, se colocaron grapas de alambroón liso de ¼ de pulgada con f_y de 2 530 kg/cm² (248,2 MPa, nominal) a cada 7 cm (a cada hilada); mientras que en el castillo Oeste, constó de grapas de varilla corrugada de alta resistencia con diámetro de 5/32 de pulgada (3,9 mm) y un esfuerzo nominal a la fluencia de $f_y=6000$ kg/cm² (588,6 MPa), también a cada 7 cm.

Este espécimen exhibió un comportamiento típico de muros con castillos ahogados y sin refuerzo interior. El daño se concentró a lo largo de dos grietas inclinadas que penetraron en los extremos de ambos castillos. La falla se presentó de manera súbita a 0,23 por ciento de distorsión (0,6 cm aproximadamente).

Durante el ensaye, se marcaron las grietas que se formaban o extendían en ambas caras del muro. Esto se realizó en los picos de cada ciclo empleando un color para las grietas registradas en ciclos positivos (empujando hacia el lado Oeste) y otro diferente para los negativos (jalando hacia el Este). Simultáneamente se llevó a cabo un registro impreso de la evolución del agrietamiento. La distribución de grietas para cualquier nivel de distorsión fue igual para ambas caras de los muros; las grietas atraviesan el espesor del muro y se presentan simultáneamente sobre ambas caras. En este trabajo sólo se presentan los patrones de agrietamiento registrados en la cara Norte.

3.3.1 Evolución del daño

A lo largo del ensaye se registró un patrón de daño definido por dos grietas con una inclinación menor a 45° , intersectándose en la mitad inferior del tablero, aproximadamente a 50 cm de la base. Las grietas inclinadas deterioraron con rapidez los extremos de los castillos, acelerando la ocurrencia del mecanismo de falla que determinó el final del ensaye después de 9 ciclos de carga (0,4 por ciento de distorsión).

Los primeros indicios de daño aparecieron en el ciclo 3 cuando se llegó a una distorsión pico de 0,05 por ciento. Para el pico negativo ($V_3=12,4$ t), el efecto de la flexión en el plano del muro produjo una grieta horizontal en todo el peralte del castillo Oeste sujeto a menor compresión, a un tercio de la altura.

Los primeros agrietamientos inclinados aparecieron en el ciclo 5 ($R=0,1\%$). En el pico positivo ($V_{+5}=18,1$ t) se desarrollaron grietas inclinadas en el lado de menor compresión, principalmente en el tercio inferior y a media altura. El agrietamiento inclinado que se presentó en el pico negativo ($V_{-5}=16,5$ t) fue más definido que el ocurrido en el ciclo positivo y tuvo una inclinación de 30° , aproximadamente. Dicha posición se atribuye a que la tensión por corte fue acompañada de flexión en el plano, desplazando ésta última la trayectoria del agrietamiento diagonal hacia la parte baja del muro. Adicionalmente, en este ciclo negativo, aparecieron grietas inclinadas en la región media superior de la interfaz castillo–mampostería.

Conviene aclarar que el término utilizado como “interfaz castillo–mampostería” no se refiere a que físicamente estuviera separado el castillo del muro ya que se trata de castillos colados en los huecos del ladrillo Vintex, son, por tanto, fisuras que siguieron la traza de las celdas interiores rellenas por los castillos.

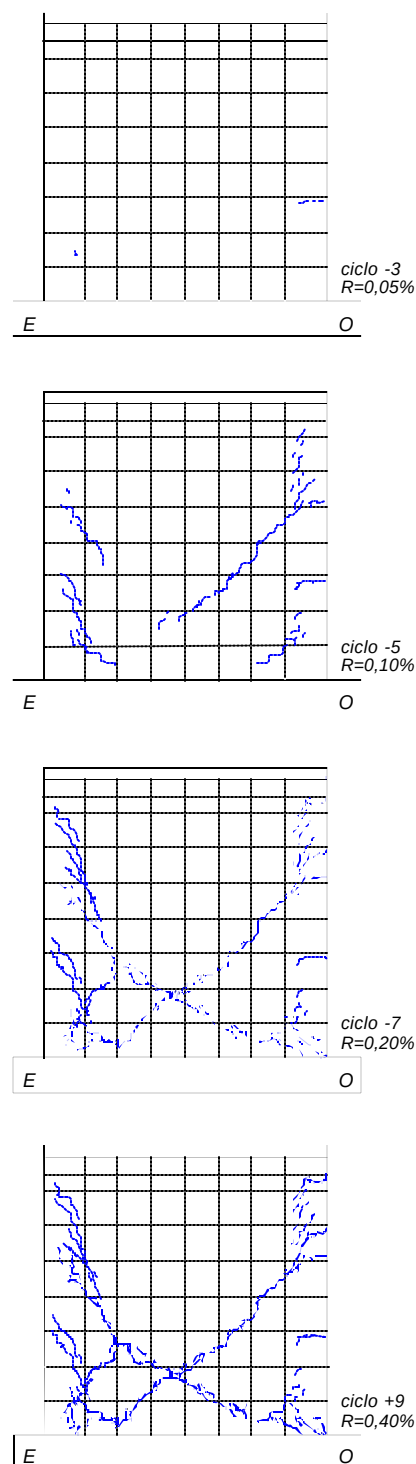


Figura 3.5 - Evolución del agrietamiento durante el ensaye del espécimen N1

El ciclo 6 fue una repetición del ciclo 5 ($R=0,1\%$). Se observó que para alcanzar la distorsión, los valores de fuerza fueron menores a los observados para el ciclo 5, aproximadamente en 8 por ciento. Esta degradación de resistencia para ciclos a la misma distorsión fue mayor a la observada para ciclos anteriores, donde la diferencia de cortantes entre ciclos consecutivos fue menor al 3 por ciento.

Para los ciclos 7 y 8 ($R=0,2\%$) se alcanzaron cortantes cercanos a 20 t. Al finalizar esta etapa se distinguieron dos grietas inclinadas que describieron un patrón en x (fig. 3.5). La resistencia en el ciclo 8, repetición del 7, fue estable.

Durante el ciclo 9, a una distorsión pico de 0,4 por ciento, se registraron los cortantes máximos. En el semiciclo positivo se alcanzó la resistencia de 20,8 t a una distorsión de 0,24 por ciento. Al aplicar un mayor desplazamiento al gato para alcanzar la distorsión 0,4 por ciento fijada, ocurrió una degradación de resistencia importante, llegando a un cortante de 17,0 t. En el ciclo -9 ocurrió algo similar, el cortante mayor de toda la prueba (22,2 t) se registró para una distorsión de 0,23 por ciento, súbitamente después de la cual el muro perdió su capacidad de resistir carga lateral. La falla fue súbita y frágil. Hacia el pico del ciclo se llegó a una distorsión máxima de 0,79 por ciento con un cortante de 7,8 t.

La falla frágil ocurrió cuando el agrietamiento inclinado penetró la base del castillo Este (fig. 3.6) y el extremo superior del Oeste. Se observó también el movimiento relativo del bloque triangular superior delimitado por el agrietamiento inclinado.



Figura 3.6 - Condición final de daño (castillo Este)

3.3.2 Estado final de daño

La fotografía de la fig. 3.7 muestra el aspecto final de daño del espécimen N1. Es notable el aplastamiento y desprendimiento de la mampostería a lo largo de las dos diagonales y en las zonas inferior del castillo Este y superior del castillo Oeste. Las piezas ubicadas a lo largo del agrietamiento principal se deterioraron rápidamente en el último ciclo.

Al presentarse de manera súbita el mecanismo de falla frágil, las paredes laterales, de las piezas a lo largo del agrietamiento principal, se desprendieron dejando en evidencia las celdas o paredes interiores rotas, lo mismo que los pernos de mortero. Estos últimos formados por la parte de la mezcla que penetró en los alvéolos del tabique multiperforado.

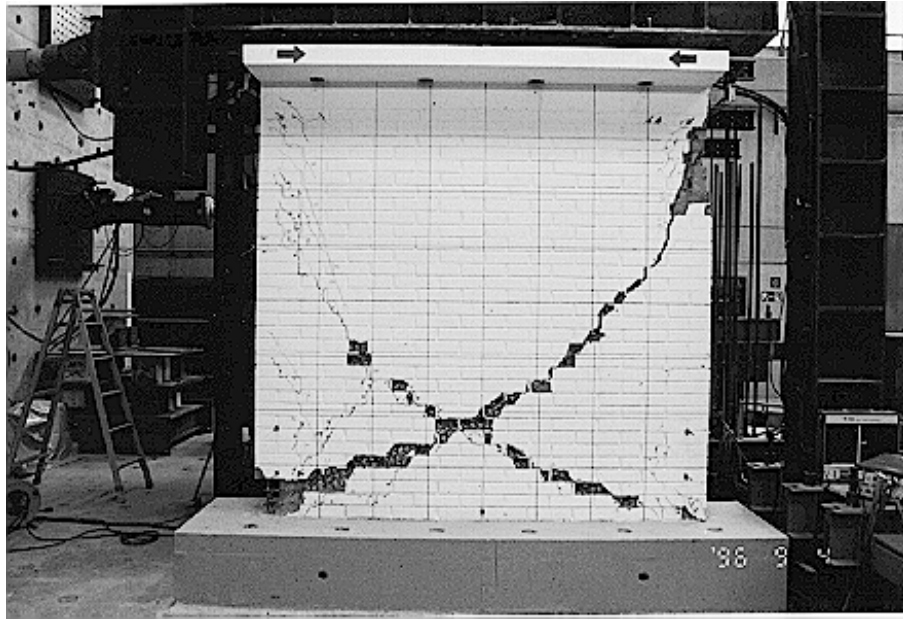


Figura 3.7 - Condición final de daño (especimen N1)

3.3.3 Comportamiento histerético

En la fig. 3.8 se presenta la curva histerética del modelo N1; en ella se ha graficado el esfuerzo cortante contra la distorsión, a lo largo de toda la prueba. El esfuerzo cortante se calculó dividiendo la carga lateral aplicada entre el área transversal bruta del muro, obtenida a partir de las dimensiones reales medidas.

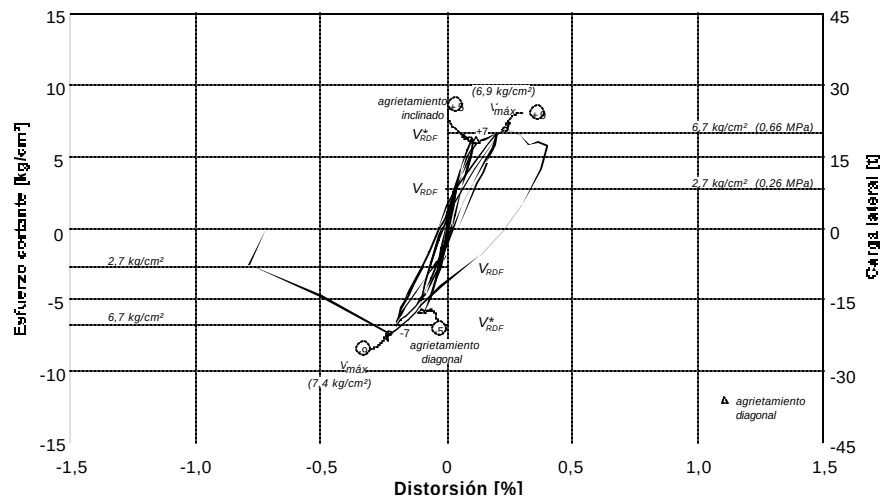


Figura 3.8 - Curva esfuerzo cortante lateral-distorsión (especimen N1)

De pruebas en muretes, se obtuvo un valor de v^* para este muro de $11,0 \text{ kg/cm}^2$ ($1,08 \text{ MPa}$). Con este valor de resistencia de diseño a la compresión diagonal, un esfuerzo de compresión de 4 kg/cm^2 o $0,39 \text{ MPa}$

(esfuerzo de compresión promedio aplicado por los gatos verticales durante la prueba) y un factor de reducción unitario, se obtuvo una predicción para el cortante asociado al agrietamiento inclinado de 20,1 t (197 kN), lo que equivale a un esfuerzo cortante de 6,7 kg/cm² (0,66 MPa) considerando un área transversal del modelo de 3000 cm². En la fig. 3.8 se han dibujado con líneas horizontales los valores del esfuerzo cortante asociado a esta resistencia calculada (V^*_{RDF}). Estos valores coinciden con el agrietamiento inclinado de los tableros una vez que se formaron las grietas a lo largo de las diagonales. También se indica la resistencia de diseño obtenida con los valores sugeridos en las NTCM V_{RDF} , calculada con $F_R=1,0$, $v^*=3,0$ kg/cm² (0,29 MPa), una carga vertical nominal P de 12,0 t (118 kN) y las dimensiones nominales del muro.

Desde el primer ciclo de carga horizontal, el modelo presentó un poco de histéresis (ver fig. 3.8). El área entre los lazos histeréticos hasta antes del ciclo 5 creció en proporción a la carga y a la distorsión a que se había llegado, pero manteniendo la separación entre lazos ocurrida desde el primer ciclo. La histéresis se atribuye al agrietamiento por flexión que ocurrió al inicio del ensaye.

Cuando aparecieron los primeros agrietamientos inclinados (ciclo 5, $R=0,1\%$) creció también el área entre lazos histeréticos. De este modo el daño ocurrido por los agrietamientos introdujo aún más al modelo en el intervalo inelástico de comportamiento.

Los cortantes mayores para picos de carga se registraron en los ciclos +9 ($V_+=20,8$ t) y -9 ($V_-=22,2$ t), respectivamente para ciclos positivos y negativos. Durante el último ciclo de prueba (ciclo 9) el cortante máximo fue de 6,9 kg/cm² (3 por ciento superior al de agrietamiento). En este muro, con castillos ahogados y sin refuerzo horizontal, existió poca capacidad de carga adicional después de la aparición del primer agrietamiento inclinado y de la formación de grietas completas que penetraron en los castillos (cortante máximo).

Después de alcanzar el cortante máximo se registró una reducción drástica de resistencia y rigidez, una vez que el concreto en la base del castillo Este se aplastó y desconchó, dejando al refuerzo longitudinal como único elemento para soportar la carga lateral.

En general, el comportamiento histerético del modelo guardó buena simetría. Aun con el incremento del ciclo 6 al 7, donde se duplica la distorsión pico en 100 por ciento (de 0,001 a 0,002) y se presentan los agrietamientos más severos, los lazos histeréticos continuaron mostrando aceptable simetría y estabilidad. La simetría y estabilidad se pierden en el último ciclo de prueba (ciclo 9, $R=0,4\%$), en el que, antes de llegar a la distorsión pico, hay una caída súbita de rigidez y resistencia, antes de la cual, se alcanzan los cortantes mayores de toda la prueba.

3.3.4 Rotación y curvatura

En el modelo N1, las rotaciones en la región 1 (ver fig. 3.2) fueron mayores que en las otras dos, y las rotaciones de la región 3 fueron mayores que en la dos, como se puede apreciar en la fig. 3.9 donde se han graficado las rotaciones para cada región a lo largo del ensaye. En general, se registraron mayores rotaciones en ciclos positivos que en negativos.

Para la región 1, los lazos exhibieron poca o nula histéresis hasta el ciclo 4, a partir del cual las curvas rotación–distorsión encerraron un área mayor. Las rotaciones máximas ocurrieron durante el ciclo 9 y fueron iguales a 0,081 por ciento y 0,085 por ciento para los cortantes máximos positivo y negativo, respectivamente.

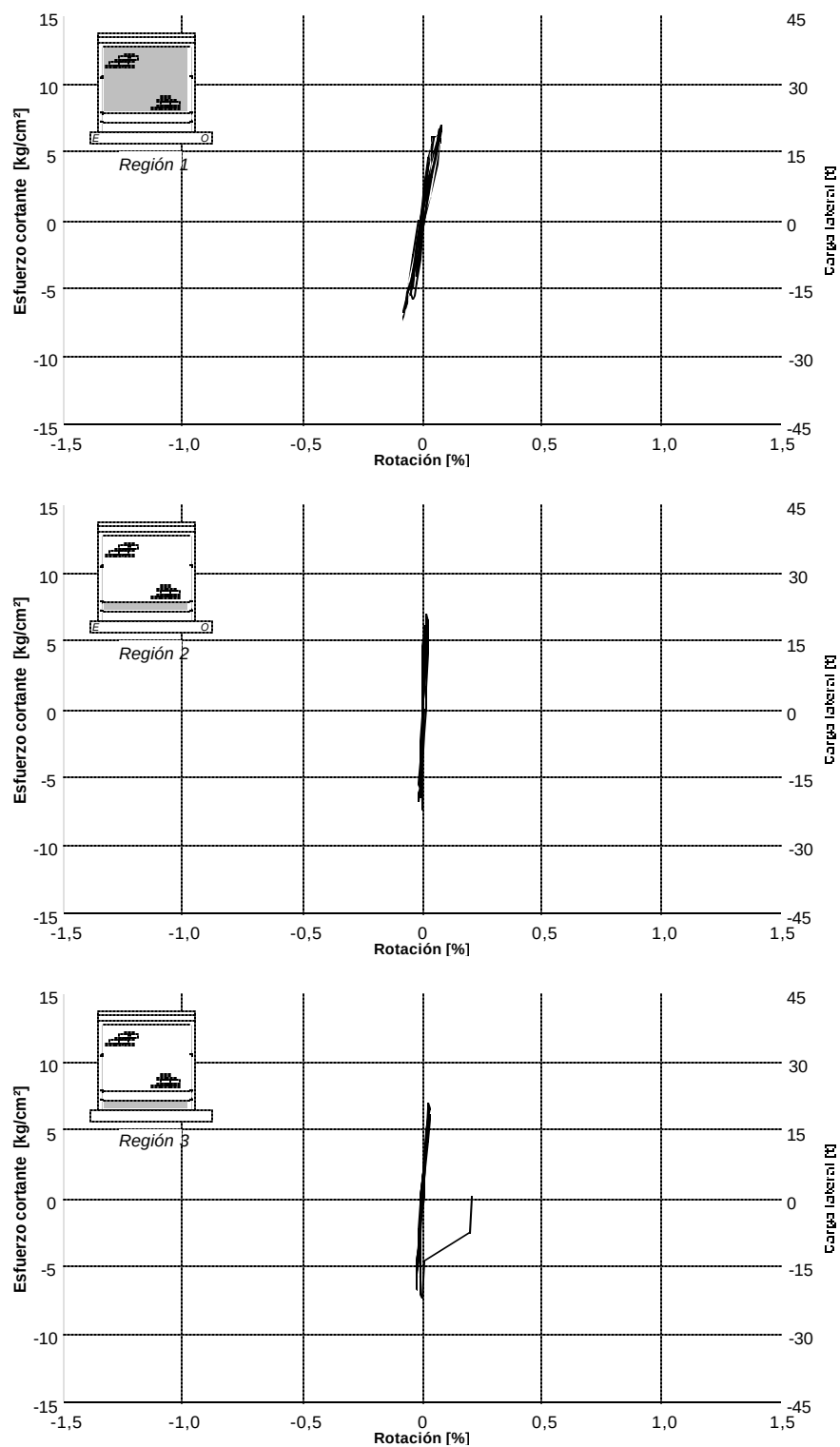


Figura 3.9 - Rotaciones del espécimen N1 (regiones 1,2 y 3)

Para las regiones 2 y 3, las rotaciones exhibieron un comportamiento prácticamente elástico–lineal durante el ensaye.

En las figs. 3.10 y 3.11 se presentan las rotaciones locales en la base de los castillos. La histéresis y el aumento de la rotación (fluencia del refuerzo reflejada en las curvas) se debieron al daño en los extremos inferiores de los castillos, asociado a la penetración de las fisuras inclinadas en estos elementos. Cuando se llegó al pico de carga del ciclo 7, la rotación fue más alta para el castillo Este, pues coincidió con la aparición del agrietamiento diagonal que, al final de la prueba, penetraría totalmente en la base del castillo. En general, las rotaciones locales fueron más importantes en el castillo Este (1,5 veces en promedio que las del castillo Oeste), donde el daño en la base fue más severo.

En el castillo Este se colocó una cuantía de refuerzo transversal de 0,0028 ($p_{hfy\text{ real}}=6,6\text{ kg/cm}^2$). En el castillo Oeste se proporcionó una cuantía de 0,0011 con grapas de alta resistencia ($p_{hfy\text{ real}}=7,7\text{ kg/cm}^2$). La cuantía se calculó como el cociente del volumen de refuerzo transversal entre el área total del castillo por la separación entre estribos. El castillo con refuerzo transversal de alta resistencia resultó menos deformable.

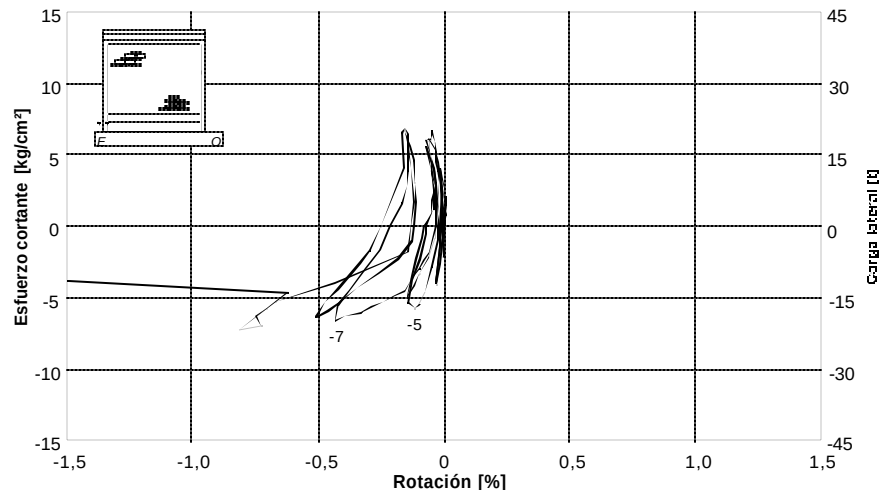


Figura 3.10 - Rotación local en la base del castillo Este

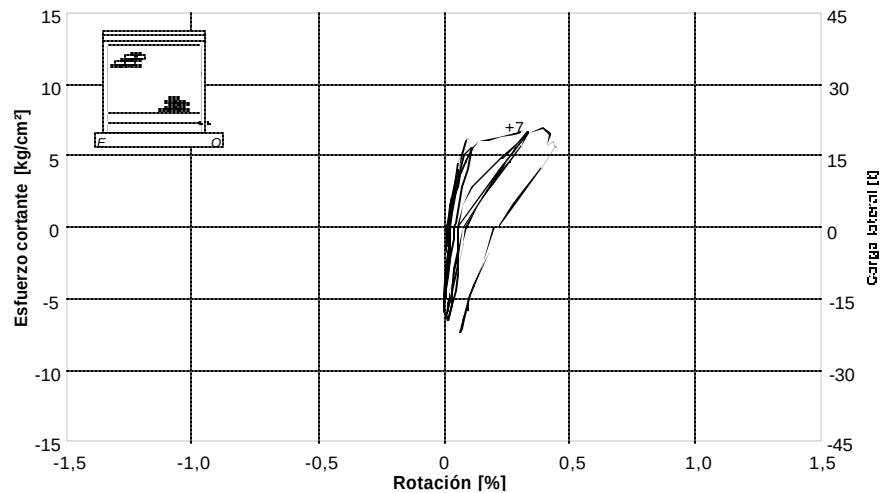


Figura 3.11 - Rotación local en la base del castillo Oeste

Las curvaturas fueron obtenidas como el cociente de la rotación de la región en estudio, entre la altura que comprende dicha región (ver sección 3.2.2).

De acuerdo con la teoría simple de flexión (vigas esbeltas) y puesto que el momento flexionante en el plano del muro aumenta linealmente hacia la base, las curvaturas deben ser lineales y tener su máximo en la base del muro. En la fig. 3.12 se presentan las curvaturas en función de la altura del muro. Según la disposición de la instrumentación, las curvaturas tienen valores constantes en la altura de cada región; sin embargo, por claridad, se han dibujado los valores de curvatura en el límite superior de las regiones. En la fig. 3.12 se puede apreciar que las curvaturas aumentan conforme se acercan a la base. La diferencia entre la tendencia lineal esperada y la medida se atribuye a la disposición de la instrumentación; en particular a la diferencia de altura de las regiones. Las curvaturas aumentaron con la distorsión. Para ciclos a la misma distorsión, las curvaturas fueron prácticamente iguales.

Las curvaturas fueron mayores para ciclos positivos que para ciclos negativos, simultáneamente para las tres regiones. Esto se puede atribuir al daño que producían los ciclos positivos, que provocaron que el comportamiento del muro ante ciclos negativos tuviera menores contribuciones de la flexión.

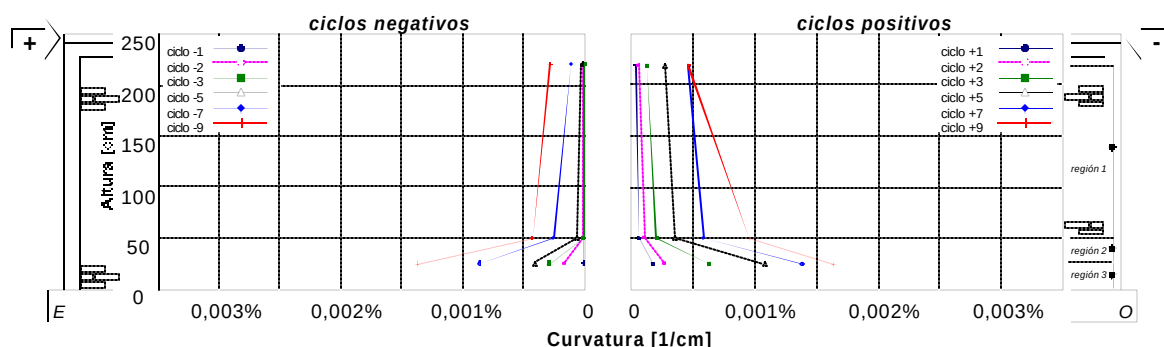


Figura 3.12 - Distribución de curvaturas en la altura del espécimen N1

3.3.5 Deformación angular

Hasta el ciclo 5, las deformaciones angulares γ fueron esencialmente nulas (fig. 3.13). Hasta este nivel las contribuciones a la distorsión fueron por flexión (92%), fundamentalmente. Para el ciclo -5 se incrementó y al aparecer el primer agrietamiento inclinado durante el semiciclo. La contribución de las deformaciones por corte a la distorsión fue de 6 por ciento para el semiciclo positivo y aumentó a 29 por ciento para el negativo al ocurrir el agrietamiento. La deformación angular aumentó con la distorsión. Para el ciclo -9, de falla, la deformación angular es 0,88 veces la distorsión aplicada. El aumento de las deformaciones por corte coincide con la penetración de las fisuras al castillo y la falla del muro.

3.3.6 Deslizamiento y expansión

El deslizamiento del muro como cuerpo rígido se midió durante el ensayo mediante un transductor de desplazamiento ubicado al centro de la base del muro. Este transductor registraba el desplazamiento relativo entre el muro y la viga de cimentación. En la curva obtenida (no se presenta) se pudo observar que el deslizamiento del modelo N1, en términos de distorsión, fue muy reducido. El valor máximo registrado fue de 0,4 mm durante el pico del ciclo +7.

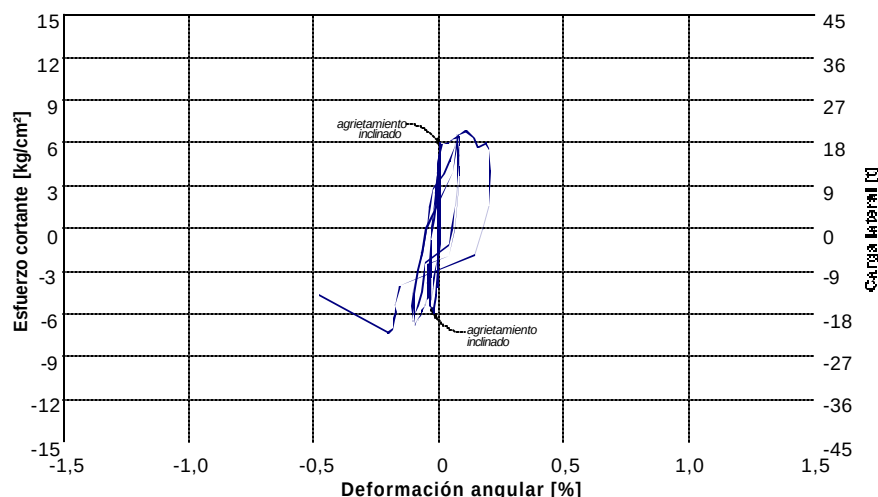


Figura 3.13 - Deformación angular del panel de mampostería del espécimen N1

El deslizamiento anterior representó el 8,1 por ciento de la distorsión en ese momento. Durante el ensaye, el corrimiento del muro como cuerpo rígido representó el 6,0 por ciento, en promedio, de la distorsión.

La expansión del muro se midió en la cara posterior (cara Sur) a la mitad de la altura del muro con el transductor denominado DH4 y en la parte inferior con el DH5 (ver fig. 2.11). La expansión que se registró en la parte inferior de la dala (transductor DH3) fue muy pequeña (inferior al 0,003 por ciento).

Las gráficas correspondientes a la variación de la expansión con respecto a la carga lateral se presentan en la fig. 3.14. En esta figura se ha indicado, además, la anchura, correspondiente a los picos de algunos ciclos, de una de las grietas inclinadas que fueron monitoreadas durante el ensaye. La expansión se expresa como deformación al dividir las lecturas entre la longitud inicial del tramo instrumentado (2,26 m aproximadamente). Los valores máximos se registraron al centro del muro.

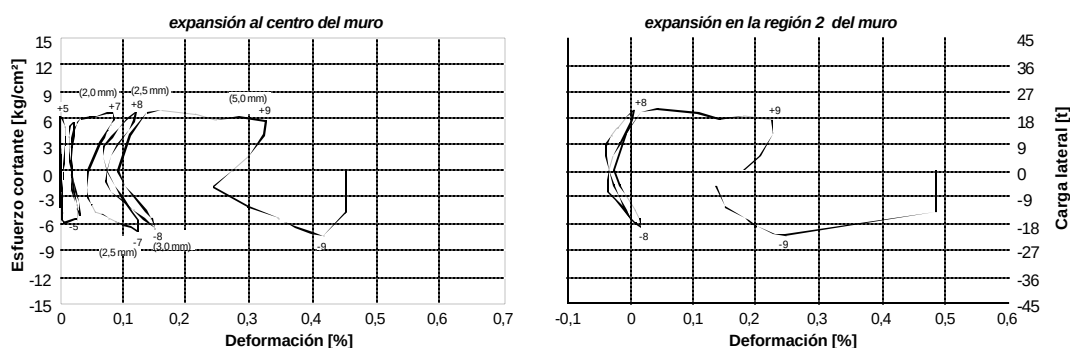


Figura 3.14 - Expansiones del espécimen N1

La expansión del muro comenzó con el agrietamiento inclinado ($R_{+5}=0,10\%$). A partir del ciclo 5, se observaron incrementos importantes en la expansión que coincidieron con los picos de los ciclos. Los fenómenos asociados con las trayectorias horizontales de las curvas de la fig. 3.14 son el incremento en la anchura de grietas inclinadas y la penetración de las mismas en los extremos de los castillos. En los picos de los ciclos +7 y +9 se presentaron ambos fenómenos. Los valores de la expansión también se vieron incrementados durante el ensaye por la separación y el aplastamiento de las piezas causados por el agrietamiento inclinado.

Con el agrietamiento del panel, el muro se expandió cada vez más y como no existía refuerzo horizontal entre las juntas de mortero, no hubo elemento alguno que restringiera esta expansión. La inversión con la descarga, de la expansión en la región 2 para los ciclos 7 y 8 ($R=0,2\%$) se debió a que, en la región inferior del tablero las piezas a lo largo del agrietamiento principal se aplastaron durante la inversión del sentido de carga lateral.

3.4 ESPÉCIMEN N2

El modelo N2 fue construido con piezas tipo Multex utilizando un mortero con relación 1:½:3 (cemento:cal:arena) en volumen; el mortero tuvo una resistencia media a la compresión de 195 kg/cm². Se reforzó horizontalmente con alambres corrugados de 5/32 de pulgada (4,0 mm) de diámetro, con esfuerzo nominal de fluencia de 6000 kg/cm² (588,6 MPa). La disposición de este refuerzo fue un alambre colocado a cada tres hiladas sin traslape. Esta cuantía ($p_h=0,05\%$) es la mínima especificada en las NTCM para clasificar a la mampostería confinada como reforzada horizontalmente. Durante la colocación de este refuerzo se aseguró un recubrimiento mayor a 1,5 cm desde el borde de la pieza y un anclaje en los extremos mediante un gancho de 12 cm a 90° adentro del castillo ahogado.

Este espécimen exhibió un patrón bien definido de grietas con una inclinación cercana a los 45°. Antes de la falla, estas grietas diagonales penetraron en los extremos inferiores de ambos castillos.

3.4.1 Evolución del daño

Del ciclo 1 al ciclo 4 se distinguió un comportamiento prácticamente elástico–lineal. En los ciclos 3 y 4 ($R=0,05\%$) aparecieron las primeras fisuras horizontales que se extendieron sobre el tablero siguiendo una trayectoria inclinada.

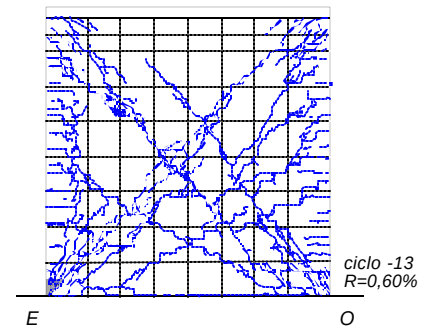
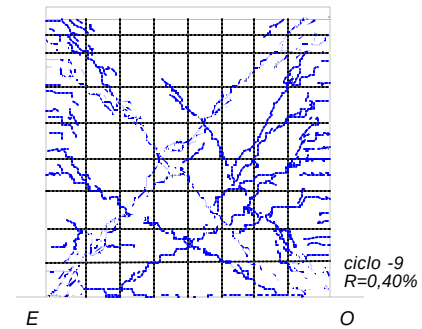
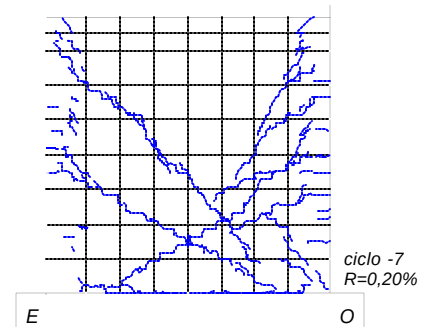
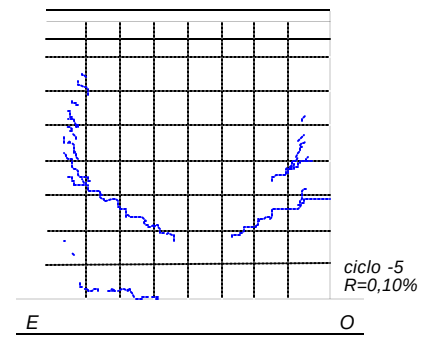


Figura 3.15 - Evolución del agrietamiento durante el ensaye del espécimen N2

En los picos de carga del ciclo 5, a una distorsión de 0,10 por ciento ($V_+=18,5$ t y $V_-=17,2$ t), aparecieron las primeras grietas inclinadas. En la mitad Este del muro la grieta inclinada fue escalonada y estuvo acompañada de una serie de grietas paralelas (con la misma inclinación que la principal) a lo largo de la mitad superior de la traza castillo–muro. En este ciclo comenzó el registro del deslizamiento relativo entre el muro y la viga de cimentación que se mantuvo el resto de la prueba.

En el ciclo 6 ($R=0,10\%$) la anchura máxima de las grietas llegó a 0,4 mm.

Cuando se incrementó la distorsión a 0,002 (ciclo 7) aumentaron las grietas en cantidad y longitud. En el pico positivo apareció una nueva grieta a 45° atravesando casi todo el panel. Al final de este ciclo, las grietas inclinadas alcanzaron la base del muro, comenzaron a penetrar el extremo inferior del castillo Oeste y llegaron también a los extremos de la dala. En el castillo Oeste aparecieron grietas horizontales distribuidas en la altura.

La resistencia se alcanzó, para los ciclos positivos, en el ciclo 9 ($R=0,40\%$, $V=28,5$ t). Aparecieron nuevas grietas inclinadas, entre las que destacó una grieta diagonal con inclinación de 45° . Se observó una concentración mayor del fisuramiento en los extremos inferior y superior de los castillos. Las grietas horizontales en los castillos aumentaron y se extendieron a lo largo de su peralte. En el semiciclo +9 ocurrió un desconchamiento del recubrimiento del concreto en la dala y un desprendimiento de las paredes del tabique central del tablero. En el semiciclo negativo las paredes de las piezas de mampostería que cubrían la parte inferior del castillo Este también se desprendieron (fig. 3.16).

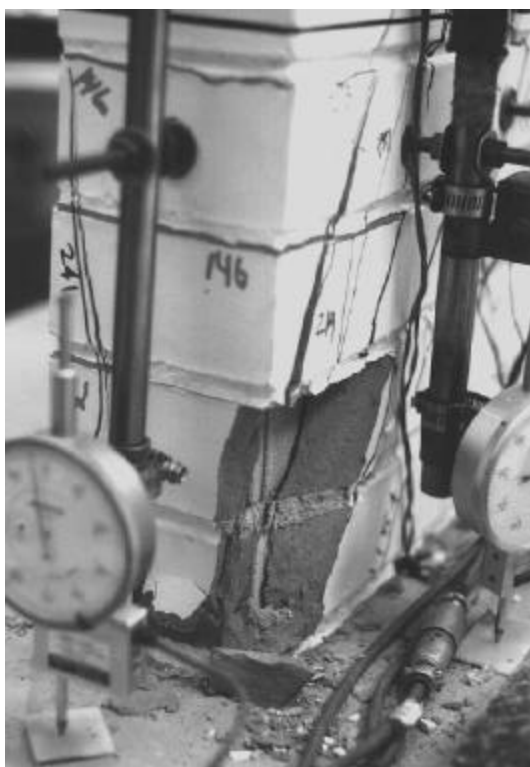


Figura 3.16 - Desprendimiento de la mampostería del castillo Este

El patrón final de agrietamiento quedó definido en el ciclo 9. En los ciclos siguientes se aceleró el aplastamiento de las piezas a lo largo de las diagonales, y el aplastamiento y desconchamiento de la mampostería en la parte inferior del castillo Este (fig. 3.17). Hacia el final de la prueba se registró la ruptura de cuatro barras de refuerzo horizontal (barras 2,3,6 y 7, medidas desde la base del muro). La ruptura ocurrió en los puntos que definen el paso de la diagonal que va del extremo superior del castillo Este al extremo inferior del Oeste.

3.4.2 Comportamiento histerético

El comportamiento histerético del modelo N2 se presenta en la fig. 3.18. Al igual que para N1 se ha graficado la distorsión contra el esfuerzo cortante, calculado dividiendo la fuerza lateral entre el área transversal bruta del muro.

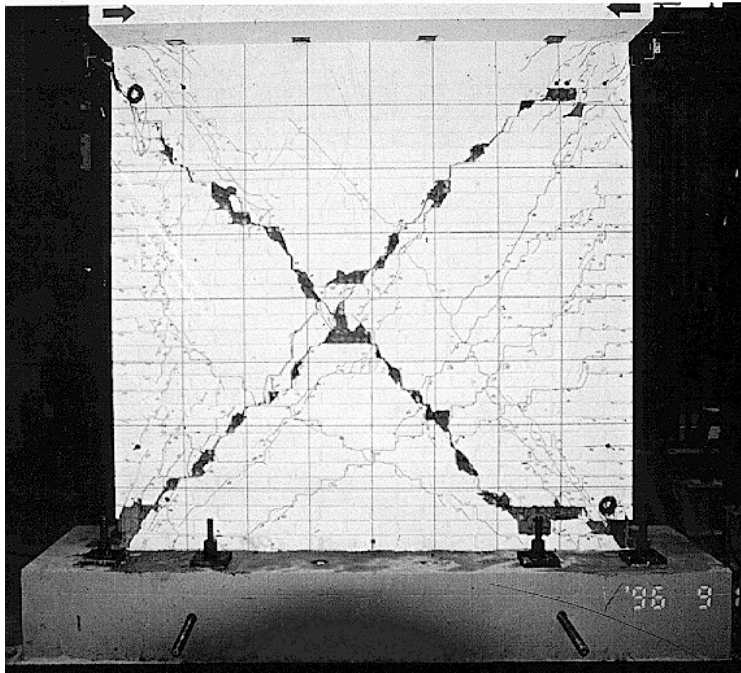


Figura 3.17 - Patrón final de agrietamiento (espécimen N2)

De modo análogo a N1 se calculó la resistencia utilizando la resistencia en compresión diagonal $v^* = 10,7$ kg/cm² (1,05 MPa) obtenida del ensaye de muretes. El esfuerzo resistente calculado fue igual a 6,6 kg/cm² (0,65 MPa). Las resistencias predichas se han señalado en la fig. 3.18.

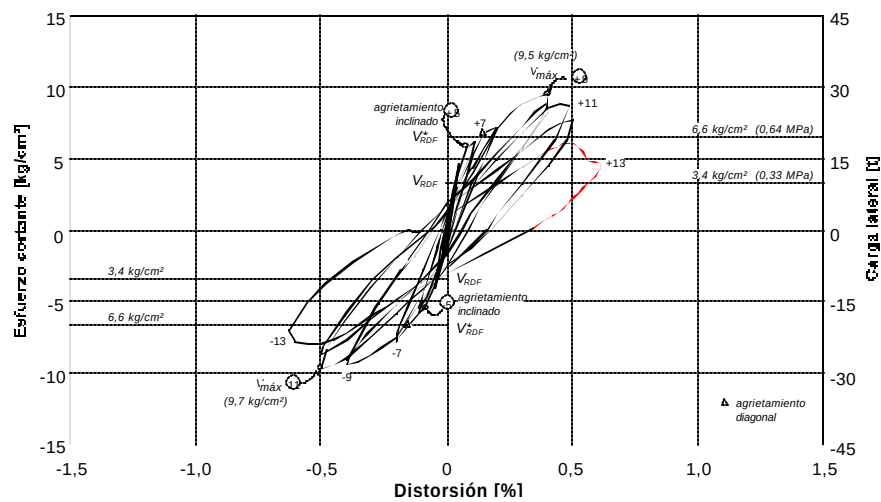


Figura 3.18 - Curva esfuerzo cortante lateral-distorsión (espécimen N2)

Hasta el ciclo 4 ($R=0,05\%$), en que se tienen las primeras fisuras, los lazos histeréticos mostraron un comportamiento elástico–lineal.

A partir del ciclo 5, en que se presentaron los primeros agrietamientos inclinados, el área dentro de los lazos histeréticos comenzó a crecer, manteniéndose la tendencia hasta el final de la prueba.

La respuesta histerética de N2 fue muy simétrica como se evidencia al comparar los semiciclos positivos y negativos. La resistencia del modelo se alcanzó en los semiciclos +9 y -11 con valores de 28,5 y -29,0 t, respectivamente. Estos valores exceden en casi 50 por ciento a la resistencia predicha por las NTCM. La diferencia se atribuye a la participación del refuerzo horizontal en la resistencia. En la sección 5.2.3 se presenta una evaluación de la contribución del refuerzo a la resistencia. La ecuación 4.3 de las NTCM (ec. 2.2 en este trabajo) pretende predecir la resistencia al agrietamiento inclinado de la mampostería. La resistencia así predicha cae en el rango que comprenden las fuerzas cortantes medidas para los ciclos 5 y 7, correspondientes al primer agrietamiento inclinado y la formación de la primera grieta diagonal, respectivamente.

Los lazos mostraron una tendencia a disminuir la rigidez conforme aumentaba la distorsión. El área encerrada en las curvas aumentó con la distorsión y tuvo un comportamiento estable.

3.4.3 Rotación y curvatura

En la fig. 3.19 se muestran las rotaciones del muro para las tres regiones (ver sección 3.2.2). El comportamiento fue similar al observado para N1. Las rotaciones permanecieron prácticamente elásticas durante el ensaye.

En la fig. 3.20 se presentan las curvaturas asociadas a las regiones en las cuales se midieron las rotaciones. En general, las curvaturas siguieron las mismas tendencias observadas para N1. La máxima curvatura se alcanza para los semiciclos +9 y -11, que coinciden con la resistencia del muro.

En las figs. 3.21 y 3.22 se presentan la rotación local para la base de los castillos Este y Oeste, respectivamente. Las rotaciones fueron elástico–lineales hasta el ciclo 3. A partir de éste, la rotación local es superior a la medida en la región 3; aun más, para el semiciclo +9 ($V=V_{max}$ y $R=0,40\%$) la rotación local fue 20 veces la rotación de la región 3. Las rotaciones locales aumentaron con el agrietamiento por flexocortante en las bases de los castillos. Estas rotaciones se incrementaron cuando la carga se aplicó en dirección del castillo; así, aumentaron en el castillo Oeste cuando la carga se aplicó en dirección EO (sentido positivo). El incremento en la deformación se puede explicar por la concentración de esfuerzos en la base del muro y castillo en compresión máxima, por la formación de un puntal de compresión diagonal.

De manera similar a N1, el castillo Este, reforzado transversalmente con grapas de alambón, exhibió niveles mayores de deformación que el Oeste, reforzado con alambres de alta resistencia.

3.4.4 Deformación angular

Las deformaciones angulares medidas en el tablero de N2 se presentan en la fig. 3.23. Las curvas son muy similares a las mostradas en la fig. 3.18. El parecido es evidencia de que las deformaciones por corte rigieron, en forma más importante, el comportamiento del muro durante toda la prueba; en otras palabras, el efecto de los esfuerzos debidos a corte tuvieron mayor influencia en la respuesta, que los esfuerzos producto de la flexión.

En los cuatro primeros ciclos la contribución de las deformaciones angulares a la distorsión es casi nula (menor al 4 por ciento). Esta observación coincide con el comportamiento elástico–lineal en este intervalo.

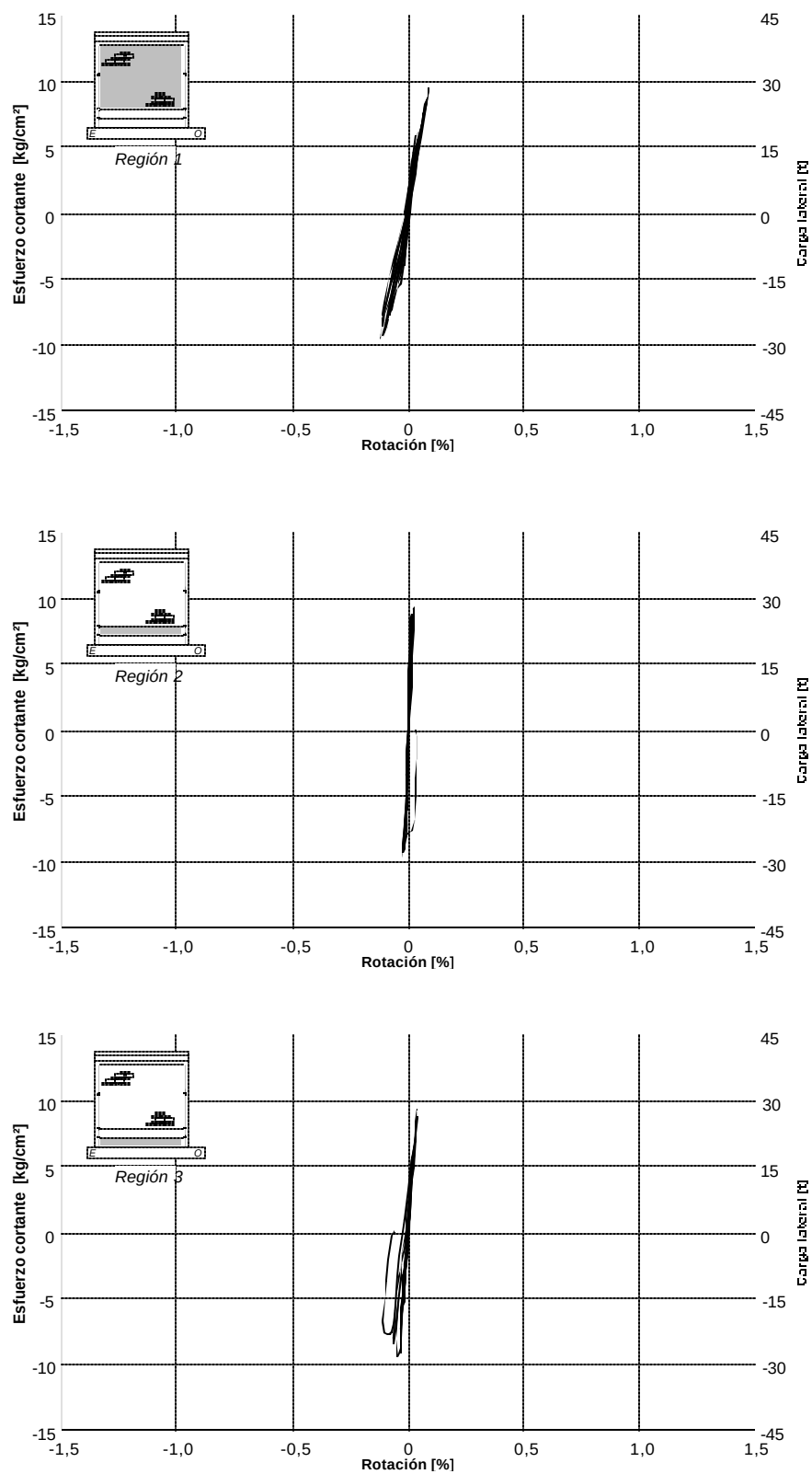


Figura 3.19 - Rotaciones del espécimen N2 (regiones 1,2 y 3)

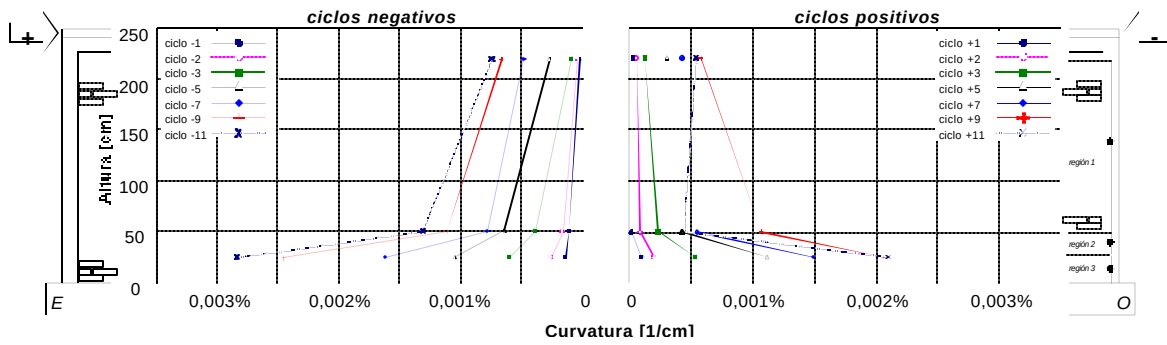


Figura 3.20 - Distribución de curvaturas en la altura del espécimen N2

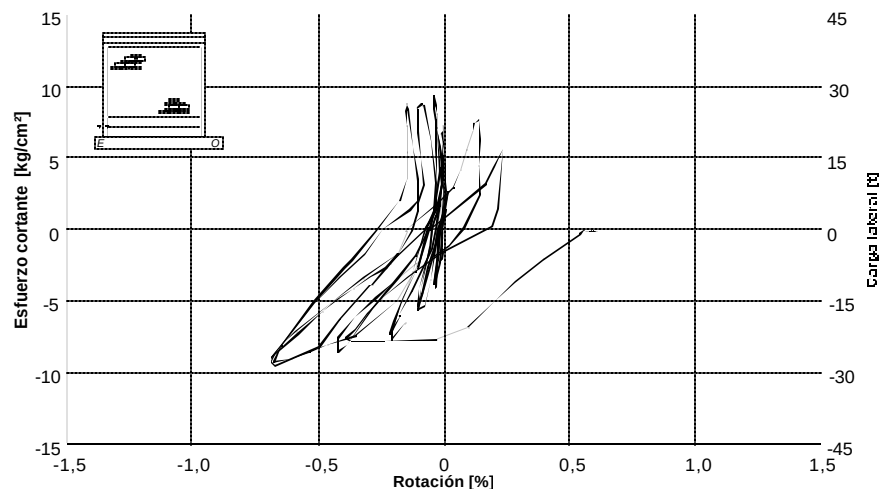


Figura 3.21 - Rotación local en la base del castillo Este

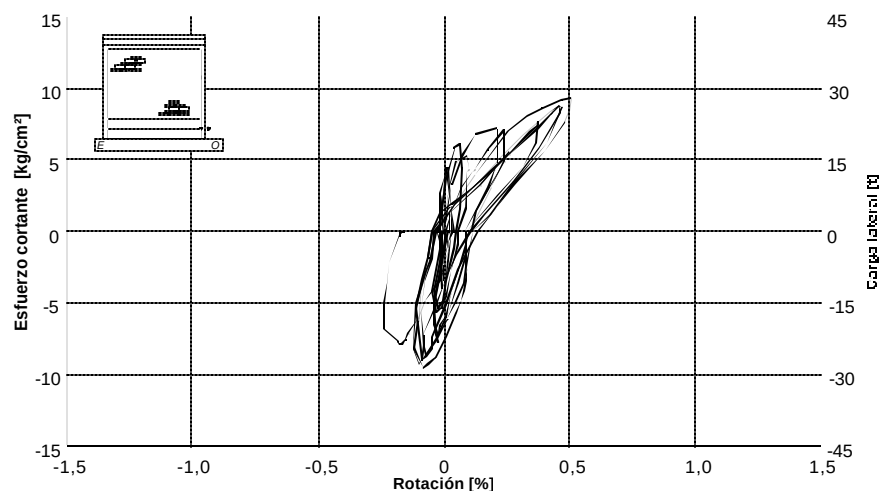


Figura 3.22 - Rotación local en la base del castillo Oeste

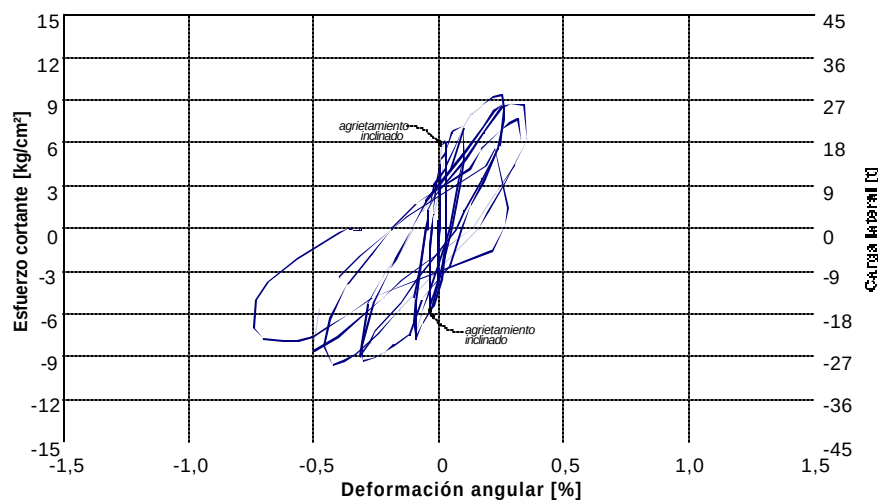


Figura 3.23 - Deformación angular del panel de mampostería del espécimen N2

La deformación angular aumentó con la distorsión R ; simultáneamente se incrementó la contribución de la deformación angular a la distorsión. Así, para los ciclos 5 y 6 ($R=0,10\%$), la contribución fue de 30 por ciento en promedio, mientras que para los ciclos 7 y 8, de 48 por ciento en promedio.

Para el ciclo 9 su aportación a la distorsión fue ya del 80 por ciento. A partir de este momento, éste fue el valor promedio de contribución a la distorsión total hasta que finalizó la prueba, registrándose el máximo de deformación angular simultáneamente con el mayor valor de distorsión (ciclo -13, $V=20,85$ t, $R=0,63\%$). Para los semiciclos -12 y -13 la deformación angular alcanzó el 100 por ciento del valor de la distorsión.

Es importante notar que, aunque la deformación angular es un parámetro que cuantifica las deformaciones tangenciales, para estados avanzados de agrietamiento no representa fielmente la deformación. La pérdida de continuidad en el muro debido a grandes grietas y el daño local en apoyos de los sistemas de medición contribuyen a que las lecturas sobre-estimen la deformación angular.

3.4.5 Deslizamiento y expansión

El deslizamiento medido en la base fue normalizado respecto a la altura en que se ubicó el transductor utilizado para el registro de la distorsión (aproximadamente a 2,45 m de altura), expresándose también en porcentaje (fig. 3.24); de este modo, son ambos parámetros comparables.

Hasta antes de que se produjera el agrietamiento diagonal el deslizamiento constituyó el 9 por ciento de la distorsión (ciclo +6, $R=0,1\%$).

En los ciclos negativos el deslizamiento alcanzó valores mayores. La mayor contribución del deslizamiento a la distorsión fue para el pico de carga -6, siendo igual al 12 por ciento de la distorsión total. A partir de este ciclo la contribución disminuyó. Para el ciclo 9 era igual a 2 por ciento.

Con objeto de estudiar la expansión del tablero de mampostería en su plano, se colocaron tres transductores horizontales (ver fig. 2.11). Las expansiones para N2 se muestran en la fig. 3.25.

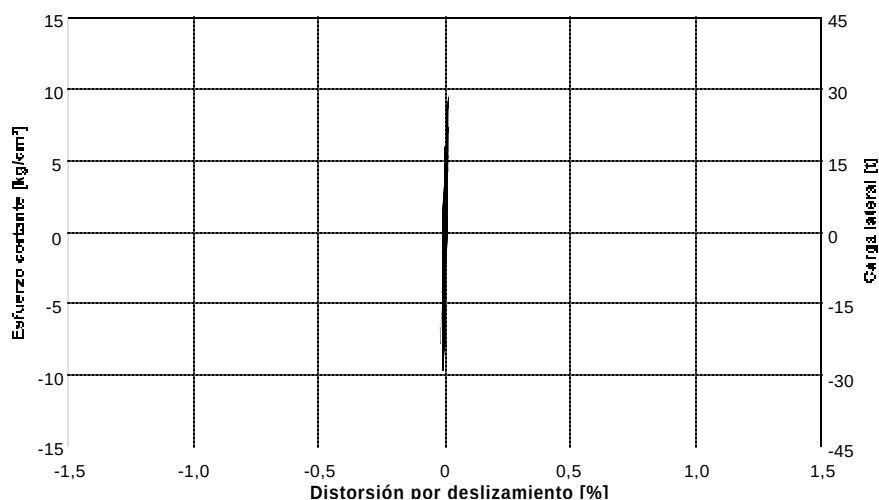


Figura 3.24 - Deslizamiento en la base del espécimen N2

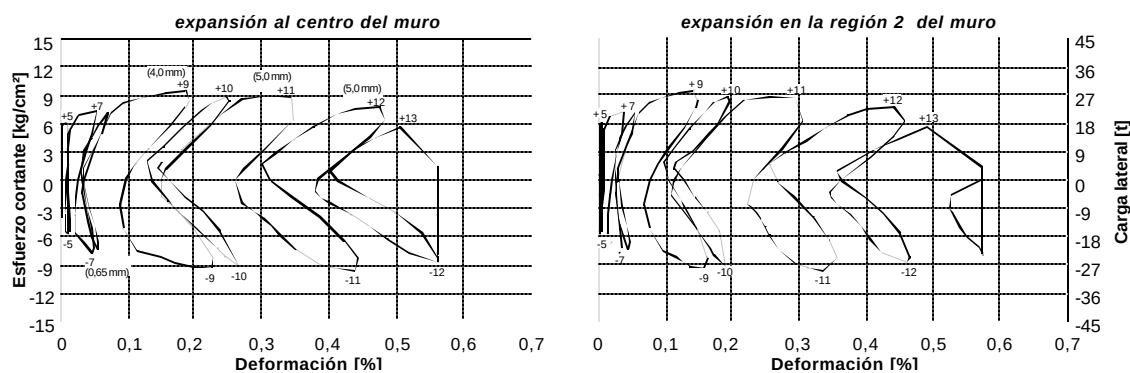


Figura 3.25 - Expansiones del espécimen N2

En general, las expansiones fueron más importantes en la región 2 (transductor H4 a media altura del muro) y en la región 3 (instrumento H5 a 35 cm de la base); haciendo notar que éstas últimas son casi idénticas a las primeras tanto en valor como en comportamiento; de hecho, podemos decir que son las mismas tan solo afectadas por un factor de reducción, como se trata mas adelante.

En los primeros cuatro ciclos, etapa que podemos considerar elástica, las expansiones fueron muy pequeñas para las tres regiones llegando a tomar valores máximos en el pico -4, de 0,0008 por ciento en la región uno, 0,0004 por ciento en la dos y nulas en la región tres.

Las expansiones registradas a partir del ciclo 5 fueron más significativas. La aparición de los agrietamientos se hace patente en el incremento de los valores registrados en la región 2 y 3, mientras que la expansión en la región 1 (en la base de la dala) es nula. La gran diferencia de expansión entre la región 1 y 2 es entendible dada la alta rigidez axial de la dala, muy cerca de la cual está colocado el instrumento H3 que registra la expansión para la región 1. Las expansiones permanentes a partir de este ciclo son evidencia de que el muro

estaba en el intervalo inelástico de comportamiento. La expansión en la región 2 llegó a 0,56 por ciento al final de la prueba ($R_{13}=0,6\%$).

Conviene destacar que en muros reforzados horizontalmente existe una tendencia a mantener a las expansiones permanentes muy próximas a cero. Se adelanta como una posible explicación, que N2 exhibiera una tendencia de expansiones en aumento por la colocación de una baja cuantía de refuerzo horizontal.

La expansión de los tableros está relacionada con la rotación local de los castillos y con el aumento en la anchura de las grietas bajo carga axial. Así, conforme aumentó la rotación local de la base de los castillos y la anchura de las grietas, la expansión se incrementó.

3.5 ESPÉCIMEN N3

Este modelo estuvo reforzado horizontalmente con una cuantía cercana a la mínima establecida en las NTCM. Se colocaron barras de acero de 5/32 de pulgada (4,0 mm) de diámetro laminadas en frío (f_y de 6000 kg/cm² o 588,6 MPa), separadas aproximadamente 21 cm (una barra a cada tres hiladas). La cuantía de refuerzo horizontal p_h fue igual a 0,05 por ciento. El producto $p_h f_y$ fue igual a 3 kg/cm² (0,29 MPa).

El tablero estuvo confinado por castillos exteriores, como los empleados comúnmente en muros de tabique de barro recocido. El refuerzo de los castillos estuvo formado por cuatro varillas del no.6 en sentido longitudinal y por estribos cerrados, terminados con ganchos a 135°, en sentido transversal. En el castillo Este se utilizaron estribos lisos de alambroón no. 2 (acero de bajo carbono) y en el castillo Oeste estribos de alambre de alta resistencia de 5/32 de pulgada. La separación de los estribos fue de 20 cm en la parte central de los castillos. En los extremos de los mismos se colocaron siete estribos separados 7 cm.

Para unir los ladrillos se utilizó un mortero con relación 1:½:3 (cemento:cal:arena) en volumen; que tuvo una resistencia a la compresión media de 196 kg/cm², resistencia muy similar a la del mortero empleado en el espécimen N2.

El modelo N3 tuvo un buen comportamiento. Al final del ensaye se registró un patrón bien definido de grietas con una inclinación poco mayor de 45°. Antes de la falla, estas grietas penetraron en los extremos superiores de ambos castillos deteriorando la unión castillo-dala. El ensaye se terminó después de 14 ciclos de carga (0,6 por ciento de distorsión). En el modelo sin refuerzo horizontal (N1), la penetración de grietas inclinadas a los castillos ahogados ocurrió en el ciclo +8 ($R=0,2\%$) y la estructura falló a una distorsión de 0,4 por ciento. Es evidente, pues, que la colocación de refuerzo horizontal en cuantías reducidas, es capaz de retrasar la penetración de grietas a los elementos confinantes y, con ello, aumentar la capacidad de deformación y reducir el daño general en estructuras de mampostería.

Con la colocación de la cuantía de refuerzo señalada también se incrementó la resistencia del muro. Las anchuras de grieta se redujeron si se comparan con las del modelo N1 correspondientes a la misma distorsión. La presencia de castillos exteriores permitió disminuir la tasa de degradación de rigidez después del primer agrietamiento inclinado.

3.5.1 Evolución del daño

En la fig. 3.26 se presentan cuatro etapas de la secuencia de daño del modelo N3. La primera corresponde al ciclo +5, en el que se registró el primer agrietamiento escalonado a través de las juntas de mortero con una inclinación aproximada de 50°, y la última a la configuración final de daño. Las otras etapas corresponden al ciclo -5 ($R=0,1\%$) y al ciclo +9 ($R=0,4\%$) en que ocurrió el agrietamiento diagonal.

La primera grieta del ensaye apareció en el pico de distorsión del ciclo +5 ($R=0,1\%$). Las grietas inclinadas correspondientes al primer agrietamiento inclinado iniciaron en la interfaz dala–castillo a unos 2,3 m de altura y se extendieron, escalonándose sobre las juntas de mortero hasta la esquina opuesta, unos 30 cm arriba del desplante del muro. En el ciclo negativo a la misma distorsión se presentó un agrietamiento similar intersectando al anterior en el límite del tercio superior del tablero (a 165 cm de la base).

Durante los ciclos +6 ($R=0,1\%$), +7 ($R=0,2\%$) y +8 ($R=0,2\%$), no se presentó agrietamiento adicional significativo. Sin embargo, algunas grietas escalonadas se extendieron a lo largo de las juntas de mortero e incrementaron su anchura.

En el ciclo +9 ($R=0,4\%$), se formó una grieta diagonal completa entre la esquina inferior Oeste y la superior Este. Esta grieta penetró a la unión castillo–dala durante el pico de distorsión del ciclo. Simultáneamente, se registró un corrimiento de 0,53 mm en la base del muro. Para el ciclo -9 ($R=0,4\%$) se esperaba la formación de una grieta similar a la del ciclo positivo, sin embargo se alcanzó el cortante máximo de la envolvente para ciclos negativos sin la ocurrencia de la fisura.

Durante el ciclo +10 ($R=0,4\%$), se midieron anchuras de grieta de hasta 4 mm, sobre el agrietamiento principal.

En el ciclo +11 ($R=0,5\%$) se alcanzó el cortante máximo para ciclos positivos. Se observó el aplastamiento de algunas piezas a lo largo de la grieta diagonal.

Durante el pico del ciclo -13 ($R=0,6\%$) se incrementó la distorsión para el mismo nivel de carga del ciclo anterior. Este aumento se asoció con el deterioro de la unión castillo Oeste–dala y la rotura posterior de cuatro barras del refuerzo horizontal a lo largo del agrietamiento principal. Se observó desconchamiento del recubrimiento y aplastamiento del concreto en la unión castillo Oeste–dala.

La presencia de castillos exteriores evitó la rotura de todas las barras horizontales y controló el desplazamiento de la porción del muro ubicada sobre la grieta inclinada principal, que hubiese determinado el final del ensaye.

Las piezas desconchadas mostraban la rotura de las paredes interiores. Los pernos de corte que forma el mortero al penetrar en los tabiques facilitan el cizallamiento de las paredes al desplazarse la mitad superior con respecto a la inferior. Las grietas principales dividen al tablero en dos grandes triángulos que se deslizan y giran uno con respecto al otro. Si bien los desplazamientos y rotaciones ocurren en todo el muro, se

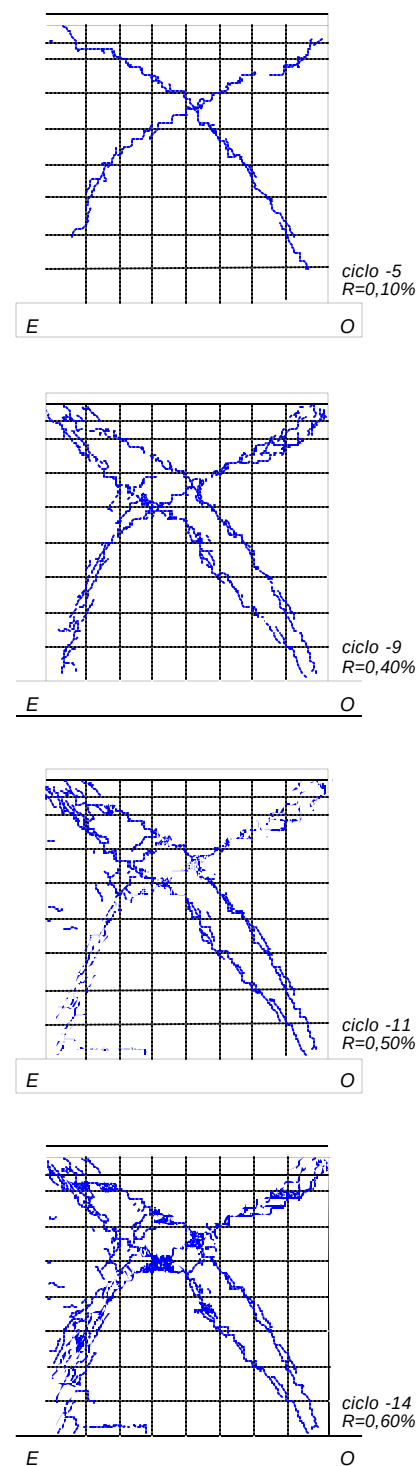


Figura 3.26 - Evolución del agrietamiento durante el ensaye del espécimen N3

concentran fundamentalmente en las grietas. Los alambres que cruzan las grietas tratan de mantener la integridad del muro transmitiendo la tensión entre un bloque y otro.

En el final del ensaye, la porción inferior del muro no presentó desplazamientos.

3.5.2 Estado final de daño

Una fotografía del aspecto final de daño del modelo N3, una vez retirada la instrumentación, se presenta en la fig. 3.27. El agrietamiento del panel de mampostería se distribuyó de manera menos uniforme que en el muro con castillos ahogados, mostrando cierta concentración en la mitad superior. Las uniones viga de cimentación–castillo no presentaron daño significativo. Sin embargo, la unión castillo–dala presentó un nivel considerable de daño, al romperse cuatro alambres del refuerzo horizontal.

Las piezas ubicadas en el cruce de grietas inclinadas principales se deterioraron rápidamente en los ciclos finales. No se observó deterioro en la interfaz castillo–panel.

El desconchamiento del recubrimiento en la unión castillo–dala se puede atribuir en general a un problema de corte. El anclaje de las barras de refuerzo horizontal a los castillos mediante ganchos a 90° trabajó satisfactoriamente. No se observó deterioro alguno de los ganchos aun en las zonas de los castillos en las que se presentó el aplastamiento del concreto. Al final de la prueba, se observó el refuerzo horizontal pandeado en la intersección del agrietamiento principal.

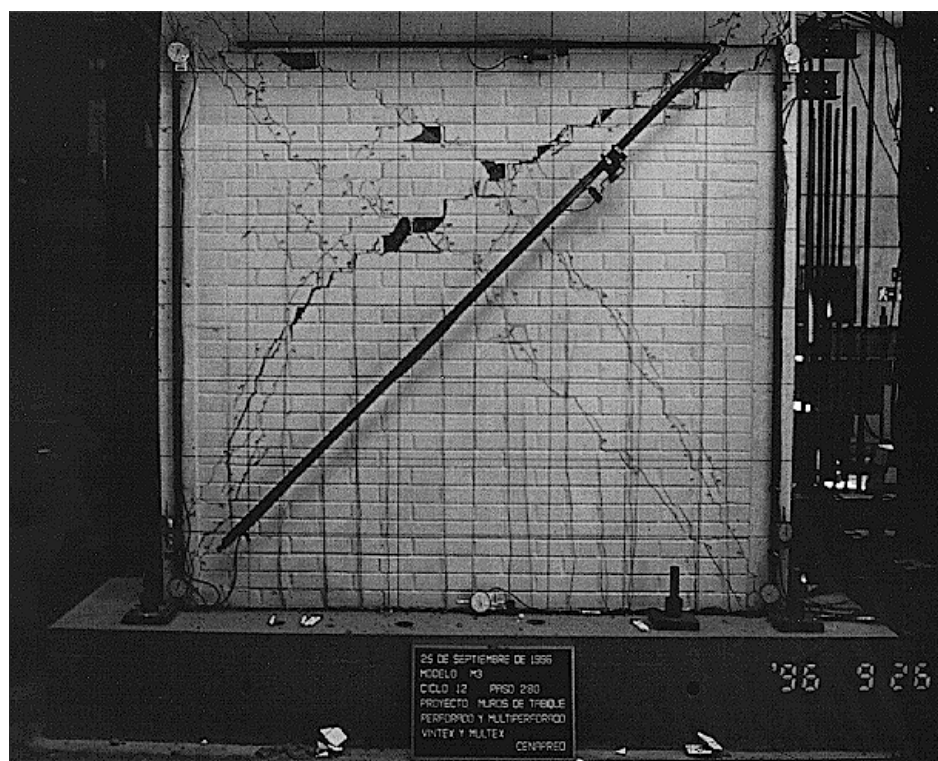


Figura 3.27 - Aspecto final del daño en el espécimen N3

3.5.3 Comportamiento histerético

En la fig. 3.28 se muestra el comportamiento histerético esfuerzo cortante–distorsión del modelo N3. También se indican las resistencias calculadas con valores nominales y con parámetros reales. V_{RDF} , que es la resistencia de diseño obtenida con los valores sugeridos en las NTCM, se calculó con $F_R=1,0$, $v^*=3,0 \text{ kg/cm}^2$ (0,29 MPa), una carga vertical nominal P de 12,0 t (117,7 kN) y las dimensiones nominales del muro. V_{RDF} incluye el factor de 1,25 que permiten las NTCM cuando se colocan cuantías de refuerzo horizontal superiores a la mínima (ec. 2.3). V_{RDF}^* fue calculada con un factor de reducción de resistencia unitario, $v^*=8,1 \text{ kg/cm}^2$ (0,79 MPa) que fue el valor obtenido del ensaye de muretes (ver tabla 2.2), P de 12 t (117,7 kN) que es el promedio de la carga vertical sostenida durante el ensaye y las dimensiones reales del muro. La cuantía mínima obtenida utilizando parámetros reales es de 0,00125, esto es, 2,5 veces la cuantía mínima utilizando $v^*=3,0 \text{ kg/cm}^2$, sugerido en las NTCM para tabique hueco de barro, y 2,5 veces la empleada en el espécimen.

En la fig. 3.28 se indican los puntos de la curva en los que se registraron el primer agrietamiento inclinado, la fuerza cortante máxima y los picos de algunos ciclos. Las escalas de distorsión y carga empleadas son iguales a las de los otros modelos. La fuerza cortante asociada a la falla por flexión de este muro, que fue de 52,5 t (515 kN), resultó superior en 72 por ciento a la resistencia del mismo.

La curva histerética del modelo N3 muestra lazos simétricos hasta el ciclo 6 ($R=0,1\%$). El cortante máximo para ciclos positivos fue de 30,6 t (300 kN) en el ciclo +11, mientras que para ciclos negativos fue de 25 t (245 kN) en el ciclo -9.

En los ciclos efectuados antes del primer agrietamiento se observó un comportamiento aproximadamente elástico–lineal. Una vez agrietado el muro, en el ciclo +5 ($R=0,1\%$), se inició el comportamiento no lineal con histéresis y con reducción de rigidez con los desplazamientos del modelo. A partir de este ciclo terminó la proporcionalidad entre las cargas y los desplazamientos y se inició la disipación de energía a través del agrietamiento de los tableros de mampostería, la fricción y trabazón del mortero, la degradación de las piezas fracturadas y del trabajo a tensión del acero de refuerzo horizontal.

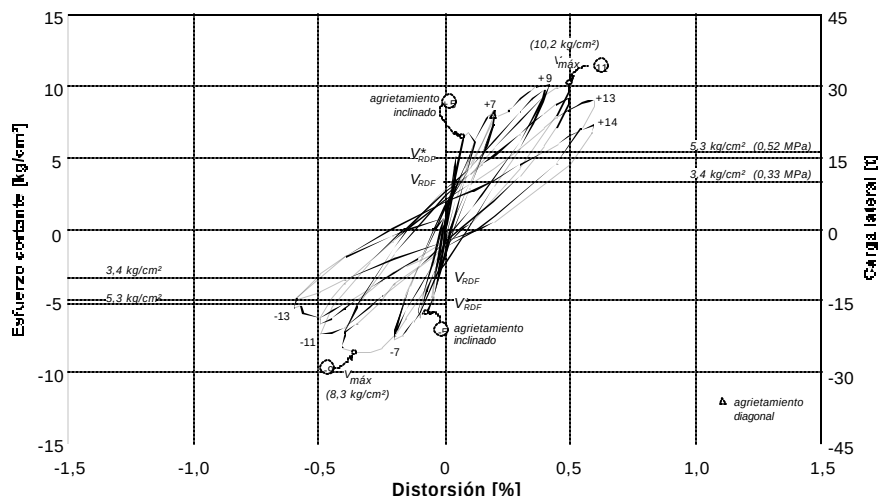


Figura 3.28 - Curva esfuerzo cortante lateral–distorsión (espécimen N3)

En la fig. 3.28 se puede observar que el modelo resistió esfuerzos cortantes laterales superiores al de agrietamiento predicho por la ec. 2.2, incluida en las NTCM. En ciclos positivos, el cortante máximo fue 50 por ciento superior al de agrietamiento y se presentó a una distorsión de 0,005.

El registro de fuerzas cortantes superiores a la de agrietamiento se asocia con una reserva de capacidad entre la aparición del primer agrietamiento inclinado y la formación de grietas diagonales completas que incursionan en las dalas. El valor de la fuerza cortante V^*_{RDF} , que es la predicción más precisa que se puede hacer con las NTCM de la carga lateral de agrietamiento del modelo, fue superada en un 30 por ciento para el primer agrietamiento diagonal y hasta en un 94 por ciento por el cortante máximo registrado durante el ensaye. Para los ciclos posteriores al ciclo +1 ($R=0,01\%$), se registraron fuerzas laterales superiores a V_{RDF} calculada con la expresión de las NTCM (ec. 2.2). Lo anterior se cumple, inclusive, al comparar el valor de V^*_{RDF} con los medidos durante el ensaye.

El deterioro en la rigidez del modelo se presentó desde el primer ciclo. Sin embargo, esta reducción fue paulatina y mucho menos acentuada que en el modelo N2. A partir del ciclo en que se registró la resistencia máxima del modelo se presentó una reducción en la resistencia al aumentar el nivel de distorsión. Los castillos y el refuerzo horizontal, en especial el segundo, controlaron las deformaciones por corte y proporcionaron estabilidad al comportamiento del espécimen durante la etapa posterior al agrietamiento. La estabilidad se puede relacionar con el descenso en la resistencia entre un ciclo y el siguiente a la misma distorsión. En este modelo, la mayor degradación de resistencia a fuerza cortante para ciclos a la misma distorsión se presentó en los ciclos +6 (primer agrietamiento inclinado, $R=0,1\%$) y 14 (último ciclo, $R=0,6\%$) y fue del orden de 20 por ciento. En otros ciclos, la degradación promedio de pico positivo y negativo fue inferior al 10 por ciento.

No se observó estrangulamiento en los lazos histeréticos. El corrimiento del muro durante el ensaye no fue significativo.

3.5.4 Rotación y curvatura

La rotación del panel de mampostería se calculó mediante la ec. 3.1 en tres regiones. En la fig. 3.29 se presenta la curva para la región 3, calculada con los transductores ubicados en el costado de los castillos. La rotación local en la base de los castillos se presenta en las figs. 3.30 y 3.31.

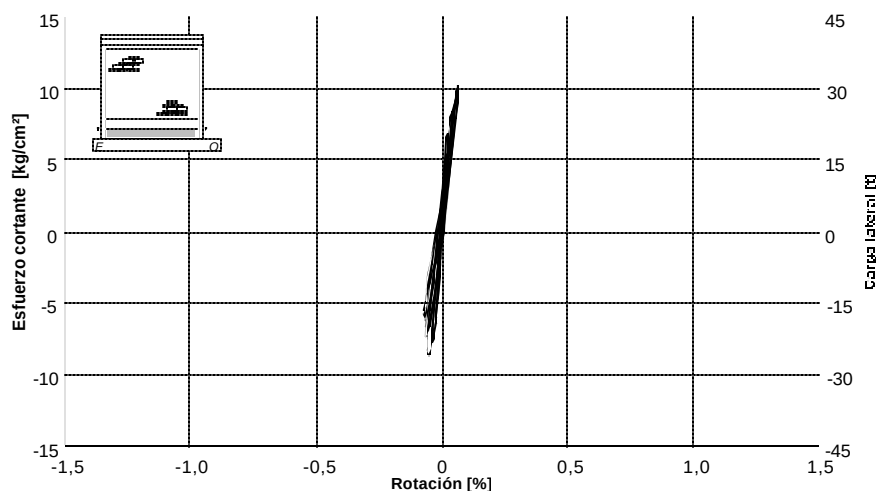


Figura 3.29 - Rotación del espécimen N3 en la región 3

Las rotaciones medidas para las tres regiones descritas en fig. 3.2 fueron muy pequeñas y tuvieron un comportamiento aproximadamente elástico-lineal. Los valores máximos calculados con las lecturas de los instrumentos ubicados sobre el eje de los castillos alcanzan 0,07 por ciento en la región 1; 0,02 por ciento en la región 2 y 0,03 por ciento en la región 3 sujeta al máximo momento flexionante. Estos valores sugieren que las deformaciones por flexión fueron pequeñas.

Los incrementos más notables en la rotación se presentaron en la región 1, cuando se registró la rotura de cuatro varillas horizontales del refuerzo (cortante máximo). Las rotaciones para las regiones 1 y 2 mostraron tendencias similares a la exhibida en la fig. 3.29 (no se presentan). El comportamiento elástico-lineal de las rotaciones, y los valores relativamente pequeños que se calcularon son consistentes con el poco daño a flexión observado (agrietamiento horizontal bajo).

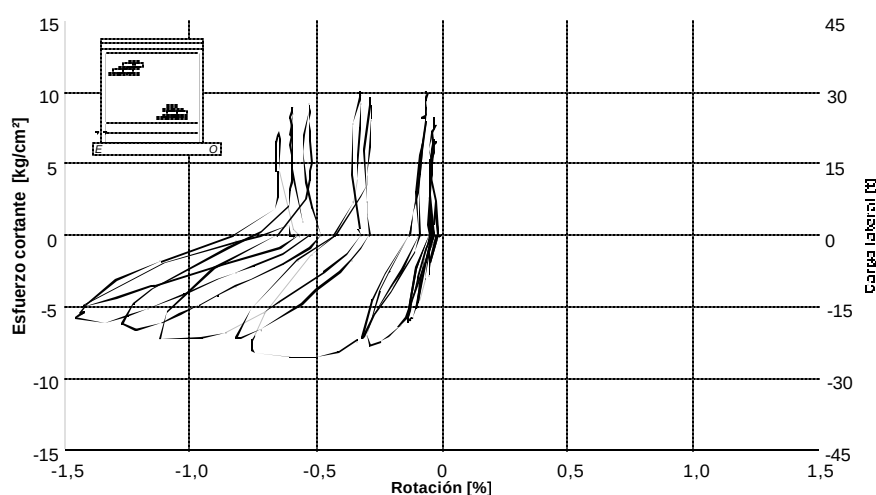


Figura 3.30 - Rotación local en la base del castillo Este

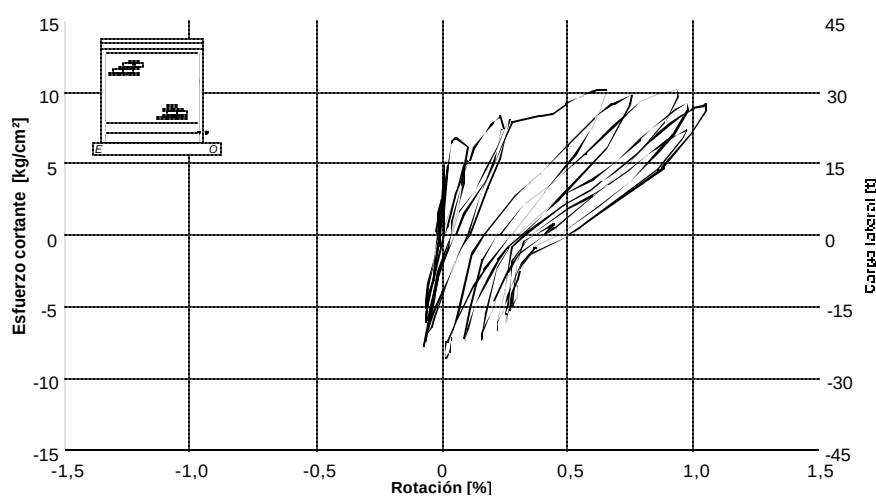


Figura 3.31 - Rotación local en la base del castillo Oeste

Las rotaciones calculadas en la base de los castillos del modelo N3 (figs. 3.30 y 3.31) superan a las calculadas para los demás modelos ya que en este espécimen se presentó una mayor influencia de la flexión. También se observa un comportamiento asimétrico; las rotaciones aumentaron cuando penetró el agrietamiento en el castillo y cuando se encontraba a compresión. El castillo reforzado con estribos de alambón (fig. 3.30) exhibió mayores rotaciones que el reforzado con estribos de alambre de alta resistencia (fig. 3.31). En el castillo Este se colocó una cuantía de refuerzo transversal de 1,16 por ciento ($p_{hfy \text{ real}}=27,0 \text{ kg/cm}^2$). En el castillo Oeste se proporcionó una cuantía de 0,46 por ciento con estribos de alta resistencia ($p_{hfy \text{ real}}=31,5 \text{ kg/cm}^2$).

Al igual que en los primeros dos modelos, se obtuvieron las distribuciones de curvaturas para los primeros picos de cada nivel de carga o de distorsión de la historia de carga. La distribución de las curvaturas durante los primeros ciclos es muy similar a la exhibida por los modelos N1 y N2. Los valores más grandes se concentran en la región 3, mientras que en las regiones restantes, los valores se reducen en forma aproximadamente lineal con la altura (no se muestran). En todos los casos, la curvatura mostró valores inferiores a 0,0015% 1/cm.

3.5.5 Deformación angular

En la fig. 3.32 se presenta la curva obtenida de la deformación angular γ del muro.

La gran similitud de la curva de la fig. 3.32 con la curva histerética permite afirmar que el comportamiento de este modelo estuvo regido mayormente por las deformaciones por corte. Ambas variables exhibieron el mismo comportamiento.

Se puede apreciar un comportamiento elástico-lineal para los ciclos iniciales del ensaye. Este comportamiento se conservó hasta la aparición del primer agrietamiento escalonado (ciclo 5). Durante la etapa posterior al agrietamiento del modelo se presentó una relación entre la carga lateral y las deformaciones angulares muy parecida a la que se exhibe en la curva histerética. La tasa de crecimiento de la deformación angular durante el ensaye fue similar a la de la distorsión.

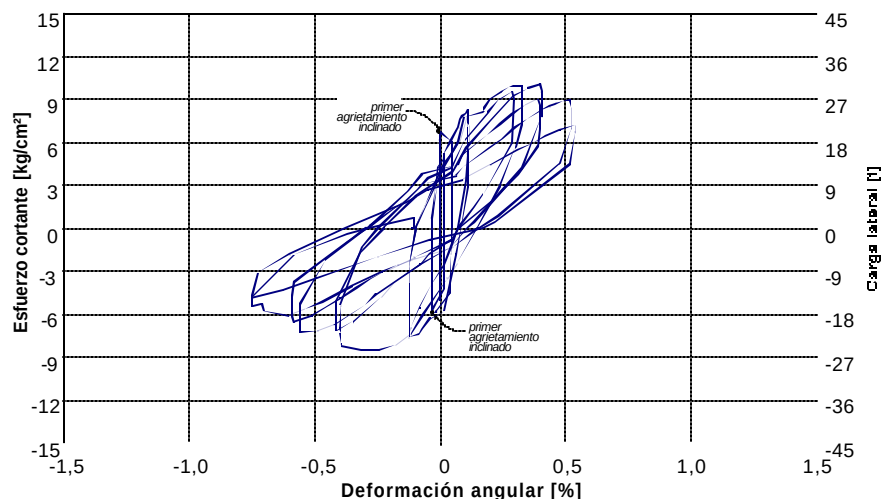


Figura 3.32 - Deformación angular del panel de mampostería del espécimen N3

El comportamiento de la deformación angular fue estable. Los incrementos más importantes en la deformación angular se presentaron a partir del ciclo +5 (de agrietamiento inclinado). Estos incrementos se asociaron con el aumento en la anchura de grietas permitido por la plastificación del refuerzo horizontal sujeto a esfuerzos de tensión considerables.

3.5.6 Deslizamiento y expansión

El deslizamiento del muro fue pequeño. La mayor contribución del corrimiento a la distorsión se presentó en el pico del ciclo +9 (agrietamiento diagonal), siendo del 5,3 por ciento. Las pocas grietas horizontales detectadas en la parte inferior del muro son consistentes con los valores calculados.

En el ciclo 9 ($R=0,4\%$), se formó una grieta diagonal completa entre la esquina inferior Oeste y la superior Este. Esta grieta penetró a la unión castillo-dala durante el pico de distorsión del ciclo. Simultáneamente, se registró un corrimiento de 0,53 mm en la base del muro.

La variación de la expansión del muro a la mitad de su altura y en la región 2, con respecto a la carga lateral se presenta en la fig. 3.33. También se ha incluido la anchura correspondiente a una de las grietas inclinadas monitoreadas en los picos de ciclos durante el ensaye, así como la indicación del primer registro de fluencia del refuerzo horizontal.

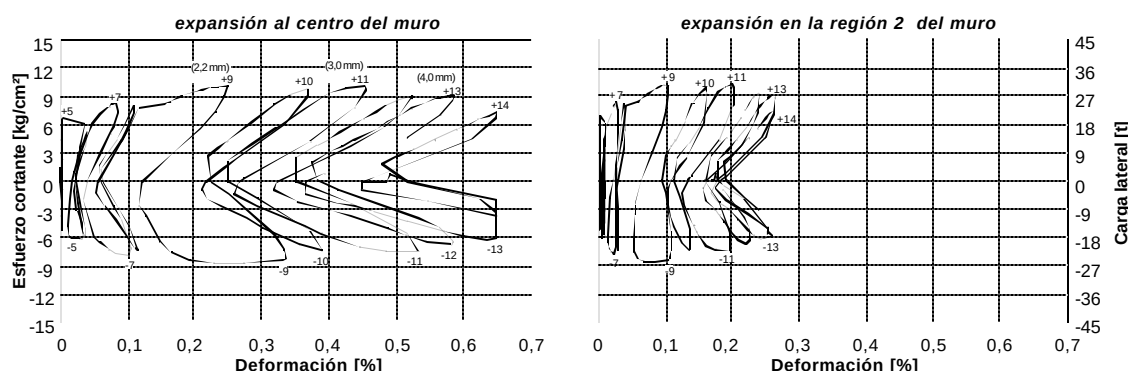


Figura 3.33 - Expansiones del espécimen N3

La expansión en la región 2 del muro presentó valores menores que los registrados para el modelo N2. Una mayor sección en los castillos proporcionó mayor rigidez lateral a las varillas longitudinales de los propios castillos. Hay que recordar que la cuantía de refuerzo horizontal de N3 es igual a la de N2 (y por ende la rigidez axial elástica era igual).

Es interesante observar que en este muro, la expansión al centro del muro alcanzó valores superiores a los medidos en la región 2 desde el inicio del ensaye. Esto se puede justificar mediante el análisis de la configuración final de daño del modelo (ver fig. 3.25), donde se observa que el desplazamiento relativo entre los bloques definidos por la grieta principal es más importante en el extremo superior Oeste que en las zonas central e inferior del muro.

De manera similar a los modelos anteriores, la expansión es prácticamente nula hasta la ocurrencia del primer agrietamiento. El primer registro de la expansión se hizo en el ciclo +5, a 0,1 por ciento de distorsión.

El comportamiento de las expansiones mostradas en la fig. 3.31 es similar al que presentó el modelo N2. Se puede observar que la expansión aumentó durante los picos de ciclo, es decir, para los valores máximos de distorsión, y que existe estabilidad para ciclos a la misma distorsión.

La recuperación de la expansión entre el pico de un ciclo y el inicio del siguiente, atribuida a la presencia del refuerzo horizontal fue, en promedio, del 80 por ciento. El modelo N2 presentó recuperaciones menores a este muro, a pesar de tener la misma cuantía de refuerzo horizontal.

3.6 ESPÉCIMEN N4

El último modelo ensayado fue reforzado con dos alambres corrugados grado 60 de $\frac{1}{4}$ de pulgada (6,35 mm) de diámetro, colocados cada cuatro hiladas. La cuantía de refuerzo horizontal correspondió a 0,19 por ciento. El producto p_{hf_y} fue el más alto de los muros ensayados (11,4 kg/cm² o 1,12 MPa). La cuantía de refuerzo horizontal máxima, según Díaz y Vázquez del Mercado (1995), para evitar la falla por aplastamiento de la mampostería fue de 0,20%.

En los extremos de este modelo se utilizaron ladrillos tipo Vintex adecuados para permitir el colado de un castillo interior con una sección de 20×8 cm. En la fig. 3.34 se muestran los tipos de piezas utilizadas; la adecuación consistió en cortar una de las caras y las celdas centrales. En los modelos N1 y N2 se utilizaron las piezas doble hueco vertical completas, lo que obliga necesariamente a colar dos castillos interiores de 8×8 cm separados unos 4 cm por las celdas interiores del ladrillo. Así, el área transversal del castillo (160 cm²) fue 1,25 veces la compuesta para N1 y N2 y 0,89 veces la de N3.

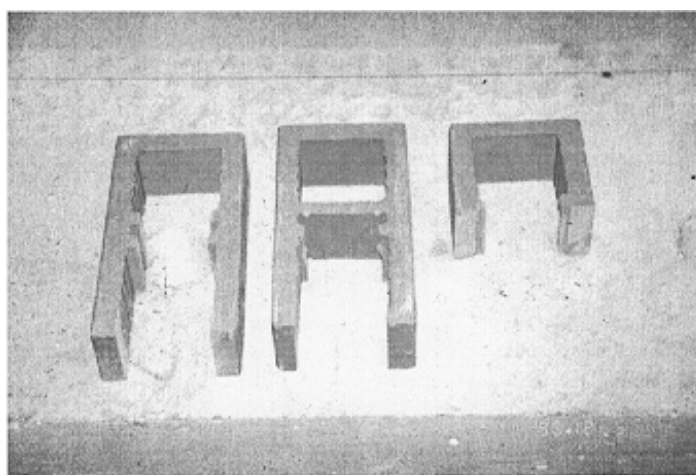


Figura 3.34 - Piezas Vintex preparadas para el colado de castillos interiores

Las piezas tipo Multex se unieron utilizando un mortero con relación 1:¼:3 (cemento:cal:arena) en volumen; el mortero tuvo una resistencia a la compresión media de 297 kg/cm².

El refuerzo de los castillos estuvo formado por cuatro varillas, dos no. 8 y dos no. 4, en el sentido longitudinal. Adicionalmente a este refuerzo, en el castillo Oeste se utilizó un armado prefabricado formado por cuatro alambres corrugados longitudinales de diámetro igual a $\frac{1}{4}$ de pulgada y por estribos lisos calibre 8

electrosoldados a cada 15,8 cm. En el castillo Este se adicionó la misma cuantía de refuerzo longitudinal; como refuerzo transversal se utilizaron grapas de alambre de 5/32 (3,96 mm) de pulgada a cada 8 cm (fig. 3.35).

Este muro alcanzó su resistencia a una carga 76 por ciento superior a la del modelo N1 y una distorsión 2,5 veces más grande ($R=0,6\%$). El daño se distribuyó uniformemente en todo el tablero y no se presentaron daños particularmente serios en las esquinas de los castillos. Los signos más evidentes de daño en el modelo se manifestaron por el cizallamiento de las paredes de las piezas y el aplastamiento en la antepenúltima hilada (de abajo hacia arriba) y por algunas grietas verticales cercanas a los castillos ahogados.

La falla del modelo, debida a cortante-compresión, se presentó después de 16 ciclos de carga.

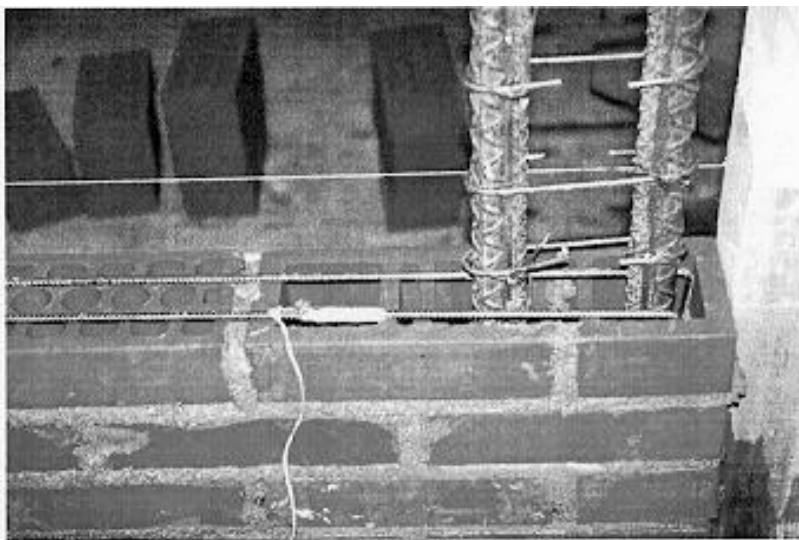


Figura 3.35 - Detalle constructivo (castillo Este)

3.6.1 Evolución del daño

En la fig. 3.36 se presentan cuatro etapas de la secuencia de daño del modelo N4. La primera etapa corresponde al ciclo +5 ($R=0,1\%$), en cuyo pico de carga se registró el primer agrietamiento inclinado; la segunda es la correspondiente al ciclo +7 ($R=0,2\%$) durante el cual se registró el agrietamiento diagonal. La tercera etapa mostrada es la del ciclo +12 ($R=0,5\%$) donde se registró una grieta horizontal en la junta inferior de la antepenúltima hilada asociada a un problema local por corte. La cuarta etapa muestra el patrón final de agrietamiento que presentó cizallamiento y aplastamiento de las piezas de la antepenúltima hilada.

A diferencia de los modelos N1 y N2, la elevada cuantía de refuerzo horizontal retrasó significativamente la penetración del agrietamiento inclinado en los castillos hasta deformaciones cercanas a una distorsión del 0,60 por ciento. Mientras que en el modelo N1, sin refuerzo horizontal, este fenómeno se presentó en el ciclo +8 ($R=0,20\%$), en el modelo N2, reforzado horizontalmente, se presentó para una distorsión de 0,4 por ciento.

Como en los especímenes N1 y N2, el agrietamiento inició con la aparición de grietas por flexocortante localizadas en la mitad inferior del tablero y cercanas a los castillos. Con el incremento de la distorsión apareció una grieta diagonal ($R=0,12\%$) y con ella se inició la contribución del refuerzo horizontal a la capacidad de carga lateral que se manifestó con una redistribución del agrietamiento para ciclos posteriores.

Durante el ciclo +5 ($R=0,1\%$), apareció la primera grieta inclinada por flexocortante; se presentó una fisura horizontal sobre el peralte del castillo extendiéndose, casi instantáneamente, con una inclinación cercana a 45° sobre el tablero. Este agrietamiento se presentó en las regiones inferiores Este y Oeste del muro. Las grietas siguieron, por tramos, las juntas de mortero. En el ciclo negativo a la misma distorsión se registró un patrón de daño similar. Para el siguiente ciclo, también a 0,1 por ciento de distorsión, sólo se registraron algunas extensiones e incrementos en la anchura de grietas.

En el ciclo 7, a 0,20 por ciento de distorsión, se observó la aparición de grietas diagonales, sin ningún daño apreciable en las esquinas de los castillos o en las piezas. Para el semiciclo positivo el agrietamiento diagonal se presentó con una distorsión de 0,0013 y una carga lateral de 20 t (196 kN). En el semiciclo negativo se observó el mismo fenómeno a una distorsión de 0,0011 y una carga lateral de 18,9 t (185 kN).

En los ciclos 9 y 10 ($R=0,4\%$) se observó la aparición de nuevas fisuras en todo el tablero que provocaron una redistribución del daño. Al final del ciclo 10 se puede apreciar un agrietamiento distribuido de manera uniforme.

En el ciclo +11 ($R=0,50\%$) se alcanzó la resistencia positiva del muro, antes que la correspondiente a los semiciclos negativos. Sin embargo, la carga sólo superó en un 6 por ciento a la medida en el ciclo +9, para 0,40 por ciento de distorsión. Para el ciclo -11 ($R=0,50\%$) se alcanzó la resistencia negativa del modelo.

En el ciclo +12 se presentó la primera penetración de grietas inclinadas en la base del castillo Este. El mismo fenómeno se observó en el castillo opuesto durante el ciclo +13 ($R=0,6\%$).

En el pico de distorsión de ciclo +13 ($R=0,6\%$), se presentó una grieta horizontal en la antepenúltima hilada. Esta grieta aceleró el deterioro de las piezas de esta hilada, que se cizallaron hacia el final del ensaye. Al incrementar el nivel de distorsión en el ciclo +15 ($R=0,7\%$), se observó el desprendimiento de la pared lateral de algunas piezas de la región adyacente a la grieta horizontal y cercana al castillo Este. No se detectó daño alguno en las juntas castillo-dala y piezas-dala.

En el segundo ciclo a -0,7 por ciento de distorsión (ciclo -16), las paredes de las piezas de la antepenúltima hilada fueron cizalladas. Este fenómeno se presentó simultáneamente a la aparición de grietas más o menos verticales entre el panel de mampostería y el castillo Este. No se fracturó ningún alambre de refuerzo horizontal.

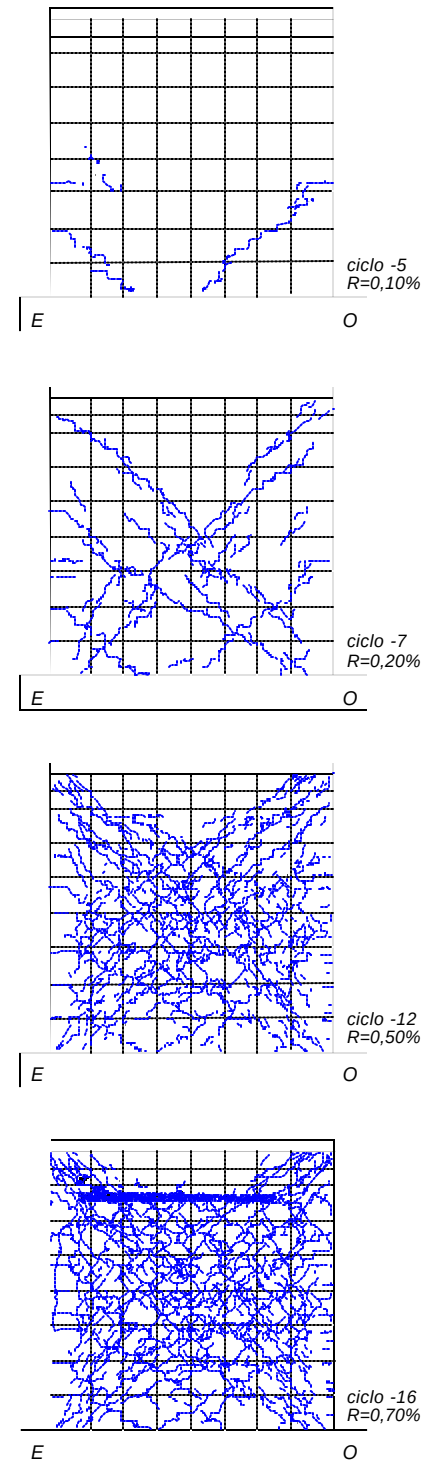


Figura 3.36 - Evolución del agrietamiento durante el ensaye del espécimen N4

3.6.2 Estado final de daño

Una fotografía del aspecto final de daño del modelo N4, una vez retirada la instrumentación, se presenta en la fig. 3.37.

Las uniones viga de cimentación–castillo no presentaron daño significativo. El cizallamiento y aplastamiento de piezas en la antepenúltima hilada así como la aparición de grietas verticales cercanas al castillo Este sugieren una falla local por cortante–compresión. Antes de la aparición de este problema local y la concentración del daño, el agrietamiento sugiere la distribución uniforme del daño en todo el tablero. Fallas por cortante–compresión han sido descritas en proyectos similares en muros sujetos a altas cuantías de refuerzo horizontal.

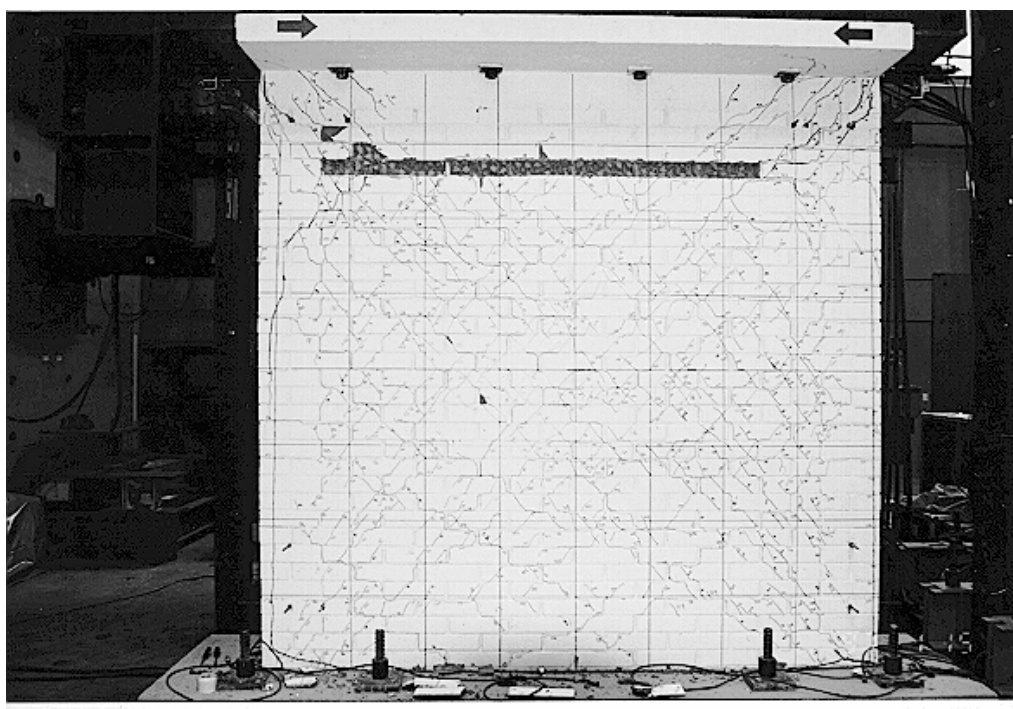


Figura 3.37 - Condición final de daño (especimen N4)

A raíz de esta modalidad de falla, Díaz y Vázquez del Mercado (1995) desarrollaron una expresión para calcular la cuantía máxima de refuerzo horizontal, con objeto de evitar o retrasar el aplastamiento de la mampostería.

Aun en la sección en que se concentró el daño hacia el final del ensaye, ninguno de los alambres horizontales se fracturó. El anclaje del refuerzo horizontal a los castillos mediante ganchos a 90° resultó suficiente para el trabajo a tensión que desarrolla el refuerzo colocado en las juntas horizontales de mortero.

3.6.3 Comportamiento histerético

El comportamiento histerético del modelo N4 se muestra en la fig. 3.38. En esa figura se indican las resistencias calculadas con valores nominales y con parámetros reales. V_{RDF} se calculó con $F_R=1,0$, $v^*=3,0 \text{ kg/cm}^2$ (0,29 MPa), una carga vertical nominal P de 12,0 t (118 kN) y las dimensiones nominales del muro. V^*_{RDF} fue calculada con un factor de reducción de resistencia unitario, $v^*=5,0 \text{ kg/cm}^2$ (0,49 MPa) que fue el valor obtenido del ensaye de muretes (ver tabla 2.2), P de 12,0 t (143 kN) que es el promedio de la carga vertical sostenida durante el ensaye y las dimensiones reales del muro.

Ambos valores incluyen el factor de 1,25 que permiten las NTCM cuando se colocan cuantías de refuerzo horizontal superiores a la mínima, definida con la ec. 2.3. En la fig. 3.38 se han indicado, además, los puntos de la curva en los que se registraron el primer agrietamiento inclinado y el agrietamiento diagonal, la fuerza cortante máxima y los picos de algunos ciclos.

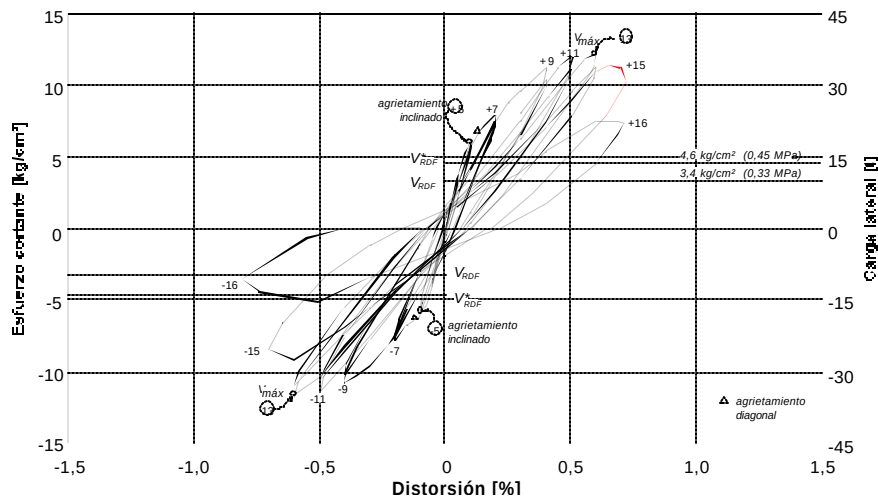


Figura 3.38 - Curva carga lateral-distorsión del espécimen N4

Para este modelo contrasta la diferencia en los valores de resistencia calculados con los reales. Lo anterior se explica revisando el valor medio de las resistencias en compresión obtenidas del ensaye de cubos de mortero. Para el mortero utilizado en la construcción del muro se obtuvo un valor medio de resistencia en compresión de 297 kg/cm^2 (29,1 MPa) mientras que del ensaye de cubos obtenidos del mortero empleado en la construcción de los muretes se obtuvo un valor medio de resistencia igual a 235 kg/cm^2 (23,1). Esta diferencia en la resistencia del mortero explica un valor bajo del valor medio de la resistencia en compresión diagonal de los muretes (ver tabla 2.2).

La curva histerética del modelo N4 fue simétrica y presentó lazos estables hasta el ciclo 14 ($R=0,6\%$). Los ciclos efectuados antes del primer agrietamiento muestran un comportamiento elástico-lineal. Al aparecer el primer agrietamiento inclinado, en el ciclo +5 ($R=0,10\%$), se inició el comportamiento no lineal del modelo.

La etapa pos-agrietamiento mostró histéresis y reducción de rigidez con los desplazamientos. En esta etapa se perdió la proporcionalidad entre las cargas y los desplazamientos por lo que se inicia la disipación de energía a través del agrietamiento del tablero de mampostería y la plastificación de piezas y del trabajo del acero de refuerzo horizontal.

N4 resistió fuerzas laterales muy superiores a la carga de agrietamiento predicha por las NTCM. El cortante máximo fue 163 por ciento superior al de agrietamiento y se presentó a una distorsión de 0,60 por ciento. Para el ciclo +11 ($R=0,50\%$) se había presentado una carga menor a la máxima en sólo 0,85 t (8,34 kN). Para los picos negativos, se observó que la resistencia del modelo se alcanzó en el ciclo -13, con 0,60 por ciento de distorsión. El valor de la fuerza cortante de diseño V_{RDF} fue superada en un 151 por ciento para el primer agrietamiento inclinado y hasta en un 416 por ciento por el cortante máximo registrado durante el ensaye. En todos los ciclos posteriores al primer agrietamiento inclinado se registraron fuerzas laterales superiores a las calculadas con la expresión de las NTCM, aun si se emplean factores de reducción unitarios. El cortante de agrietamiento registrado en la prueba supera en un 28 por ciento a V^*_{RDF} . Ésta fue la mayor diferencia entre fuerzas cortantes de agrietamiento calculadas y medidas durante los ensayes para los cuatro muros ensayados.

Desde el primer ciclo se presentó un deterioro paulatino en la rigidez del modelo. La reducción de la resistencia se presentó a partir del ciclo +13 en el que se alcanzó la resistencia del modelo. El refuerzo horizontal proporcionó estabilidad al comportamiento del espécimen durante la etapa posterior al agrietamiento. La estabilidad, relacionada con el descenso en la resistencia del muro entre un ciclo y el siguiente a la misma distorsión, fue inferior al 8 por ciento para ciclos a distorsiones de hasta 0,60 por ciento. En el último ciclo ($R=0,7\%$), este descenso fue del 41 por ciento, en promedio.

3.6.4 Rotación y curvatura

En la fig. 3.39 se presenta la relación entre la rotación de la región 3 (calculada con los transductores CR1 y CR2) y la carga lateral. La rotación en ésta y las regiones restantes fue similar a la calculada para los modelos N1, N2 y N3. Los valores de la rotación fueron muy pequeños (inferiores a 0,0011) y presentaron un comportamiento elástico–lineal durante las primeras etapas de carga.

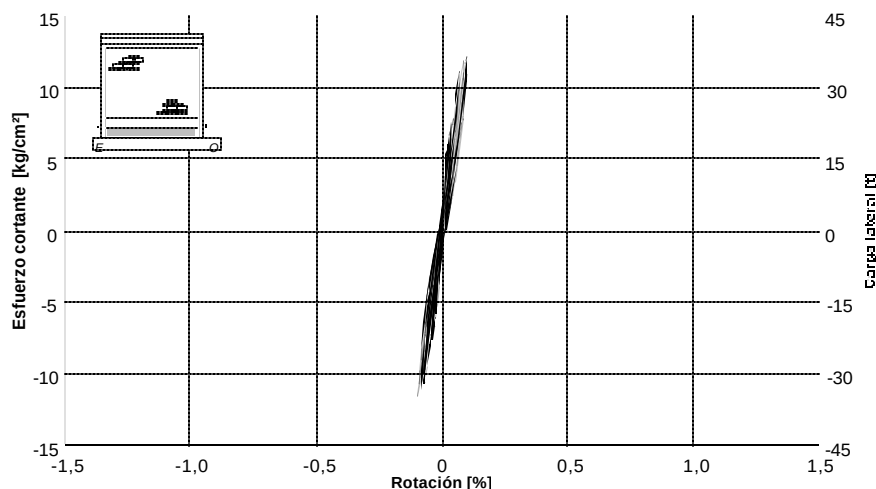


Figura 3.39 - Rotación del espécimen N4 en la región 3

Los incrementos más notables en la rotación se presentaron para el agrietamiento diagonal. Las rotaciones calculadas en las regiones 1 y 2 fueron también pequeñas y permanecieron en el intervalo elástico durante todo el ensaye. El comportamiento elástico–lineal de las rotaciones, y los valores pequeños son consistentes con el escaso daño a flexión observado.

La rotación en la base de los castillos se evaluó a partir de la diferencia de las lecturas de los transductores ubicados en el costado de los castillos y las de los denominados DV3 y DV7 (ver figs. 3.40 y 3.41). Las rotaciones calculadas en la base de los castillos del modelo N4 superan a las calculadas para los muros N1 y N2, sin embargo, son inferiores a las calculadas para N3.

En contraste con los demás modelos, los niveles de rotación local alcanzados por ambos castillos fueron muy similares. En ambos se utilizaron alambres de alta resistencia como refuerzo transversal. En el castillo Este se proporcionó una cuantía de 0,0011 con grapas ($p_{hfy \text{ real}} = 7,7 \text{ kg/cm}^2$ o $0,75 \text{ MPa}$) mientras que en el castillo Oeste se colocaron estribos en una cuantía de 0,0015 ($p_{hfy \text{ real}} = 9,8 \text{ kg/cm}^2$ o $0,96 \text{ MPa}$).

La distribución de curvaturas en la altura del muro fue muy parecida a la de los muros restantes, distribuyéndose en forma decreciente con la altura. Los valores más grandes se concentran en la región sujeta al momento flexionante mayor, mientras que en las regiones restantes, los valores se reducen de forma aproximadamente lineal. La rotación mayor se presentó con la resistencia del modelo en semiciclos negativos. De manera similar a los modelos anteriores, la curvatura de ninguna región exhibió valores superiores a $0,0035\% / \text{cm}$.

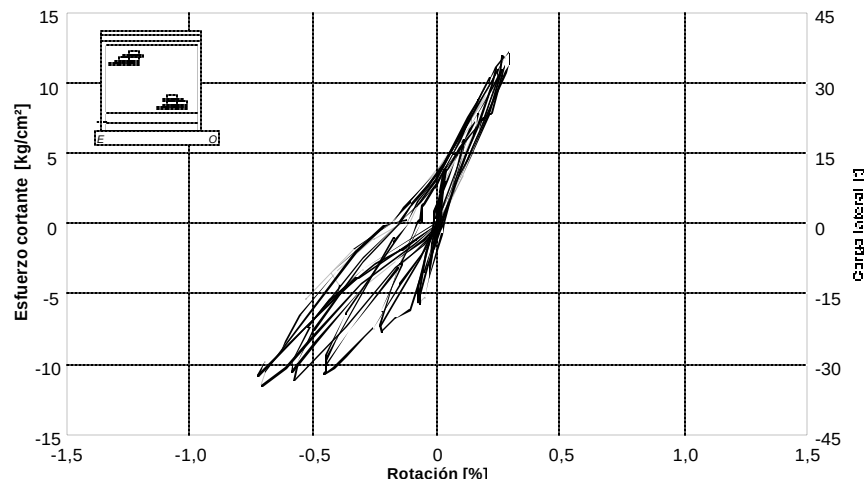


Figura 3.40 - Rotación local en la base del castillo Este

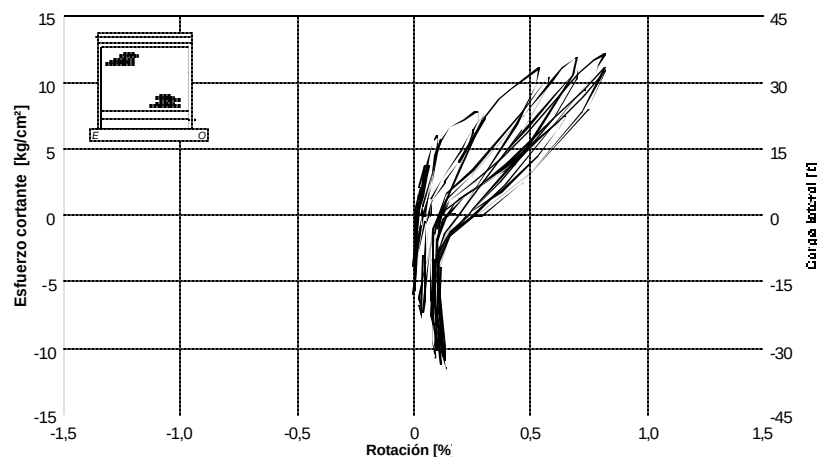


Figura 3.41 - Rotación local en la base del castillo Oeste

3.6.5 Deformación angular

En la fig. 3.42 se muestra la curva deformación angular correspondiente al espécimen N4. La similitud de esta curva con la histerética permite corroborar la afirmación de que el comportamiento de este modelo estuvo regido por las deformaciones de corte.

Durante los primeros ciclos de carga, se distingue un comportamiento elástico-lineal, mismo que se conserva hasta la aparición del primer agrietamiento inclinado. Durante la etapa pos-agrietamiento, se presenta el incremento de las deformaciones angulares con una tendencia similar a la distorsión.

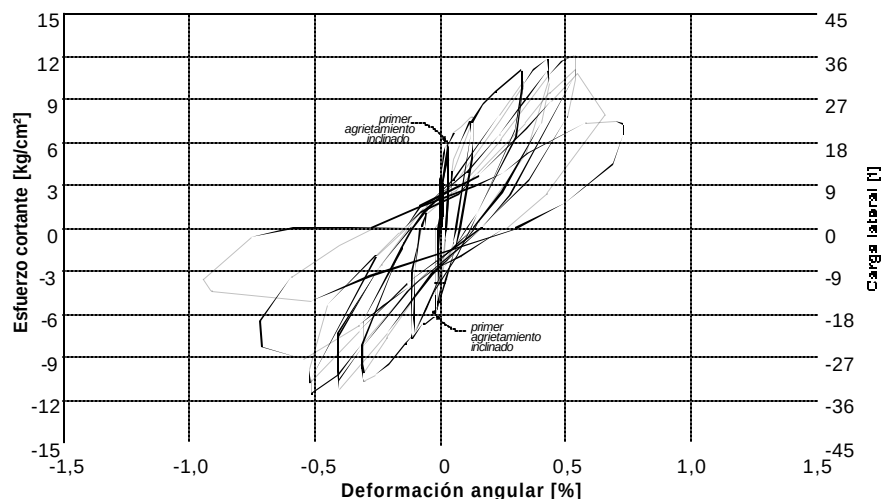


Figura 3.42 - Deformación angular del panel de mampostería del espécimen N4

3.6.6 Deslizamiento y expansión

Los valores registrados para el deslizamiento de este modelo fueron muy pequeños y no rebasaron el 0,003 por ciento. Las variaciones de la expansión al centro del muro y en la región 2 con relación a la carga lateral se muestran en la fig. 3.43. En ella se ha indicado, además, la anchura medida en algunos picos de ciclos, de una grieta inclinada que fue monitoreada, al centro del tablero, durante el ensaye.

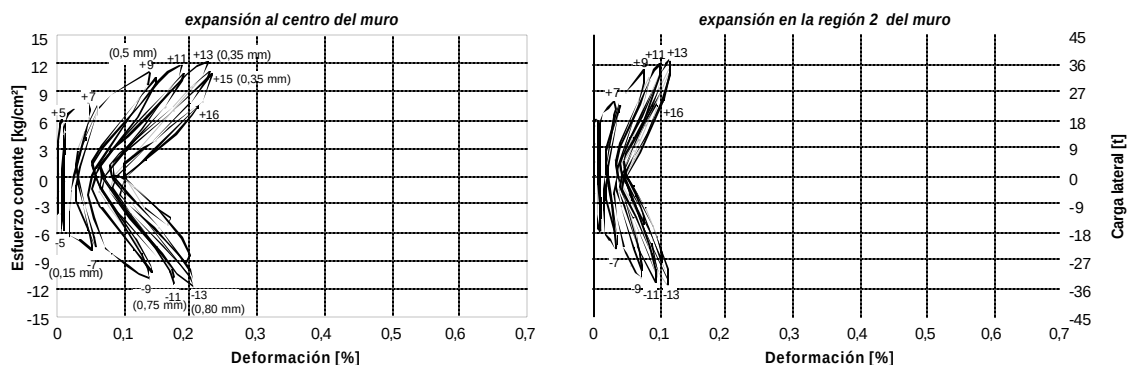


Figura 3.43 - Expansiones del espécimen N4

En la fig. 3.43 se puede observar que, al igual que los modelos N2 y N3, la expansión aumentó durante los picos de ciclo; es decir, para los valores máximos de distorsión. En los ciclos 7 y 9 se registraron los incrementos mayores en deformación permanente sin carga horizontal. Del ciclo 5 al ciclo 7 la deformación residual pasó de 0,006% a 0,029% y del ciclo 8 al ciclo 9 pasó de 0,030% a 0,057%. Se puede apreciar la contribución del refuerzo horizontal, para restringir el aumento de las expansiones, a partir del ciclo 7, lo anterior resulta más evidente si se observan las gráficas de los deformímetros colocados en el refuerzo horizontal (ver fig. 4.26). Esta tendencia no se observó de modo tan claro en N2 y N3.

La expansión en la región central crece con mayor rapidez que en la región inferior del muro a partir del ciclo +7. Lo anterior se puede asociar con la concentración de daño que se presentó en la parte superior del tablero a partir de dicho ciclo (ver fig. 3.36).

Los ciclos a la misma distorsión presentaron estabilidad. La recuperación de la expansión entre los picos de ciclo y la inversión de la dirección de la carga fue del 96 por ciento en promedio, en ciclos posteriores al 9 ($R=0,4\%$).

3.7 RESUMEN

En esta sección se presenta una comparación de los principales parámetros empleados para calificar el desempeño de los muros ensayados. Se incluyen comentarios sobre el agrietamiento, la distorsión y la resistencia, las rotaciones, la deformación angular de los paneles y sobre el corrimiento y la expansión. Con este resumen se intenta proporcionar un panorama general del comportamiento de los cuatro muros sometidos a carga lateral.

3.7.1 Patrones de agrietamiento

Al observar las figs. 3.6, 3.17, 3.27 y 3.37 que muestran el aspecto final del daño en los especímenes, se pueden distinguir los tipos de patrones. En el modelo de control, sin refuerzo horizontal, el daño se concentró en dos grietas principales más o menos cóncavas hacia arriba, que penetran a los extremos inferiores de los castillos. Los castillos ahogados no presentaron una restricción significativa a la propagación del agrietamiento inclinado.

La presencia del refuerzo horizontal provocó una mejor distribución del daño. Al incrementar la cuantía, la distribución del daño aumentó su uniformidad. En el modelo N2 se observó una distribución más o menos uniforme del daño. Un puntal de compresión diagonal es bastante evidente del agrietamiento del muro. Es a través de este puntal (campo de esfuerzos de compresión) que la fuerza lateral aplicada al nivel de la losa se transmite por el panel de mampostería y los elementos confinantes (Aguilar, 1997). Las grietas principales tuvieron una inclinación cercana a los 45° y atravesaron tanto piezas como juntas de mortero.

En los modelos N1 y N2 la falla se presentó en forma repentina por la incursión del agrietamiento diagonal en la parte inferior de los castillos (falla por cizallamiento de los castillos). En N2 se fracturaron cuatro alambres horizontales.

En el modelo N3, con elementos confinantes de acuerdo con las NTCM, no presentó daño en los extremos inferiores de los castillos. El daño se concentró en la unión castillo Oeste-dala y se agravó por la separación de estribos en los extremos. Este problema local provocó la fractura de cuatro barras del refuerzo horizontal. La presencia de castillos exteriores evitó grandes desplazamientos del bloque triangular superior definido por el agrietamiento inclinado más evidente.

En el modelo N4, la falla se presentó por cortante–compresión caracterizada por el cizallamiento de las paredes y aplastamiento de las piezas de la antepenúltima hilada, y la aparición de grietas verticales cercanas al castillo Este.

El daño más importante en los extremos de los castillos se presentó en el modelo de control, aun cuando se colocaron ganchos a una separación de 7 cm en los extremos. En los demás especímenes, el refuerzo horizontal controló las deformaciones por corte y proporcionó estabilidad al comportamiento durante la etapa posterior al agrietamiento inclinado retrasando la incursión del mismo en los extremos de los castillos.

Con excepción del modelo de control, sin refuerzo horizontal, la secuencia de agrietamiento principal se puede resumir en tres etapas: 1) aparición de grietas por flexocortante a una distorsión de 0,09 por ciento, 2) aparición del agrietamiento diagonal para una distorsión cercana a 0,15 por ciento, y 3) aparición de grietas cóncavas, superior o inferior, que definen de manera muy evidente el puntal de compresión.

3.7.2 Distorsión y resistencia

El refuerzo horizontal provocó un incremento de la capacidad de deformación de los muros. Mientras que el modelo de control alcanzó su resistencia para niveles de distorsión cercanos al 0,23 por ciento, en el modelo N4, con máximo producto $p_h f_y$, el cortante máximo se presentó para una distorsión de 0,60 por ciento. Sin embargo, la resistencia y la distorsión final no se incrementaron en la misma proporción que el aumento en la cuantía de refuerzo horizontal. El espécimen N3, con castillos exteriores, alcanzó distorsiones mayores al N2, aun cuando la cuantía de refuerzo horizontal colocada fue igual.

En las curvas histeréticas de los cuatro muros se distinguió un comportamiento elástico–lineal anterior al primer agrietamiento. Sin embargo, la reserva de resistencia después del agrietamiento cambió de un modelo a otro según el tipo de castillos y el producto $p_h f_y$, relacionado con la capacidad del refuerzo horizontal para soportar cargas laterales. La menor reserva de resistencia, en ciclos positivos, se presentó para el modelo N1, cuyo cortante máximo fue sólo 13 por ciento mayor al de agrietamiento. En cambio, en el modelo N4 esta relación fue del 104 por ciento. En los modelos N2 y N3 se presentaron valores de 44 por ciento y 50 por ciento, respectivamente. En todos los modelos el primer agrietamiento inclinado se presentó para una distorsión cercana a 0,09 por ciento con un esfuerzo cortante promedio de 6 kg/cm² ($V_{prom}=17,9$ t).

La etapa pos–agrietamiento de los muros mostró una relación carga lateral–distorsión no lineal con histéresis y reducción de rigidez con el incremento de los desplazamientos.

La expresión de las NTCM para el cálculo de la resistencia a carga lateral de un muro de mampostería considera que el muro alcanza su resistencia al agrietarse diagonalmente. Mediante la aplicación de la ec. 2.2, se calcularon las resistencias de diseño empleando las dimensiones y propiedades reales de los modelos y el incremento del 25 por ciento por la colocación de cuantías superiores a la mínima especificada (ec. 2.3) en el modelo N4. De la comparación de los valores calculados con la ec. 2.2 y los cortantes de agrietamiento diagonal registrados durante los ensayos, se puede concluir que dicha expresión no fue conservadora o aproximada en todos los casos. Para el modelo N1, el cortante diagonal fue sobrevaluado en un 11 por ciento. En los modelos N3 y N4 se presentaron cortantes de agrietamiento diagonal 50 por ciento y 41 por ciento mayores a los calculados. Sin embargo, en el modelo N2, el cortante diagonal fue subvaluado en 3 por ciento.

3.7.3 Rotaciones

Las rotaciones calculadas en las tres regiones establecidas en la fig. 3.2 presentaron valores muy pequeños en los cuatro modelos. El comportamiento de las rotaciones en las tres regiones de los cuatro muros ensayados fue aproximadamente elástico–lineal.

Las rotaciones locales en la base de los castillos presentaron tendencias similares de un modelo a otro. Las curvas exhibieron un comportamiento asimétrico debido a la acumulación de deformación de un ciclo al siguiente a partir de que se presentó el agrietamiento diagonal. Las mayores rotaciones se presentaron para los semiciclos en que el castillo estuvo sujeto a compresión.

En los modelos N1, N2 y N3, los castillos con refuerzo transversal proporcionado con alambres de alta resistencia exhibieron menores rotaciones locales.

3.7.4 Deformación angular

La similitud entre las curvas histeréticas y la curvas de deformación angular correspondientes a los cuatro muros indican que las deformaciones por corte dominaron el comportamiento de los especímenes.

La curva correspondiente al modelo N3 presentó asimetría. Esta característica se atribuyó a la incursión del agrietamiento inclinado en la unión castillo Oeste–dala que acumuló la deformación en los semiciclos negativos. Las curvas de los modelos restantes fueron más o menos simétricas y siguieron tendencias muy similares a la distorsión.

3.7.5 Deslizamiento y expansión

El deslizamiento medido en la base de los especímenes presentó, al igual que las rotaciones, valores muy reducidos. El máximo deslizamiento registrado fue de 0,53 mm ($R_{CR}=0,022\%$), durante el ensaye de N3, y tan sólo representó el 5,3 por ciento de la distorsión total. En los especímenes N1 y N2 el máximo valor del corrimiento como cuerpo rígido fue de 0,015 y 0,016 por ciento respectivamente. En promedio, en los modelos N1 y N2 el deslizamiento sólo representó el 6,0 por ciento y el 6,9 por ciento de la distorsión, respectivamente. El deslizamiento del modelo N4, en cambio, presentó una contribución a la distorsión de tan sólo el 0,8 por ciento, en promedio.

Para valores de distorsión total muy cercanos a cero (primer paso de carga al comienzo de cada semiciclo, $R\approx 0,0006\%$), la contribución del deslizamiento a la distorsión alcanzó valores cercanos al 100 por ciento incluso desde los primeros ciclos de carga.

El modelo N2, con una cuantía de refuerzo horizontal mínima, mostró expansiones semejantes al centro y en la región 2 del tablero. Las expansiones más grandes al centro del muro se registraron en el modelo N3. En el espécimen N4, con cuatro veces la cuantía mínima, se registraron las menores expansiones; la recuperación de la expansión entre los picos de ciclo y las descargas después del agrietamiento diagonal fue del 96 por ciento, en promedio, para este espécimen.

La recuperación de la expansión (restricción a la deformación en el sentido longitudinal del muro) dependió de la cuantía de refuerzo horizontal. En muros con cuantías grandes de refuerzo horizontal la relación Ea_s se incrementa porque el refuerzo permanece elástico.

CAPÍTULO 4

DETALLES DEL COMPORTAMIENTO

4.1 INTRODUCCIÓN

En este capítulo se presentan los registros de los deformímetros eléctricos adheridos al refuerzo horizontal, así como al refuerzo longitudinal y transversal de los castillos. También se incluyen algunos comentarios sobre la plastificación del refuerzo.

Los deformímetros eléctricos se fijaron al acero de refuerzo de los muros en secciones consideradas críticas. El estudio de los esfuerzos y las deformaciones del refuerzo en estas secciones permitió conocer con mayor detalle el comportamiento interno de los muros. Se instrumentaron los extremos de las barras longitudinales de los castillos, las ramas de algunos estribos de los extremos de los mismos y los alambres de refuerzo horizontal.

4.2 CONSIDERACIONES SOBRE EL ANÁLISIS DE DEFORMÍMETROS

A continuación se presentan las consideraciones más importantes que se establecieron para el análisis de los deformímetros eléctricos. En este análisis, las deformaciones registradas por los deformímetros se transformaron a esfuerzos empleando las curvas esfuerzo–deformación idealizadas de las figs. 4.1 y 4.2. El primer modelo se utilizó para representar el comportamiento del acero grado 42. La curva de la fig. 4.2 representa la relación esfuerzo–deformación idealizada para los alambres grado 60.

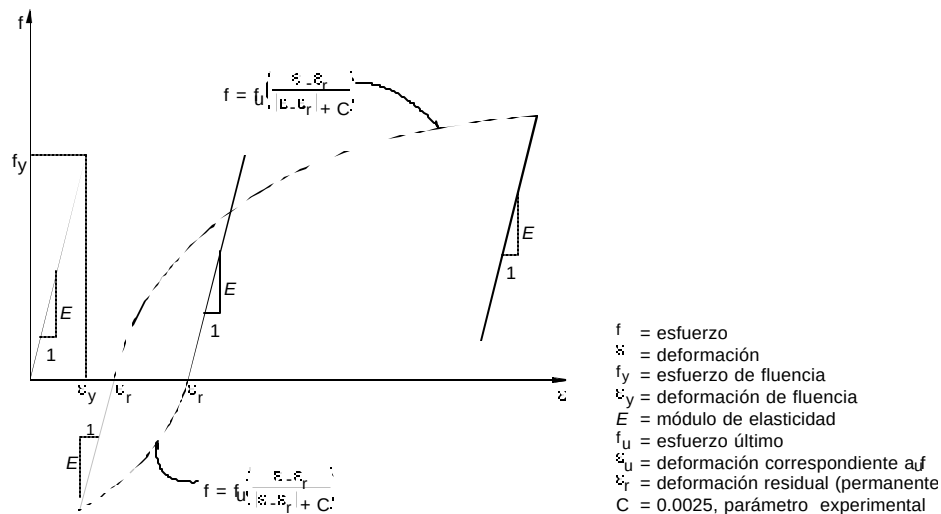


Figura 4.1 - Curva esfuerzo–deformación idealizada para el comportamiento del acero de refuerzo grado 42 ante carga cíclica

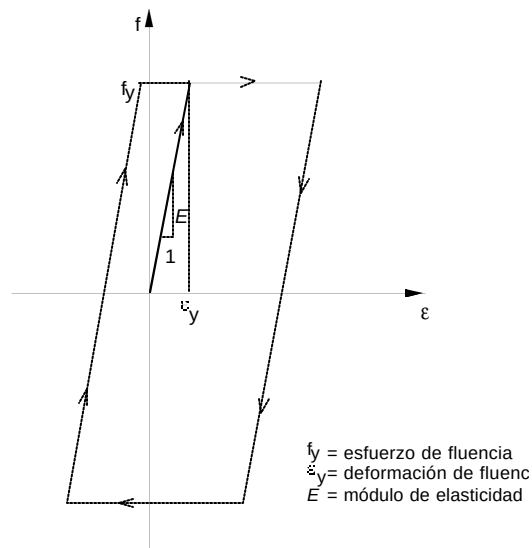


Figura 4.2 - Curva elasto-plástica idealizada del comportamiento de los alambres grado 60 ante carga cíclica

La rigidez inicial del acero de refuerzo, para ambos modelos, se consideró igual al módulo de elasticidad teórico del acero, E_s (2 100 000 kg/cm² o 206 010 MPa) y el esfuerzo de fluencia, f_y se supuso igual al obtenido como promedio de las pruebas monótonas que se practicaron al acero de refuerzo empleado en la construcción de los especímenes.

Dadas las limitantes de la máquina universal del Laboratorio de Estructuras Grandes del CENAPRED, no se efectuaron ensayos cíclicos reversibles a las probetas del acero de refuerzo. Esto implica que las relaciones de las figs. 4.1 y 4.2 deben considerarse como indicativas y no como modelos representativos del comportamiento real del acero de refuerzo empleado ante cargas cíclicas reversibles. Los esfuerzos obtenidos a partir de la relación esfuerzo–deformación de las figs. 4.1 y 4.2 tendrán, igualmente, carácter indicativo. La consideración anterior acepta que las curvas de los ensayos monótonos coinciden con las envolventes de los modelos ante cargas cíclicas. No obstante esta simplificación, las tendencias descritas son válidas, puesto que son independientes del modelo de comportamiento esfuerzo–deformación del acero.

La *fluencia* del acero de refuerzo se definió como la presencia de deformaciones permanentes después del registro de deformaciones mayores a la de fluencia, ϵ_y . La deformación de fluencia para el acero de refuerzo laminado en caliente se consideró igual a la reportada en la tabla 2.4. La deformación de fluencia para las barras no. 4, no. 5, no. 6 y no. 8 (grado 42) fue de 0,2 por ciento. Para el alambón liso no. 2 también se consideró como 0,2 por ciento a la deformación de fluencia. Para los alambres grado 60 (de 5/32 de pulgada o 3,97 mm y de 1/4 de pulgada o 6,35 mm de diámetro) la deformación de fluencia, establecida como el límite de proporcionalidad, fue de 0,3 por ciento, que fue el valor detectado experimentalmente durante las pruebas a las probetas del acero de refuerzo empleado en la construcción de los modelos. Las deformaciones asociadas con la fluencia de los distintos tipos y diámetros del acero de refuerzo corresponden al final de la etapa de proporcionalidad de la curva esfuerzo–deformación.

4.3 ESPÉCIMEN N1

El modelo de control N1 no contó con tipo alguno de refuerzo horizontal. Los castillos de este espécimen fueron reforzados longitudinalmente mediante cuatro varillas no. 5. Como refuerzo transversal se utilizaron estribos de alambroón liso no. 2 (castillo Este) y grapas de alambre de 5/32 de pulgada de diámetro (castillo Oeste). La separación del refuerzo transversal fue de 7 cm en toda la altura (a cada hilada).

4.3.1 Refuerzo de castillos

La disposición del refuerzo, la nomenclatura y la ubicación de los deformímetros eléctricos utilizados se muestran en la fig. 4.3.

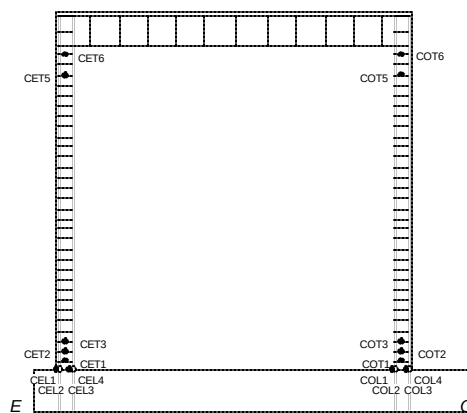


Figura 4.3 - Instrumentación interna del espécimen N1

En la fig. 4.4 se presentan las curvas carga lateral–deformación para todos los deformímetros de N1. La secuencia de fluencia del refuerzo de los castillos se presenta en la fig. 4.5. Los círculos llenos corresponden a plastificaciones ocurridas durante ciclos positivos (marcador **a**) y los círculos vacíos señalan fluencias registradas durante ciclos negativos (marcador **b**).

En general, el refuerzo longitudinal exhibió un comportamiento elástico durante todo el ensaye. En el último ciclo de la prueba se registró fluencia en la base de los castillos cuando se desarrolló completamente el agrietamiento inclinado y penetró la base de los castillos. La fluencia se debió al plegamiento de la barra del refuerzo longitudinal cuando éste participó en la resistencia mediante acción de dovela.

En el ciclo +9 ($R=0,4\%$) se registraron plastificaciones del refuerzo longitudinal en la base del castillo Oeste (figs. 4.4, 4.5 y 4.6): las cuatro barras no. 5 presentaron deformaciones permanentes una vez superada la deformación de fluencia, ϵ_y . La fluencia se presentó durante el pico de carga del ciclo ($V=20,8$ t, $R=0,24\%$), cuando la grieta inclinada penetró completamente en la base del castillo Oeste.

El comportamiento estuvo caracterizado por una etapa inicial elástica y la plastificación por torcedura de la barra.

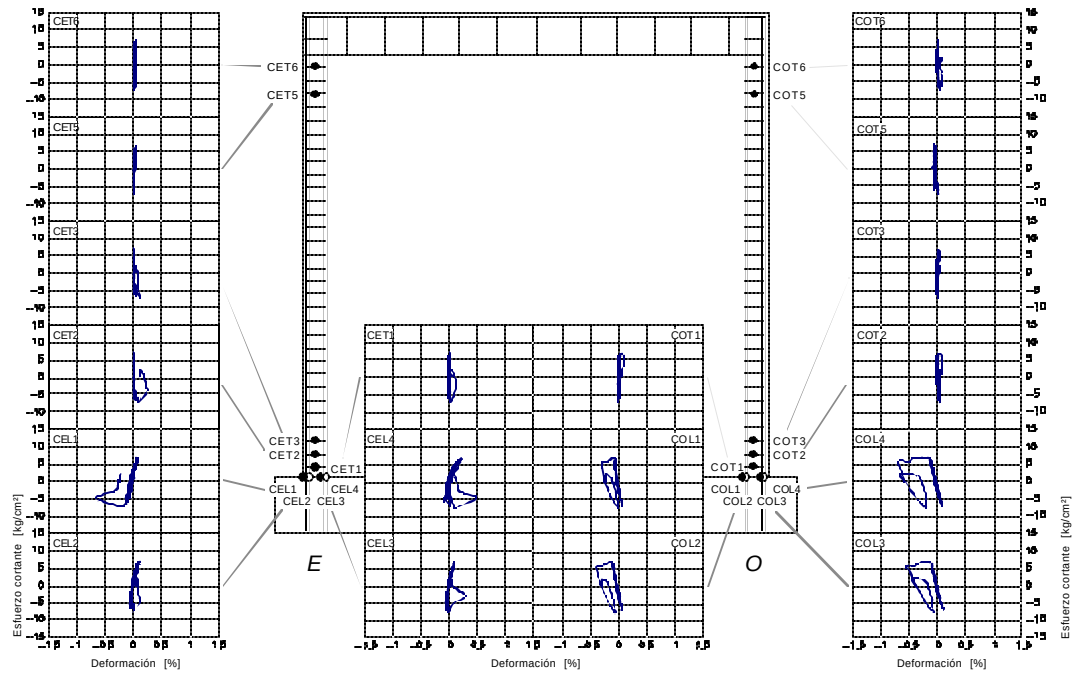


Figura 4.4 - Deformaciones en el refuerzo del espécimen N1

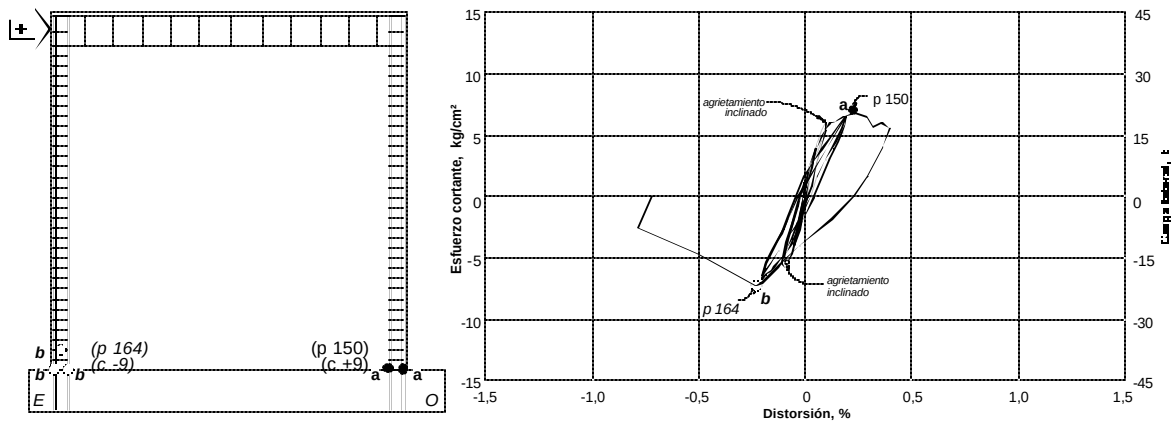


Figura 4.5 - Secuencia de fluencia del refuerzo de castillos del espécimen N1

En el ciclo -9 se presentaron plastificaciones del refuerzo longitudinal por compresión, una vez que la grieta principal penetró la base del castillo Este. De manera simultánea se desarrolló la resistencia de dovela del refuerzo longitudinal cuando penetró la grieta al castillo, el bloque superior se desplazó como cuerpo rígido y parte del cortante lateral fue tomado por torcedura del refuerzo longitudinal. Además, se observó aplastamiento y desprendimiento de las paredes de algunas piezas donde las grietas inclinadas se intersectaban.

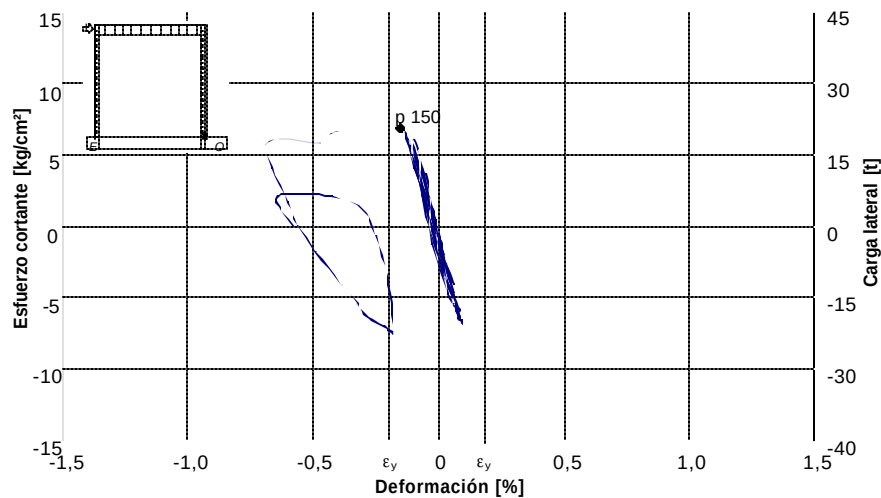


Figura 4.6 - Deformación en la base del castillo Oeste del espécimen N1 (deformímetro COL4)

La posición del deformímetro al ser adherido al refuerzo fue relevante durante el registro de deformaciones de tensión o de compresión (ver fig.4.7). Así mientras en el castillo Oeste las plastificaciones fueron por compresión, en el Este los deformímetros registraron fluencias a tensión.

A diferencia de la fig. 4.6, los deformímetros CEL2, CEL3 y CEL4 ubicados en el castillo Este presentaron un comportamiento caracterizado por la presencia de deformaciones de fluencia por tensión.

Como era de esperarse, los niveles de deformación registrados en las barras interiores de los castillos fueron menores a los registrados por los deformímetros CEL1, y COL4, ubicados en las barras exteriores de los castillos ahogados.

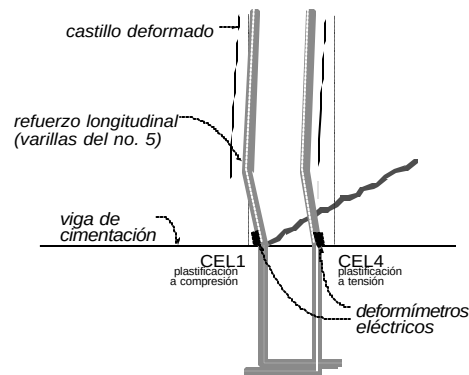


Figura 3.7 - Plegamiento del refuerzo longitudinal en la base del castillo Este (especimen N1)

La función principal del refuerzo transversal en la base de los castillos fue la de reducir la longitud libre en la cual se plegó el refuerzo longitudinal. En general, el comportamiento del refuerzo transversal de los castillos exhibió ciclos elásticos a tensión prácticamente durante todo el ensaye.

Solamente en el registro del deformímetro CET2 aparecieron deformaciones superiores a 0,2 por ciento pero en los últimos pasos de carga hacia el final del ensaye. La deformación más grande (0,23%), fue registrada durante el pico -9 ($R=0,50\%$) con daño severo en el extremo inferior del castillo Este. En las grapas instrumentadas del castillo Oeste se registraron deformaciones inferiores a 0,10 por ciento (alrededor de 33 por ciento de la deformación de fluencia).

4.3.2 Anchura de grietas

En el modelo N1 se llevó a cabo un análisis de la anchura de algunas grietas, seleccionadas arbitrariamente durante el ensaye.

La medición de la anchura de las grietas durante los picos de cada ciclo se inició en el correspondiente al ciclo +5 ($R=0,10\%$), al momento en que aparecieron las primeras grietas inclinadas.

Durante los picos en que las grietas permanecieron abiertas, se registraron anchuras de hasta 5 mm. Sin embargo, para distorsiones cercanas a cero, en la etapa de descarga de los semiciclos, las grietas inclinadas registraron anchuras mucho menores, de alrededor de 0,8 mm. Se registraron valores similares al cambiar la dirección de carga.

En el modelo de control, la anchura de la grietas se modificó e incrementó con cada semiciclo por la ausencia de refuerzo horizontal. Mientras que la anchura de las grietas en el modelo N2 se controló por la presencia del refuerzo horizontal, en el modelo N1 las únicas restricciones para la aparición, extensión y abertura de grietas fueron la resistencia a tensión diagonal de la propia mampostería, la acción de columna corta que desarrollaron algunos pernos de corte que forma el mortero cuando penetra y rellena completamente el alvéolo del tabique y las llaves de corte entre las juntas de mortero y las piezas de barro en los casos en que el mortero rellena parcialmente el alvéolo. Al final del ensaye se pudo constatar que solamente el 10 por ciento de los alvéolos estaban rellenos completamente por mortero, el 90 por ciento restante se encontraban rellenos parcialmente.

4.4 ESPÉCIMEN N2

El refuerzo longitudinal y transversal de los castillos de N2 fue igual al utilizado en el espécimen N1. Los castillos se reforzaron longitudinalmente mediante cuatro varillas no. 5. Como refuerzo transversal se utilizaron estribos de alambra liso no. 2 $f_y=2530 \text{ kg/cm}^2$ (castillo Este) y grapas de alambre corrugado de 5/32 de pulgada de diámetro $f_y=6000 \text{ kg/cm}^2$ (castillo Oeste). La separación del refuerzo transversal fue de 7 cm en toda la altura.

De acuerdo con las NTCM, la cuantía mínima de refuerzo grado 60 permitida para un muro de mampostería confinada con las propiedades geométricas y mecánicas nominales del espécimen N2 es de 0,05 por ciento (ec. 2.3). Por lo tanto, el objetivo del ensaye era verificar si este tipo de muro se podría considerar como un muro de mampostería confinada con refuerzo horizontal mínimo. En la fig. 4.8 se presenta la disposición y nomenclatura de la instrumentación interna del modelo N2.

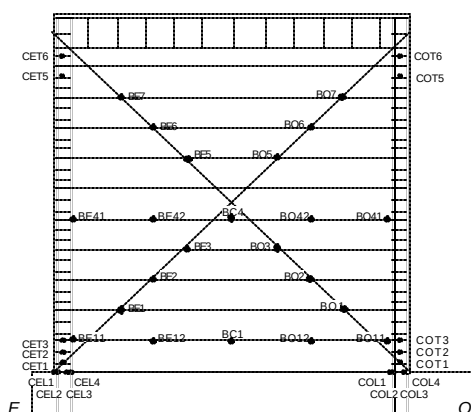


Figura 4.8 - Instrumentación interna del espécimen N2

4.4.1 Refuerzo de castillos

Se instrumentaron las barras del refuerzo longitudinal y algunas grapas de refuerzo transversal de los castillos. En la fig. 4.9 se presentan las curvas carga lateral–deformación registradas. La mayoría de los registros exhiben un comportamiento elástico. El deformímetro denominado COL4, ubicado en la base del castillo Oeste, fue el único que posiblemente registró fluencia.

En la fig. 4.10 se presenta la secuencia de fluencia del refuerzo longitudinal de los castillos. En ella se indica la fluencia durante ciclos negativos mediante un círculo vacío. A diferencia de los demás especímenes, en N2 no se registró plastificación alguna en el refuerzo transversal de los castillos. En las grapas de alambra (castillo E) la deformación máxima fue de 0,11 por ciento y se registró en la posición CET3. En el castillo Oeste con grapas de alambre de alta resistencia, la deformación máxima fue de 0,12 por ciento y se registró en el deformímetro COT5.

En la fig. 4.10 se observa la fluencia del refuerzo longitudinal durante un semiciclo en el que el refuerzo se encontraba sujeto a tensión por el efecto de la flexión del muro. La primera fluencia en el refuerzo longitudinal de los castillos se registró durante el ciclo -11 ($R=0,5\%$). En el ciclo +11 se observó el aplastamiento de algunas piezas a lo largo de la diagonal principal. La fluencia de esta sección del refuerzo longitudinal ubicada en la interfaz viga de cimentación–castillo se pudo asociar con el incremento en la anchura de las grietas debidas a flexión durante el ensaye (ver fig. 3.15). El refuerzo longitudinal se plastificó una vez alcanzada la resistencia del espécimen.

En la fig. 4.11 se presenta la curva esfuerzo cortante lateral–deformación del deformímetro COL4 ubicado en la base del castillo Oeste. Este instrumento exhibió deformaciones debidas a compresión y a tensión, asociadas con la flexión general del muro. Al inicio del ensaye se reconoció una relación aproximadamente lineal entre la carga lateral y la deformación del refuerzo. Sin embargo, una vez que se presentó agrietamiento diagonal, se inició el proceso de plastificación.

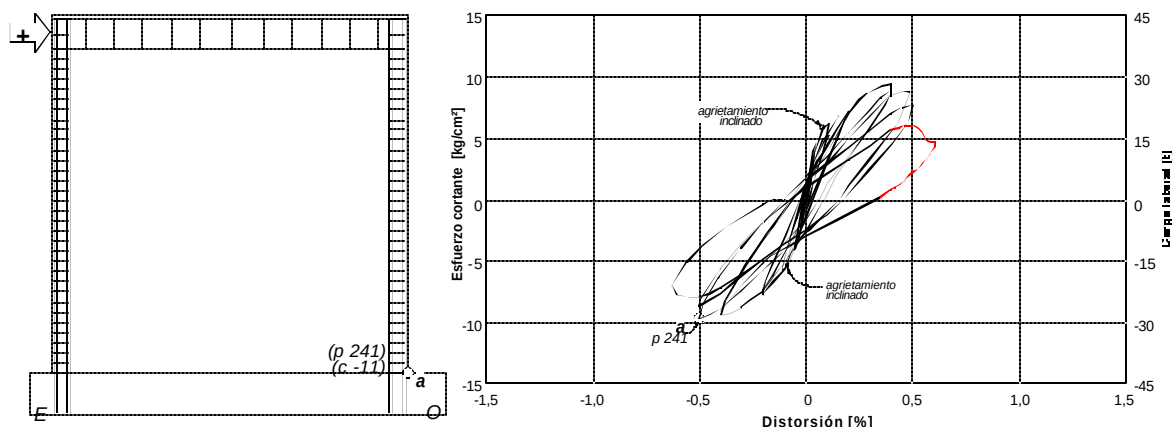


Figura 4.10 - Secuencia de fluencia del refuerzo de castillos del espécimen N2

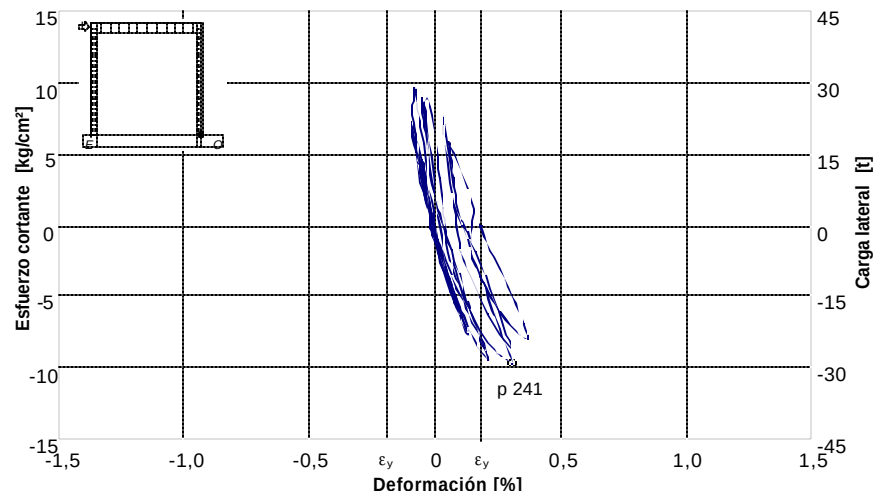


Figura 4.11 - Deformación en la base del castillo Oeste del espécimen N2 (deformímetro COL4)

4.4.2 Refuerzo horizontal

El espécimen N2 fue reforzado horizontalmente con diez alambres corrugados, de 5/32 de pulgada de diámetro, colocados uno a cada tres hiladas. Estos alambres se anclaron a los castillos mediante ganchos a 90° de aproximadamente 12 cm de longitud. El refuerzo horizontal de este muro se instrumentó como se muestra en la fig. 4.8.

Las deformaciones registradas en el refuerzo horizontal se muestran en la fig. 4.12. El refuerzo horizontal estuvo sujeto a fuerzas de tensión durante todo el ensaye. Tales fuerzas de tensión, de magnitud variable, provocaron diferentes niveles de deformación en el refuerzo horizontal. Durante los ciclos positivos, la abertura de algunas grietas inclinadas indujo deformaciones de tensión al refuerzo horizontal. Tal es el caso de BE7, BE6, BE5, BC4, BO3, BO2, BO1 y BO11. Durante la descarga de dichos ciclos, las grietas se cerraban hasta hacerse prácticamente imperceptibles, con lo que el refuerzo horizontal recuperaba la deformación a la que estaba sujeto. El ciclo negativo al que se daba inicio entonces, abría las grietas con inclinación opuesta (casi ortogonal). Los transductores que exhibían tensiones en semiciclos positivos, durante semiciclos negativos registraron deformaciones similares a las medidas cuando se cerraron las grietas (descarga).

En general, los niveles de deformación fueron mayores durante los ciclos en que el deformímetro se encontraba dentro del puntal de compresión; es decir, cuando se requirió una mayor participación del refuerzo horizontal alojado entre las juntas de mortero para equilibrar el componente correspondiente del campo de esfuerzos delimitado por el puntal de compresión.

En general, se observó un comportamiento elástico del refuerzo hasta el ciclo 6 ($R=0,1\%$); antes del primer agrietamiento se registraron deformaciones inferiores a 0,05 por ciento (alrededor de 17 por ciento de la deformación de fluencia).

Hacia el final del ensaye, las deformaciones más grandes se midieron en la barra más próxima a la mitad de la altura del muro (posición BC4) llegando a ser de 2,15 por ciento. En los primeros ciclos de carga la deformación en esta barra se distribuyó de manera uniforme en la longitud de la varilla, sin embargo, después del agrietamiento diagonal las deformaciones se concentraron en el centro.

La poca participación del refuerzo en las posiciones BE41, B041, BO11 y BE11 es indicativa de que el anclaje del refuerzo no fue solicitado.

La secuencia de fluencia del refuerzo horizontal del modelo N2 se presenta en la fig. 4.13. En ella se ha incluido nuevamente la curva histerética para observar el efecto de la fluencia del refuerzo horizontal en el comportamiento general del muro. Asimismo, se ha indicado el orden en que fluyeron las distintas secciones mediante números arábigos.

En el modelo N2 se presentó el mayor número de plastificaciones del refuerzo horizontal de todos los especímenes (13 secciones). Por lo anterior, y con objeto de facilitar la observación de la secuencia de fluencia, la fig. 4.13 se ha dividido en dos partes. Los círculos llenos señalan la posición de la plastificación del refuerzo durante ciclos positivos, mientras que los vacíos lo hacen para los ciclos negativos. La presencia de deformaciones permanentes después del registro de deformaciones superiores al 0,3 por ciento se consideró como indicadora de la plastificación del refuerzo horizontal.

La primera fluencia del refuerzo horizontal se registró al centro del tablero ($R=0,20\%$, $V=21,8t$), en la barra de la hilada 18 (posición BE5) durante el ciclo +7. La posición de esta sección coincidió, aproximadamente, con la intersección del agrietamiento diagonal con el refuerzo horizontal.

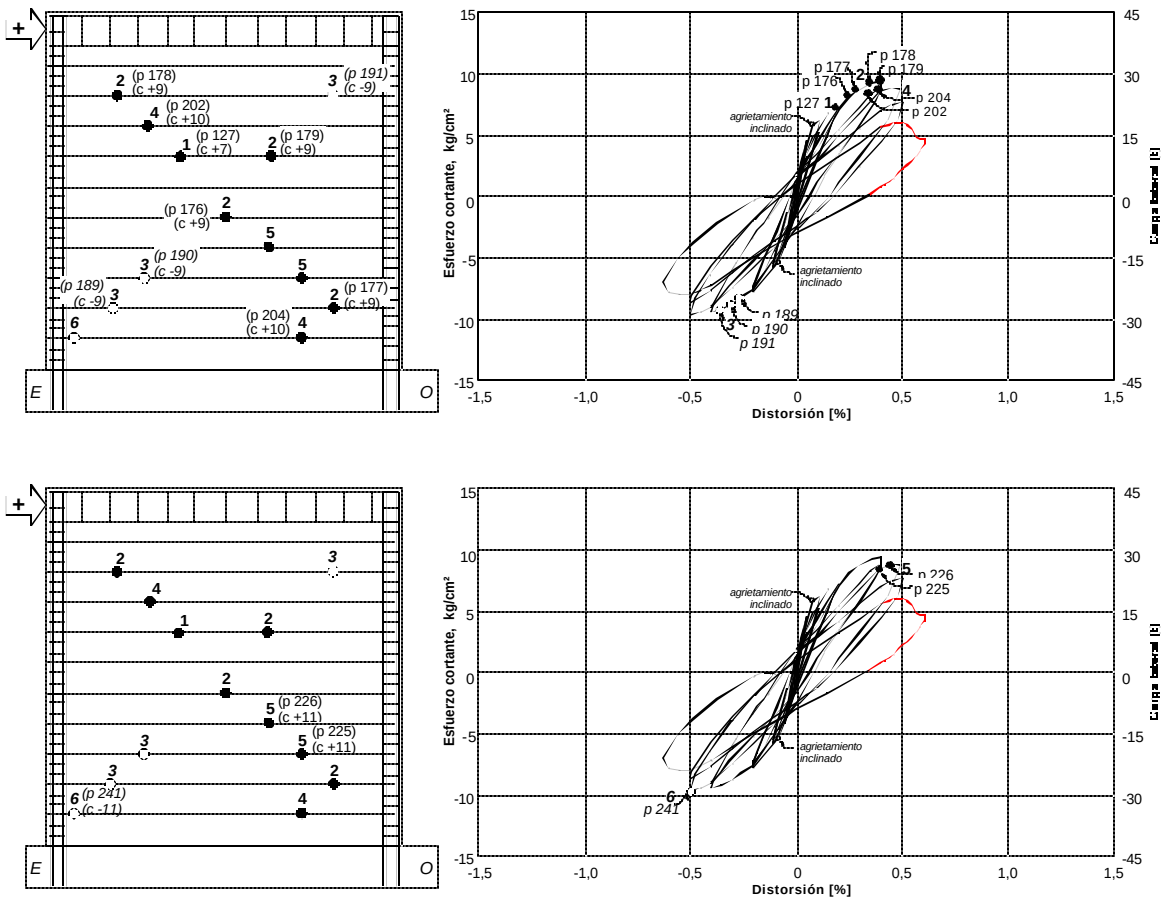


Figura 4.13 - Secuencia de fluencia del refuerzo horizontal del espécimen N2

El agrietamiento diagonal, para ciclos positivos, se presentó en el ciclo +7 ($R=0,15\%$, $V=20,7t$) en el paso de carga 126. No se observó el mismo fenómeno en el ciclo negativo. El agrietamiento diagonal, para ciclos negativos se presentó hasta el ciclo -9 ($R=0,2\%$, $V=21,6t$), paso 188. Es en este paso, donde comienzan a registrarse deformaciones en las posiciones BE1, BE2 y BE11 (ver número de secuencia 3 en la fig. 4.13).

Durante el ciclo +9, en que se alcanzó la resistencia del modelo, se presentó la plastificación de cuatro secciones del refuerzo horizontal para valores de carga lateral y distorsión superiores a los asociados con la resistencia de N1 (ver secuencia 2).

Durante el ciclo +9 apareció una grieta inclinada que definió, de manera más o menos evidente, el límite superior del puntal de compresión para ciclos positivos.

La plastificación de las barras en las posiciones BE1, BE2 y BO7 (secuencia 3 de la fig. 4.13) se presentó después de que apareció el agrietamiento diagonal para ciclos negativos, ciclo -9. Durante el ciclo +11 se plastificó el refuerzo horizontal en las posiciones BO2 y BO3 y se observó el desprendimiento de las paredes de algunas piezas, sobre el agrietamiento diagonal (secuencia 5). La resistencia para ciclos negativos se alcanzó en el ciclo -11 ($V=29t$, $R=0,5\%$).

En la fig. 4.14 se presenta la curva esfuerzo cortante lateral-deformación registrada en la posición BC4. Se registraron niveles de deformación similares para ciclos de un signo y otro.

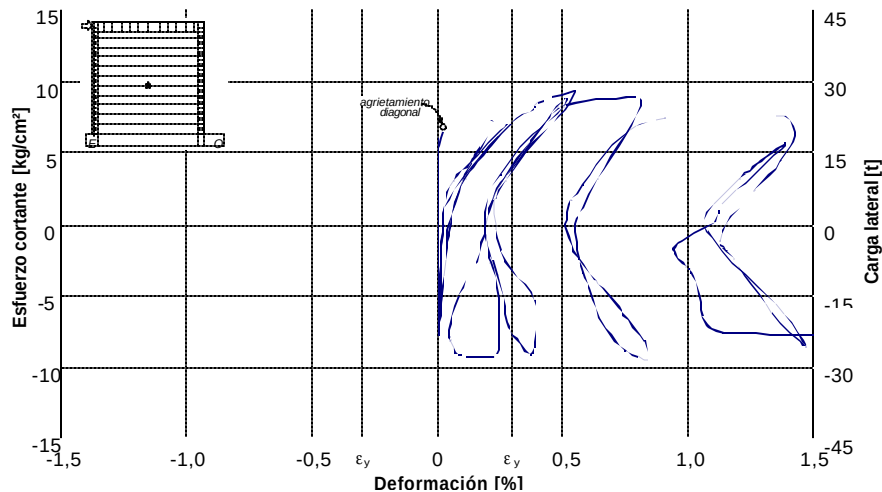


Figura 4.14 - Deformación en el centro de una de las barras del refuerzo horizontal del espécimen N2 (deformímetro BC4)

4.4.3 Anchura de grietas

Adicionalmente al estudio de las deformaciones en distintas secciones del refuerzo de los especímenes, durante los picos de los ciclos de carga se realizó un registro manual de la evolución de la anchura de algunas grietas.

Las anchuras de algunas grietas inclinadas importantes del modelo N2, registradas por primera vez durante el pico del ciclo +5 ($R=0,10\%$), fueron cercanas a 0,04 mm. En la tabla 4.1 se presentan las mayores anchuras medidas en picos de ciclo.

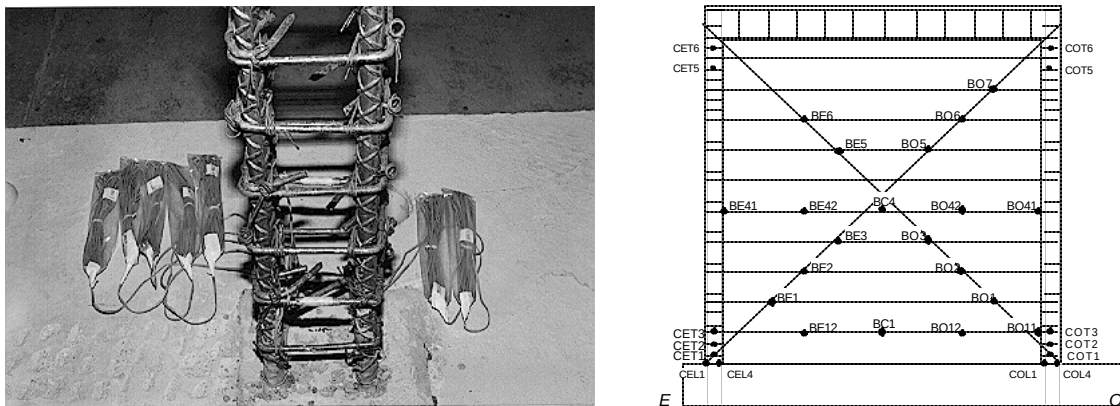
Tabla 4.1 - Anchura de grietas en picos de ciclo

Ciclo	Distorsión %	Anchura mm	Observaciones
6	0,1	0,2	agrietamiento inclinado
8	0,2	0,8	agrietamiento diagonal
9-10	0,4	4,0	resistencia en pico positivo
11-12	0,5	5,0	resistencia en pico negativo

4.5 ESPÉCIMEN N3

El modelo N3 fue construido como muro confinado, con castillos exteriores de 12×15 cm. Los castillos fueron reforzados longitudinalmente con cuatro varillas no. 6 y transversalmente con estribos rematados con ganchos a 135°, siete a cada 7 cm en los extremos (fig. 4.15a) y el resto a cada 20 cm. En el castillo Este se colocaron estribos de alambre no. 2 ($f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$ o 248 MPa) y en el castillo Oeste estribos de 5/32 de pulgada ($f_y = 6000 \text{ kg/cm}^2$ o 588 MPa).

A este espécimen se le colocó una cuantía de refuerzo horizontal igual a la del modelo N2 (p_h de 0,05%; $p_h f_y$ de 3 kg/cm^2 o 0,29 MPa). La fig. 4.15b muestra la disposición y nomenclatura de la instrumentación interna del modelo N3.

**Figura 4.15 - a) Detalle del castillo Este y b) instrumentación interna (espécimen N3)**

4.5.1 Refuerzo de castillos

En la fig. 4.16 se muestran las deformaciones del refuerzo longitudinal y transversal de los castillos. En general, las tendencias exhibidas por los deformímetros colocados en la base de los castillos, son semejantes a las mostradas en la fig. 4.9 correspondientes al modelo N2 con castillos ahogados; también se registraron niveles similares de deformación. Los niveles más altos de deformación registrados en el refuerzo longitudinal

de los especímenes N2 y N3 (0,34%), representan sólo un 49 por ciento de los valores máximos correspondientes al modelo N1. La reducción anterior se puede atribuir a la presencia del refuerzo horizontal y al tamaño y rigidez a flexión de los castillos exteriores que lograron disminuir la expansión del muro así como el daño en los castillos y con ello el nivel de esfuerzos en los mismos.

Los registros de los sensores adheridos a las ramas del refuerzo transversal de los castillos no exhibieron, en ningún caso, deformaciones asociadas con la fluencia del refuerzo transversal. En el extremo superior del castillo Este (deformímetro CET6) se registraron deformaciones de hasta 0,23 por ciento. El comportamiento del deformímetro CET6 exhibió poca deformación durante ciclos negativos de carga y con deformaciones elásticas durante los ciclos positivos posiblemente por la abertura de la grieta inclinada cercana.

En la fig. 4.17 se presenta la secuencia de fluencia del refuerzo de los castillos del espécimen N3. Para colaborar en la comprensión del comportamiento del modelo se presenta también la curva histerética. En ella se ha indicado el punto de la prueba en que se registraron deformaciones de fluencia. La fluencia durante ciclos negativos se indica con un círculo vacío (marcador a).

El primer registro de deformaciones superiores a la de fluencia, ϵ_y , se observó en una de las barras del refuerzo longitudinal del castillo Este, en el deformímetro CEL3, durante el ciclo -9 ($R=0,41\%$). En ese momento se registró la penetración de la grieta inclinada principal en la base del propio castillo. La plastificación, debida a fuerzas cortantes (de cizallamiento en el castillo) y de compresión, de, se presentó posteriormente a la resistencia del espécimen.

En la fig. 4.18 se presenta la deformación correspondiente al deformímetro CEL3, ubicado en la base del castillo Este. En esta curva se reconoce un comportamiento con ciclos a tensión y a compresión, como se podía anticipar, caracterizado por una etapa inicial aproximadamente elástica que, una vez registrada la primera fluencia, cambia para presentar cierto redondeo de los lazos al plastificarse el refuerzo. La plastificación del refuerzo longitudinal es típica en fallas por corte.

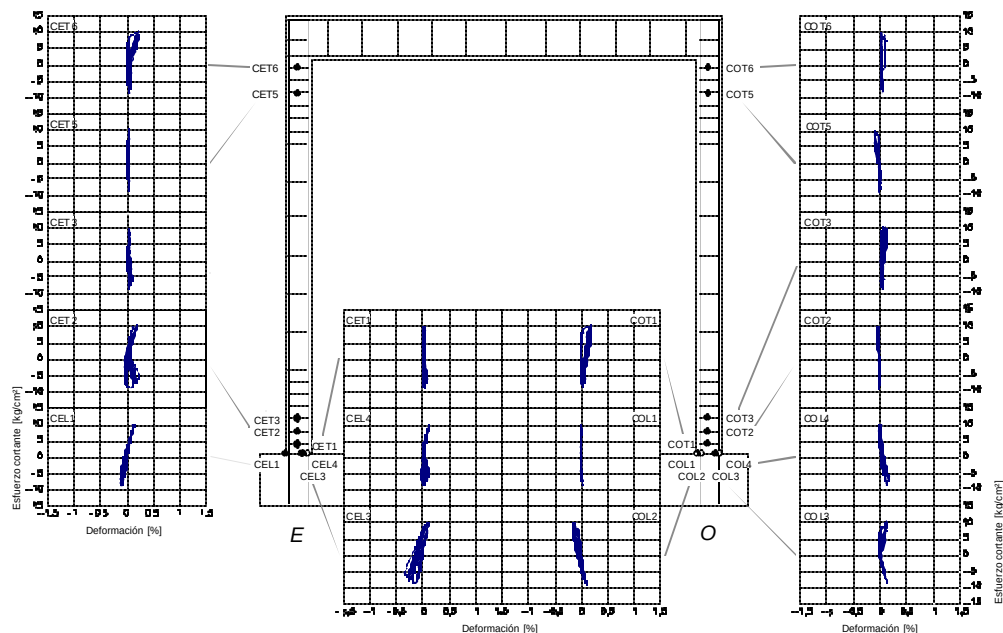


Figura 4.16 - Deformaciones en el refuerzo de los castillos (especimen N3)

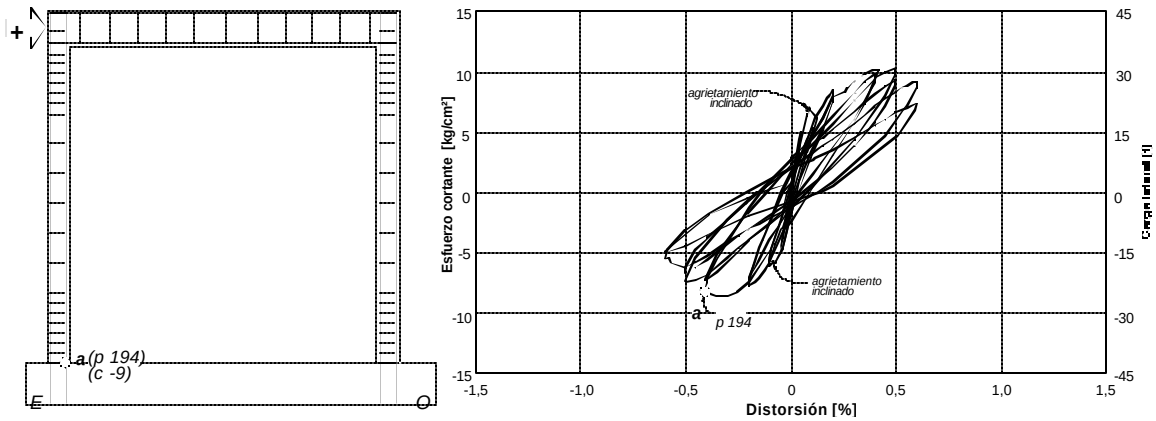


Figura 4.17 - Secuencia de fluencia del refuerzo de castillos del espécimen N3

Durante el ciclo +9 apareció un agrietamiento diagonal, que no se presentó para semiciclos negativos. En el ciclo -9, el patrón de agrietamiento se caracterizó por la extensión y el aumento de anchura de la única grieta inclinada principal que se formó en semiciclos negativos durante el ensaye.

Con la incursión del agrietamiento inclinado en las posiciones CET6 y CET2 se registraron incrementos en el nivel de deformaciones de los estribos de alambrrón no. 2. El primero de ellos ocurrió en el ciclo +11 ($R=0,45\%$) en el extremo superior del castillo Este. El segundo se registró en el extremo inferior del castillo Este durante el ciclo -13 ($R=0,57\%$), después de la fractura de cuatro barras del refuerzo horizontal, cerca del castillo ahogado (extremo este).

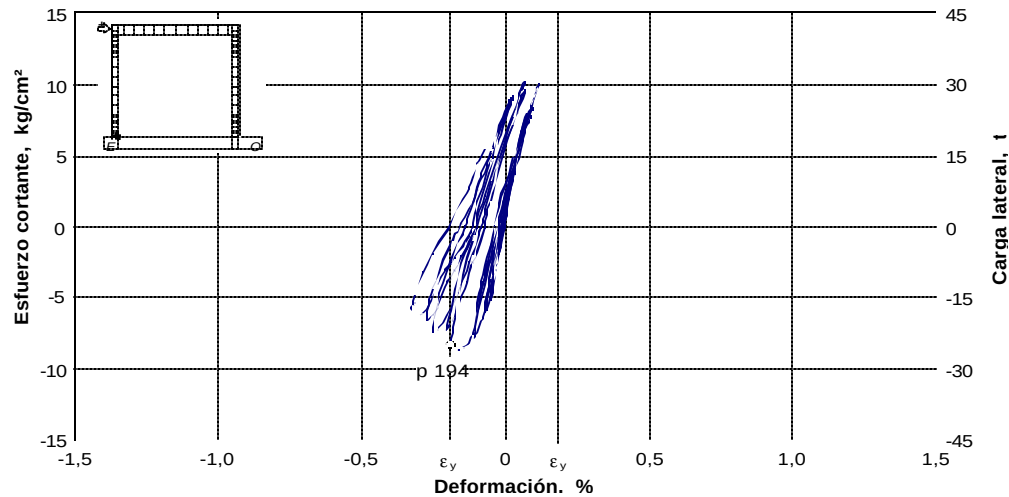


Figura 4.18 - Deformación en la base del castillo Este del espécimen N3 (deformímetro CEL3)

4.5.2 Refuerzo horizontal

El refuerzo horizontal del espécimen N3 estuvo constituido por diez alambres corrugados de alta resistencia (grado 60) laminados en frío de 5/32 de pulgada (3,97 mm) de diámetro. Se colocó uno de estos alambres cada tres hiladas (21 cm aproximadamente), por lo que la cuantía de refuerzo horizontal fue p_h de 0,0005, igual a N2. Utilizando un $v^*=10,7$ kg/cm² obtenido de pruebas de muretes (tabla 2.2), la cuantía mínima de refuerzo horizontal especificada por las NTCM (ec. 2.3) es de 0,16 por ciento, si se coloca refuerzo grado 60, así, la cuantía que se colocó sería menor que la mínima que se debió colocar según RDF. Los extremos del refuerzo horizontal se doblaron a 90° para formar ganchos de 12 cm de largo aproximadamente.

En la fig. 4.19 se presenta la deformación registrada en las secciones instrumentadas del refuerzo horizontal del muro. En comparación con N2, las deformaciones fueron menores y en un número menor de secciones se registró la plastificación de los alambres horizontales.

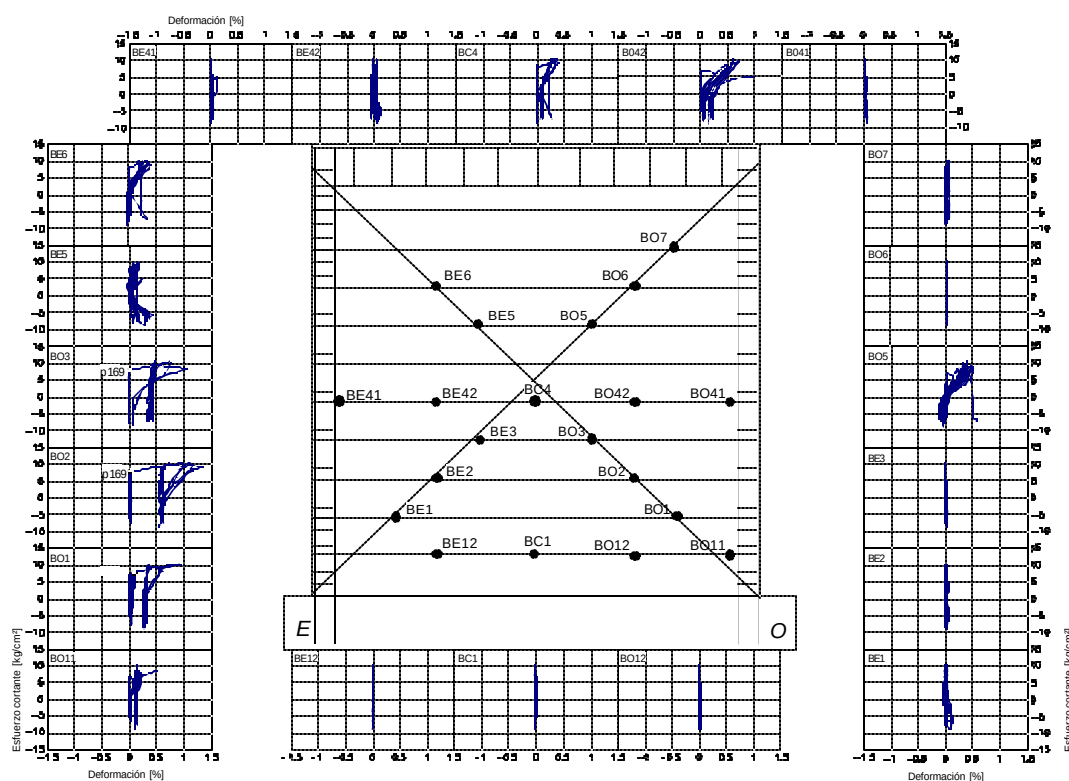


Figura 4.19 - Deformaciones en el refuerzo horizontal del espécimen N3

En la fig. 4.20 se presenta la secuencia de fluencia del refuerzo horizontal del modelo N3. De manera semejante a la fig. 4.13 que muestra la secuencia para el espécimen N2, se ha incluido la curva carga lateral-distorsión para observar el efecto de las plastificaciones en el comportamiento general del muro. Los círculos llenos y vacíos de la fig. 4.20 hacen referencia a la ubicación de las plastificaciones del refuerzo registradas durante los ciclos positivos y negativos, respectivamente.

De acuerdo con las pruebas de materiales, la deformación de fluencia (límite de proporcionalidad), ϵ_y para los alambres de 5/32 de pulgada (3,97 mm) de diámetro fue de 0,3 por ciento (ver apéndice).

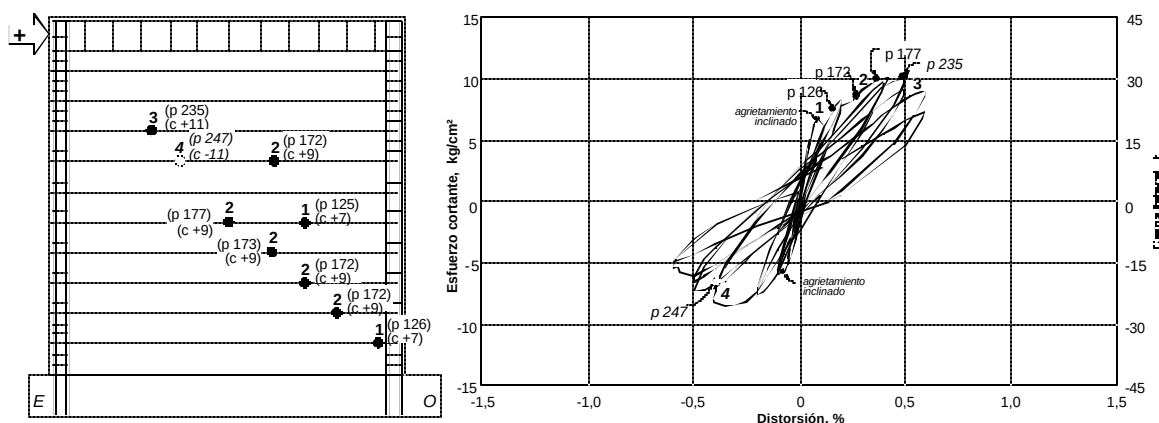


Figura 4.20 - Secuencia de fluencia del refuerzo horizontal del espécimen N3

De manera similar al modelo N2, la plastificación del refuerzo horizontal del espécimen N3 se inició en el ciclo +7 ($R=0,2\%$) y prácticamente bajo el mismo nivel de distorsión ($R=0,18\%$). La primera fluencia en el espécimen N3 se registró en la barra central en el punto con la intersección del agrietamiento inclinado; después se plastificó el alambre en la posición BO11 en la tercera hilada al castillo Oeste. La plastificación del refuerzo se volvió a presentar en el ciclo +9. Esta segunda fluencia se presentó en forma *cuasi*-simultánea en cuatro de las ocho barras instrumentadas después de presentarse el agrietamiento diagonal. Con la fluencia de estas secciones del refuerzo horizontal, la distorsión del muro creció de 0,26 por ciento a 0,42 por ciento. En la parte negativa del mismo ciclo no se presentó el agrietamiento diagonal y no se registró fluencia en ninguna sección instrumentada, sin embargo se midió una anchura de hasta 7 mm en el agrietamiento principal y se observaron signos de redondeo en el lazo histerético. Las posiciones BE1, BE2, BE3, BO6 y BO7, ubicadas sobre una diagonal, no coincidieron con el agrietamiento principal por lo que registraron deformaciones pequeñas durante todo el ensaye (ver fig. 4.19). Es probable que los alambres horizontales se hayan plastificado en este semiciclo

En la figura anterior es posible reconocer las dos etapas en las curvas correspondientes a los deformímetros eléctricos adheridos al refuerzo horizontal. Durante el inicio del ensaye, los alambres del centro del panel de mampostería no trabajaron. Es hasta la aparición del primer agrietamiento inclinado (ciclo +5) cuando el trabajo a tensión de algunos comenzó (deformímetro BO42).

El comportamiento típico del refuerzo horizontal a lo largo de la diagonal a compresión en semiciclos positivos se presenta en la fig. 4.21. El comportamiento de los sensores, presentó una plataforma de plastificación después del agrietamiento diagonal, durante el ciclo +9. Se observa cómo el refuerzo sólo trabaja durante los ciclos positivos en los que la grieta diagonal incrementa su anchura. La recuperación prácticamente completa de la deformación aun después de la aparición de deformaciones permanentes es otra característica evidente de la relación carga lateral-deformación de la fig. 4.21.

4.5.3 Anchura de grietas

Durante el ensaye del modelo N3, se llevó a cabo el registro de la evolución de la anchura del agrietamiento principal.

Los primeros registros de la anchura de grietas se realizaron durante el ciclo 5 ($R=0,10\%$) cuando se presentaron las primeras grietas inclinadas; dichas grietas presentaron anchuras cercanas a 0,4 mm, en promedio. Al final del ensaye, se registraron anchuras de hasta 14,0 mm.

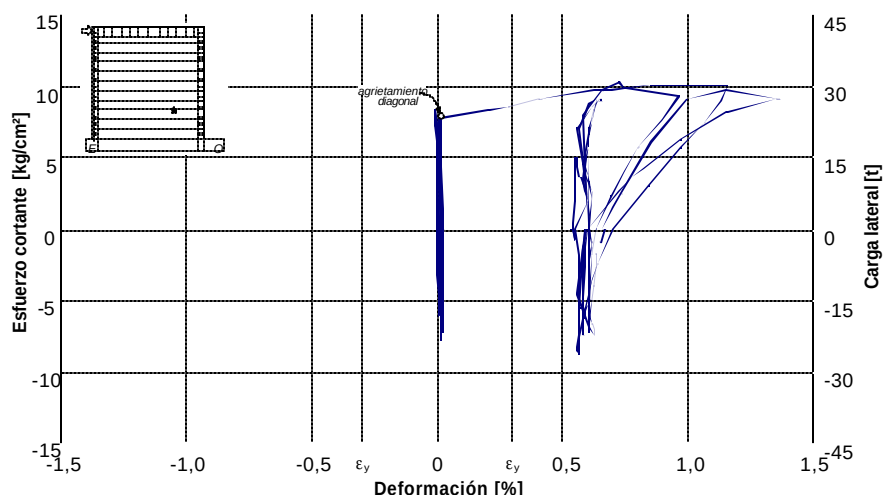


Figura 4.21 - Deformación de la tercera barra del refuerzo horizontal del espécimen N3 (deformímetro BO2)

En la tabla 4.2 se presentan las mayores anchuras medidas en picos de ciclo.

Tabla 4.2 - Anchura de grietas en picos de ciclo (espécimen N3)

Ciclo	Distorsión %	Anchura mm	Observaciones
5-6	0,1	0,4	agrietamiento inclinado
7-8	0,2	2,0	
+9	0,4	2,2	agrietamiento diagonal
-9	0,4	7,0	resistencia en pico negativo
+11	0,5	3,0	resistencia en pico positivo

4.6 ESPÉCIMEN N4

A diferencia de los especímenes N1 y N2, la sección transversal del castillo ahogado de N4 fue de 20×8 cm. Para su construcción fue necesario habilitar algunas de las piezas tipo Vintex. Para piezas completas, se cortaron las paredes interiores; para las mitades se cortó una pared corta para formar una pieza en forma de U.

Este muro estuvo reforzado horizontalmente con dos alambres corrugados de alta resistencia de $\frac{1}{4}$ de pulgada (6,35 mm) de diámetro cada cuatro hiladas. El modelo N4 tuvo una cuantía de refuerzo horizontal p_h de 0,190 por ciento; el producto $p_h f_y$ (11,4 kg/cm² o 1,12 MPa) fue el mayor de los tres modelos reforzados horizontalmente.

El refuerzo longitudinal de los castillos del espécimen N4 estuvo compuesto por seis barras: dos varillas no. 8, dos no. 4 y 4 barras de $\frac{1}{4}$ de pulgada, mientras que el refuerzo transversal se proporcionó mediante estribos lisos calibre 8 electrosoldados (a cada 15,8 cm), en el castillo oeste y por grapas de $\frac{5}{32}$ de pulgada (a

cada 8 cm) en el castillo Este, ver fig. 4.22. Para el diseño del refuerzo de castillos se tomó en cuenta el uso cada vez más común, en la práctica constructiva, de armados prefabricados en acero grado 60 (NMX-B-456).

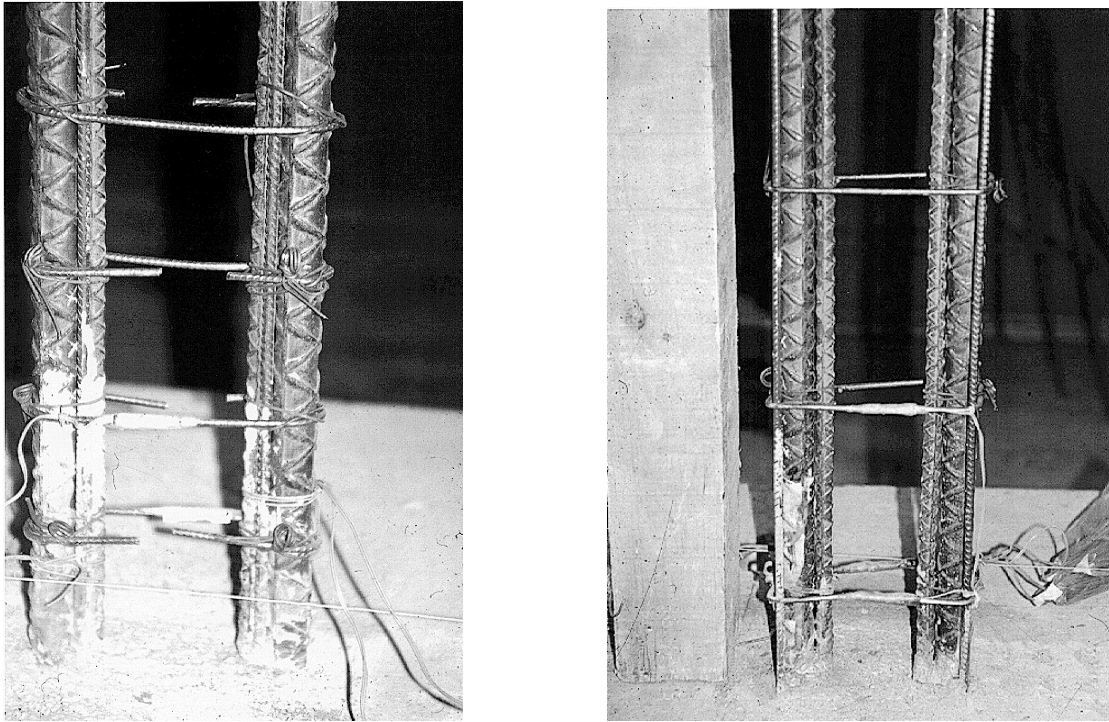


Figura 4.22 - Refuerzo longitudinal y transversal: izq. castillo Este y der. castillo Oeste

En la fig. 4.23 se muestra un esquema de la instrumentación interna del espécimen N4.

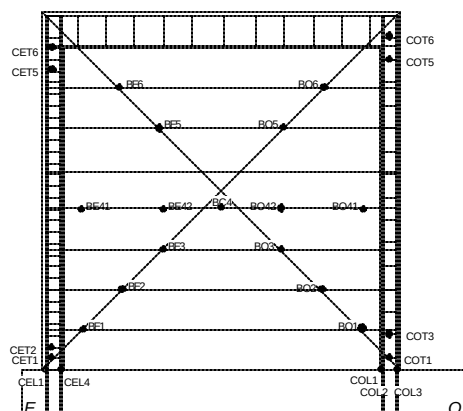
4.6.1 Refuerzo de castillos

En la fig. 4.24 se muestran las deformaciones registradas en el refuerzo longitudinal y transversal de los castillos. Si se comparan las deformaciones con los otros especímenes, es claro que N4 exhibió las menores demandas en el refuerzo longitudinal y transversal.

En la fig. 4.25 se ilustra la secuencia de plastificación del refuerzo. Se incluye la curva carga lateral–distorsión para relacionar el comportamiento general del modelo con la fluencia del refuerzo de los castillos. Debe recordarse que este modelo falló por cortante–compresión en una hilada de la parte superior del muro.

De acuerdo con los registros, el acero longitudinal y transversal permaneció elástico. Sólo en la posición COT6, se observan deformaciones permanentes, tal vez relacionadas con la plastificación del estribo en esa posición. La máxima deformación registrada en el refuerzo transversal de los castillos del modelo N4 fue de 0,56 por ciento y se presentó en la posición del deformímetro COT6, durante el ciclo -15. En la fig. 4.26 se muestra la curva carga lateral–deformación del deformímetro COT6. En esta figura es posible observar que el estribo observó un comportamiento elástico hasta el ciclo 14 ($R=0,6\%$).

El refuerzo transversal en los extremos superiores presentó valores de deformación mayores que en los primeros tres modelos ensayados, lo cual se debe a que el agrietamiento penetró el extremo superior de los



castillos y a que la falla local de las piezas de la antepenúltima hilada dominó las deformaciones del muro en la etapa final del ensaye, todo esto asociado a mayores niveles de distorsión alcanzados.

Figura 4.23 - Instrumentación interna del espécimen N4

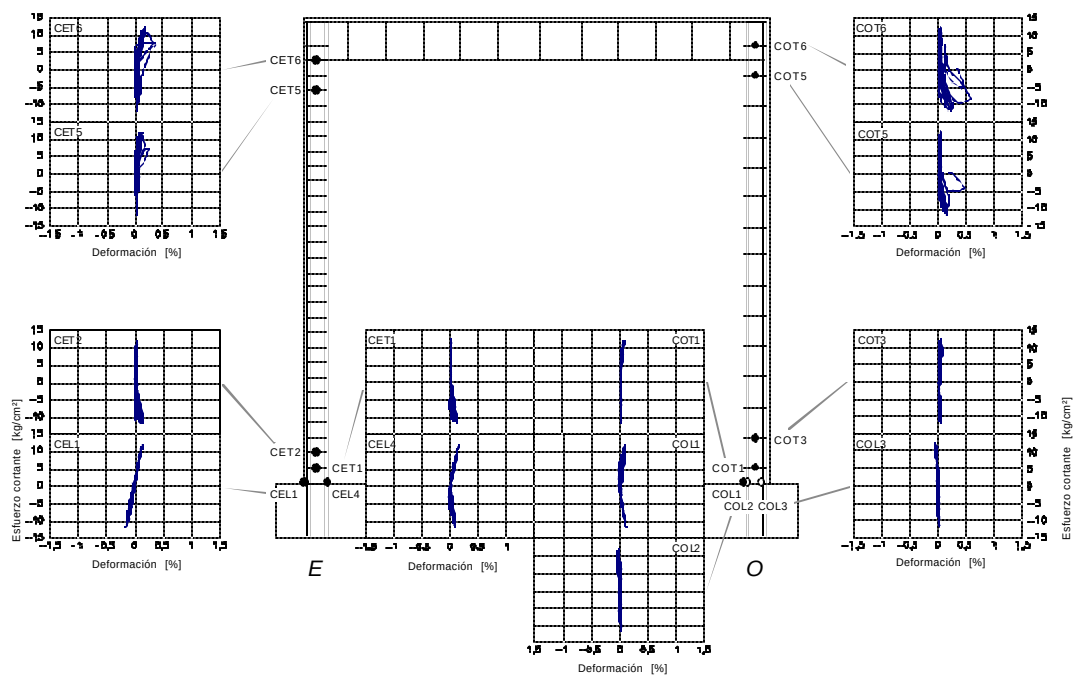


Figura 4.24 - Deformaciones en el refuerzo de los castillos (espécimen N4)

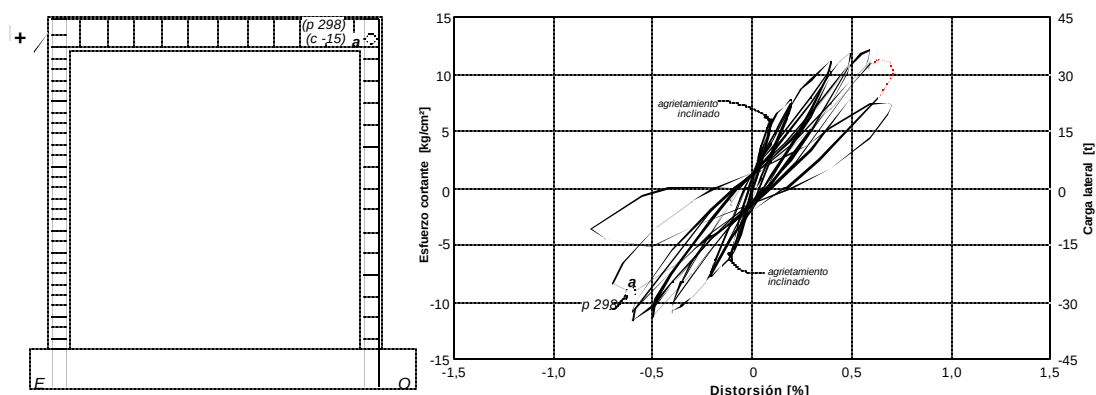


Figura 4.25 - Secuencia de fluencia del refuerzo de castillos del espécimen N4

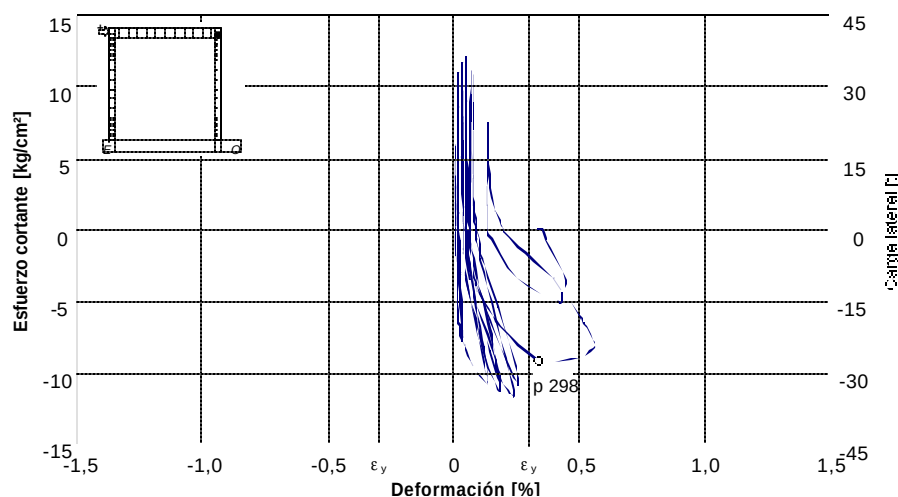


Figura 4.26 - Deformación en el extremo superior del castillo Oeste del espécimen N4 (deformímetro COT6)

La relación carga lateral–deformación del deformímetro colocado en la posición COT6 se presenta en la fig. 4.26. El comportamiento de este deformímetro estuvo caracterizado por el trabajo a tensión para ambos sentidos de carga y por una ligera concentración de la deformación durante los ciclos negativos en los que el castillo Oeste estuvo sujeto a tensión.

4.6.2 Refuerzo horizontal

El refuerzo horizontal del modelo N4 permaneció elástico durante todo el ensaye (fig. 4.27).

Las deformaciones en la barra situada en la junta inferior de mortero de la antepenúltima hilada presentaron valores superiores a 0,3% (límite de proporcionalidad) únicamente durante el últimos ciclo del ensaye, una vez que la distorsión había superado 0,60 por ciento.

La fig. 4.27 muestra que, de forma similar a los especímenes N2 y N3, los niveles de deformación a lo largo del alambre central fueron prácticamente los mismos para ciclos positivos y negativos.

Las deformaciones del refuerzo horizontal de N4, contrastan con las medidas en N2 y N3. Para N4 la magnitud de las deformaciones fue notablemente menor que en N2 y N3. Por ejemplo, para BC4 (ubicado al centro del tablero), la deformación para N4 fue 27 por ciento de la medida en N2 y 54 por ciento en N3. Las bajas deformaciones del refuerzo son consistentes con la menor participación del refuerzo en la resistencia (ver sección 5.22).

El deformímetro colocado en la posición BO42 exhibió deformaciones de hasta 0,6 por ciento con comportamiento elástico (fig. 4.28).

4.6.3 Anchura de grietas

El seguimiento de la anchura de grietas se llevó a cabo a partir del ciclo +5 ($R=0,10\%$).

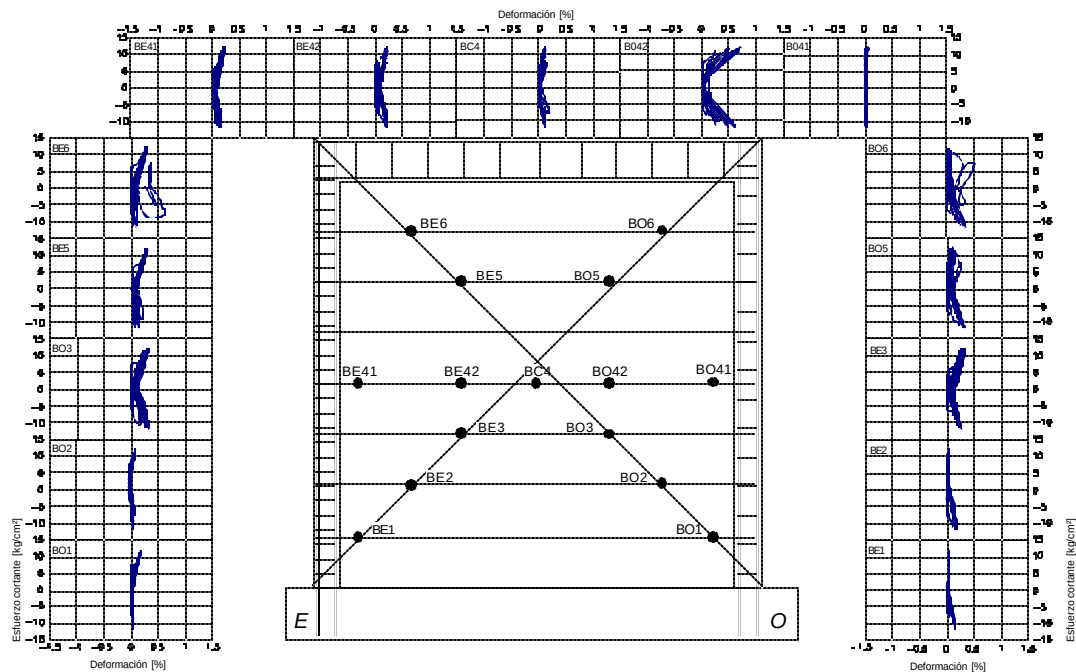


Figura 4.27 - Deformaciones en los alambres del refuerzo horizontal del espécimen N4

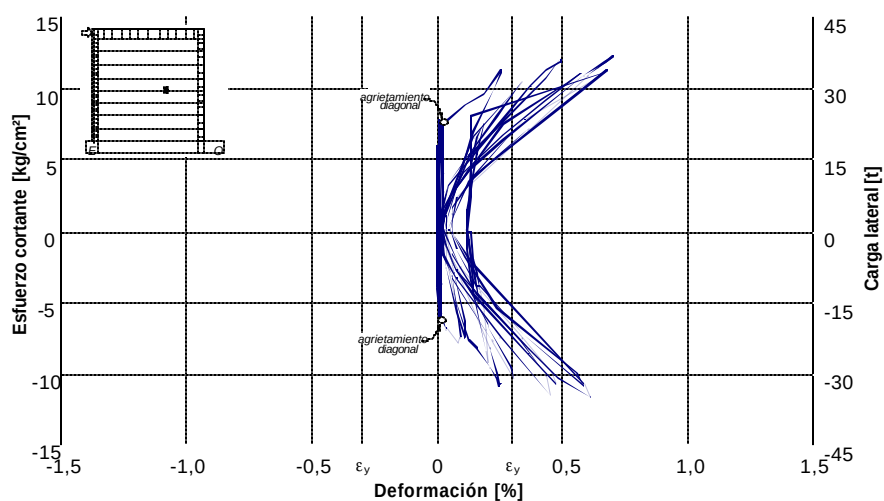


Figura 4.28 - Deformación de una de las barras del refuerzo horizontal en el centro del espécimen N4 (deformímetro BO42)

La anchura de grietas presentó una evolución a lo largo del ensaye que contrastó con las reportadas para los modelos N1, N2 y N3. Lo anterior se debe, al diferente modo de falla (cortante-compresión).

En la tabla 4.3 se presentan las mayores anchuras medidas en picos de ciclo.

Tabla 4.3 - Anchura de grietas en picos de ciclo (espécimen N4)

Ciclo	Distorsión %	Anchura mm	Observaciones
5-6	0,1	0,0	agrietamiento inclinado
7-8	0,2	0,7	agrietamiento diagonal
9-10	0,4	0,7	
11-12	0,5	0,8	
13-14	0,6	0,8	
15-16	0,7	0,8	resistencia

Desde el ciclo +7 hasta el final del ensaye, las grietas inclinadas asociadas a la deformación por corte del muro presentaron anchuras de 0,8 mm, en promedio. No se registraron cambios significativos de la anchura de este tipo de grietas al incrementar tanto carga lateral como distorsión. Este fenómeno de estabilidad en la anchura del agrietamiento inclinado se debió a la presencia del refuerzo horizontal que restringió el tamaño de las grietas y propició una distribución más uniforme del daño.

CAPÍTULO 5

ANÁLISIS DE RESULTADOS

5.1 INTRODUCCIÓN

En este capítulo se presenta un análisis de los resultados obtenidos durante los ensayos de los modelos. Inicialmente, se hace una revisión de la resistencia de los cuatro muros, más adelante se presenta un estudio de la rigidez lateral de los muros que incluye la evolución de este parámetro a lo largo de los ensayos.

Durante los ensayos ante cargas laterales a que fueron sometidos los cuatro modelos, se obtuvo información sobre el comportamiento no lineal de los muros y sobre la degradación de rigidez y de resistencia de los mismos. Los parámetros experimentales anteriores adquieren especial importancia cuando se desea establecer el modo de falla y la respuesta de las estructuras ante excitaciones sísmicas. Algunos de estos parámetros se comparan con los resultados obtenidos del ensayo de muros de tabique tradicional de barro rojo realizados por Aguilar (1997).

5.2 RESISTENCIA LATERAL

En este documento, se refiere como resistencia a la máxima carga que es capaz de soportar una estructura. Durante el ensayo de los muros no sólo se tomó nota de la carga lateral máxima resistida, también fueron registradas las cargas laterales asociadas a fenómenos de particular interés como el primer agrietamiento inclinado, la primera fluencia del refuerzo horizontal del tablero y la formación del agrietamiento diagonal. El estudio de la resistencia lateral de los modelos consistió fundamentalmente en la comparación de los valores registrados experimentalmente con aquéllos obtenidos empleando las expresiones de diseño contenidas en las NTCM. Para complementar el estudio de la resistencia lateral, se presenta un análisis de la colaboración del refuerzo horizontal a la resistencia a carga lateral de los modelos y algunos comentarios sobre la predicción de la resistencia de muros de ladrillo extruido con refuerzo horizontal.

5.2.1 Envolventes de respuesta

Las envolventes de respuesta fueron construidas a partir de la respuesta carga lateral–distorsión de los especímenes. En la fig. 5.1 se presentan las envolventes para los cuatro modelos ensayados.

Las curvas de la fig. 5.1 corresponden a la envolvente de los semiciclos positivos de los ensayos. Dichas envolventes se construyeron a partir de los valores máximos de la fuerza cortante en ciclos a la misma distorsión. Las curvas para los ciclos negativos de los diferentes muros ensayados presentaron una tendencia semejante a la de la fig. 5.1 (no se presentan). En la figura se han indicado algunos puntos que presentaron especial interés; entre ellos están el primer agrietamiento inclinado, el agrietamiento diagonal y la resistencia.

En la gráfica se pueden reconocer tres etapas principales en el comportamiento general de los muros ensayados. La etapa inicial exhibió una relación lineal entre la carga y la distorsión. Esta etapa terminó con la aparición del primer agrietamiento inclinado (cambio brusco de pendiente). La etapa intermedia se pudo acotar por el primer agrietamiento inclinado y por la resistencia de los modelos. La tercera etapa quedó definida por el cortante último resistido y la distorsión última a la que estuvieron sujetos los especímenes (rama descendente). Se puede observar la influencia de los castillos exteriores en la carga de agrietamiento diagonal, aunque la distorsión de agrietamiento es similar.

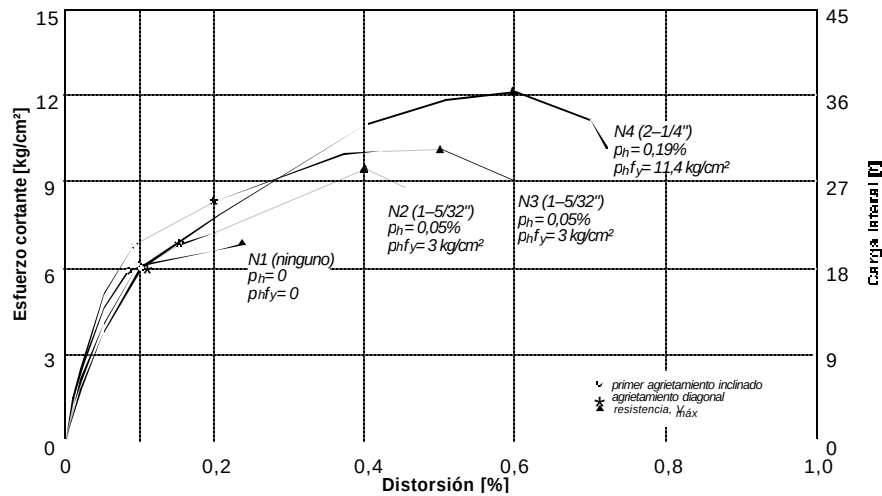


Figura 5.1 - Envolturas de respuesta de los especímenes ensayados

En la primera etapa, la proporcionalidad entre carga y distorsión se perdió al aparecer las primeras grietas por flexión en los castillos que casi de manera instantánea se prolongaron con cierta inclinación sobre el tablero. Tanto el fenómeno de histéresis como el de disipación de energía iniciaron con dicho agrietamiento. El primer agrietamiento inclinado en los especímenes ocurrió para una distorsión de 0,09 por ciento, en promedio; la cuantía de refuerzo horizontal y el tipo de castillo y refuerzo no influyeron sobre la distorsión asociada con este fenómeno. La etapa intermedia del comportamiento de los muros inició aproximadamente con el primer agrietamiento diagonal (observado poco después del asociado con la aparición de grietas por flexocortante) y se extendió hasta alcanzar la resistencia de los modelos. Esta segunda etapa estuvo caracterizada por un incremento de la capacidad de carga con el aumento de distorsión. Sin embargo, la proporción de este crecimiento fue distinta en cada modelo: a mayor p_{hf} , la pendiente fue mayor.

Una vez alcanzada la resistencia de los muros, se inició la tercera etapa que fue muy corta. La tendencia de las curvas en esta última etapa se caracterizó por el descenso brusco de la resistencia al incrementar la distorsión. La tasa de degradación de resistencia fue similar para los especímenes reforzados ($4,5 \text{ kg/cm}^2/\text{cm}$). El espécimen sin refuerzo horizontal perdió su capacidad ante cargas laterales, de manera súbita, cuando el agrietamiento principal penetró la parte inferior del castillo Este.

En la fig. 5.2 se presentan las envolturas de los semiciclos impares y pares (repetición) para cada modelo.

En la tabla 5.1 se presentan los valores correspondientes a algunas etapas características de la respuesta. También se ha incluido el valor de resistencia (V^*_{RDF}) calculado mediante la expresión de las NTCM (ec 1.2) y utilizando las dimensiones reales de los muros, la carga vertical promedio durante los ensayos, el esfuerzo cortante de diseño obtenido de las pruebas de muretes y un factor de reducción unitario. No se aplicó el factor de incremento (1,25) por la colocación de cuantías de refuerzo superiores a la mínima (ec. 2.3), excepto para N4. Debe notarse que V^*_{RDF} representa la mejor estimación de las NTCM con relación a la resistencia de los muros ante fuerza cortante. Las NTCM asocian la resistencia de los muros de mampostería con el agrietamiento inclinado, ignorando la resistencia adicional que este tipo de estructuras registra al ingresar al intervalo inelástico de comportamiento, no obstante que reconoce mediante un factor de comportamiento sísmico Q diferente de uno, que el material sí tendrá un comportamiento inelástico.

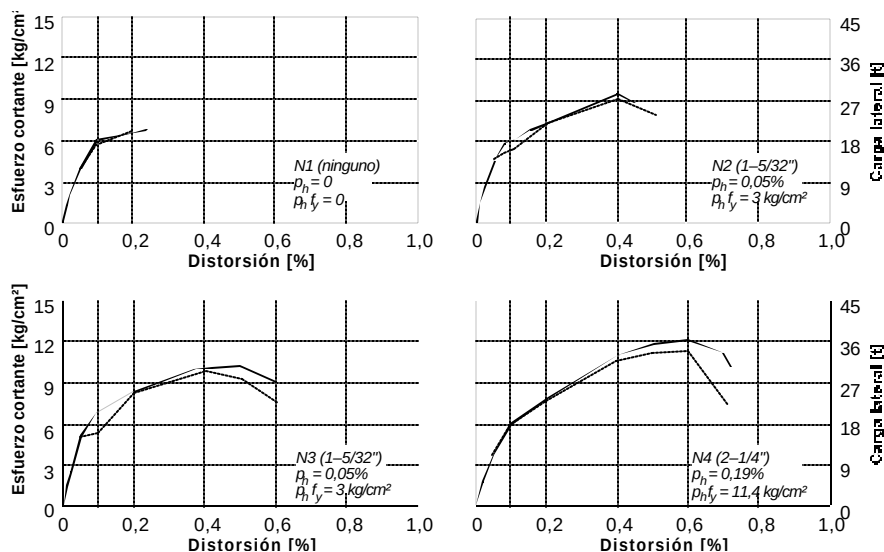


Figura 5.2 - Envolventes de respuesta para semiciclos impares y pares (repetición)

Tabla 5.1 - Características de la respuesta de los especímenes ensayados

Especímen	V_{agr} t (kN)	$V_{máx}$ t (kN)	V_{RDF}^* t (kN)	$\frac{V_{agr}}{V_{RDF}^*}$	$\frac{V_{máx}}{V_{agr}}$	$\frac{v_{máx}}{v_{N1}}$	R_{agr} %	$R_{máx}$ %	$\frac{R_{máx}}{R_{N1}}$
N1	18,4 (180,0)	20,8 (203,5)	20,1 (197,1)	0,92	1,13	1,00	0,097	0,24	1,00
N2 (1-5/32@3)	17,6 (172,6)	28,5 (279,0)	19,7 (192,7)	0,90	1,62	1,37	0,082	0,40	1,67
N3 (1-5/32-@3)	19,6 (192,2)	30,6 (300,1)	15,8 (154,5)	1,24	1,56	1,47	0,081	0,50	2,09
N4 (2-1/4-@4)	17,9 (175,5)	36,6 (358,4)	13,9 (136,1)	1,29	2,04	1,76	0,100	0,60	2,51
Promedio 1,82		18,4	—	17,4	1,08	1,60	1,40	0,090	0,43

Como era de esperar, la carga lateral asociada con el primer agrietamiento inclinado de los muros fue independiente de la cuantía de refuerzo horizontal (comparar V_{agr} de N1 y N4). Sin embargo, la presencia de elementos confinantes exteriores del espesor del muro (especímen N3) condujo a un cortante de agrietamiento superior. Los diferentes valores de la fuerza cortante de agrietamiento para cada modelo V_{agr} , que se presentan en la tabla 5.1, se pueden explicar por las variaciones en la construcción de cada especímen. La carga de agrietamiento promedio fue de 18,4 t (180,1 kN); es decir, un esfuerzo cortante medio de 6,1 kg/cm² (0,60 MPa); las pruebas de materiales (ver apéndice) indicaron una resistencia a compresión diagonal de la mampostería promedio, v^* de 8,7 kg/cm² (0,74 MPa). Según las NTCM:

$$v_{agr} = 0,5v^* + 0,3\sigma = 0,5 \times 8,7 + 1,2 = 5,5 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo cortante resistente de diseño (v^*), obtenido de ensayos de muretes, es útil para determinar la carga lateral asociada con el agrietamiento del muro. El modo de falla con aplastamiento y desprendimiento

de las paredes de las piezas observado en el ensaye de N1, N2, N3 y N4 no es reflejado por los muretes. Sin embargo, el factor de participación del refuerzo horizontal η que se describe en 4.2.2 sí incluye este modo de falla.

La ausencia de elementos de concreto exteriores confinando al panel de mampostería (N1, N2 y N4) condujo, sin duda, a la obtención de una resistencia a fuerza cortante inferior a la de la mampostería confinada (N3).

Solamente los especímenes N3 y N4, con castillos exteriores el primero y con cuantía de refuerzo horizontal superior a la mínima el otro, presentaron fuerzas laterales de agrietamiento superiores a las calculadas mediante las NTCM.

En general, se observa que la ec. 2.2 de las NTCM predice en forma aceptable la carga lateral correspondiente al agrietamiento de muros de ladrillo multiperforado confinados y/o con cuantías de refuerzo horizontal superiores a la mínima. Sin embargo, se debe tener siempre en cuenta que en el caso de muros con castillos ahogados construidos con una cuantía de refuerzo horizontal de 0,05 por ciento, la ec. 2.2 sobrevalúa la capacidad al agrietamiento inclinado en un 10 por ciento.

Se observó una reserva de resistencia mayor al 50 por ciento de V_{agr} , en los especímenes N2, N3 y N4 cuando el comportamiento se caracterizó por incursiones en el intervalo inelástico.

La resistencia de los especímenes se alcanzó a niveles de distorsión distintos. La capacidad de deformación de muros de ladrillo extruido depende del tipo de castillo y de la cuantía de refuerzo horizontal (fig. 5.3). Con el empleo de una cuantía de 0,05 por ciento (especimen N2) se incrementó en 67 por ciento el nivel de distorsión para el cortante máximo en comparación con el espécimen sin refuerzo horizontal. Con castillos exteriores el incremento fue del 109 por ciento.

Con base en la fig. 5.3, se puede adelantar que la construcción de castillos exteriores en muros de tabique multiperforado, independientemente de la cuantía de refuerzo horizontal utilizada, lleva necesariamente a comportamientos más dúctiles.

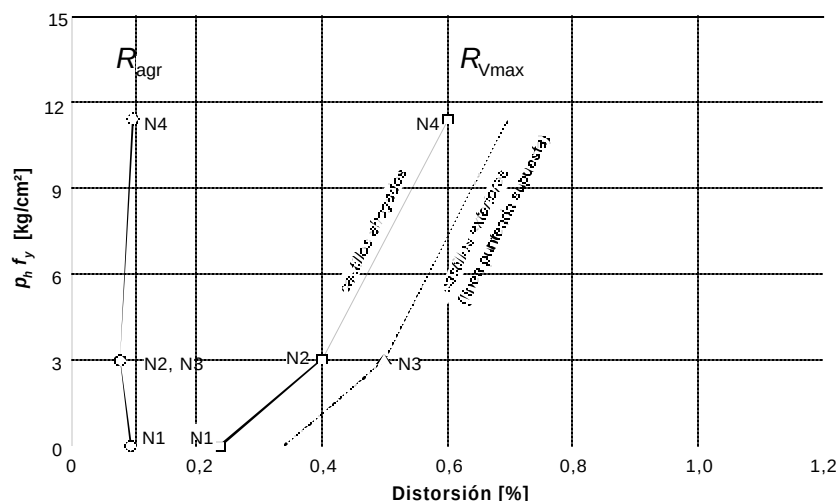


Figura 5.3 - Distorsiones asociadas con el agrietamiento y la resistencia

La resistencia de los especímenes reforzados horizontalmente con una cuantía de 0,05 por ciento fue superior a la del modelo de control en un 42 por ciento, en promedio. La colocación de una cuantía mayor de refuerzo horizontal no incrementó proporcionalmente la capacidad a carga lateral ya que la participación de este tipo de refuerzo en la resistencia se vio modificada de modelo a modelo (ver 4.2.2).

La relación entre la resistencia y la carga de agrietamiento que se presenta en la tabla 5.1 indica que la incursión en el intervalo inelástico de los muros permitió un incremento en la resistencia a carga lateral. Dichos incrementos oscilaron entre 13 por ciento para el espécimen N1 y 104 por ciento para el espécimen N4.

Una vez alcanzada la resistencia de los modelos, se inició un descenso de su capacidad ante cargas laterales. Esta disminución, asociada a la pendiente negativa de la curva envolvente, tuvo valores de 0,07, 0,11 y 0,08 para los modelos N2, N3 y N4, respectivamente (0,09 en promedio). El modelo de control, en cambio, falló al alcanzar su resistencia (pendiente infinita negativa). Como se dijo antes, en los especímenes con refuerzo horizontal, la reserva de resistencia y de deformación después del primer agrietamiento inclinado, dependió del producto $p_h f_y$ y del tipo de castillo. El deterioro en la capacidad de los modelos N1 y N2 coincidió con la penetración de grietas hacia los extremos de los castillos, con el aplastamiento de piezas, y con el plegamiento del refuerzo longitudinal de los castillos, o con la plastificación y rotura del refuerzo horizontal.

En el espécimen N1 se registraron plastificaciones del refuerzo longitudinal de castillos para distorsiones cercanas a 0,0023, en promedio. Este fenómeno se debió a la presencia de esfuerzos cortantes y a la rotación local o plegamiento del refuerzo longitudinal en la base de los castillos, asociados a un desplazamiento lateral importante del bloque superior del muro una vez alcanzada la resistencia del espécimen. Para los modelos restantes, reforzados horizontalmente, no se presentó tal fenómeno.

5.2.2 Participación del refuerzo horizontal en la resistencia

El estudio de la participación del refuerzo horizontal en la resistencia a carga lateral de los muros resulta muy importante, sobre todo para fines de diseño. La práctica actual consiste en suponer un incremento del 25 por ciento en la resistencia a carga lateral en aquellos muros de mampostería confinada reforzados horizontalmente que cumplen con los requisitos de la ec. 2.3.

En estudios experimentales previos, se ha observado que el refuerzo horizontal de un muro de mampostería no alcanza la fluencia simultáneamente en todas sus secciones y participa en la resistencia a carga lateral con una fuerza cuya magnitud depende de la cuantía, de la distribución y tipo del refuerzo horizontal, de la relación de aspecto y del modo de falla. Además, las deformaciones no son uniformes a lo largo de las barras de refuerzo horizontal y varían de acuerdo con su localización en la altura del panel.

Las deformaciones, del refuerzo horizontal se relacionaron fundamentalmente con el nivel de daño en el tablero de mampostería. Las barras alcanzaron distintos niveles de deformación en su longitud y en la altura de los especímenes (ver fig. 5.4). En particular, la distinta anchura de las grietas inclinadas cruzadas por el refuerzo horizontal ocasionó las variaciones en la deformación. Tal diferencia, que se hace evidente al observar la distribución y secuencia de fluencia del refuerzo horizontal de los modelos N2, y N3 (ver figs. 4.13 y 4.20), provocó que no todos los alambres o varillas del refuerzo horizontal se plastificaran simultáneamente.

Una medida para determinar la participación del refuerzo horizontal en la resistencia a carga lateral de los muros ensayados es mediante el cálculo de un parámetro denominado *eficiencia del refuerzo horizontal*, η . Este parámetro relaciona la resistencia nominal del refuerzo horizontal y la efectivamente desarrollada.

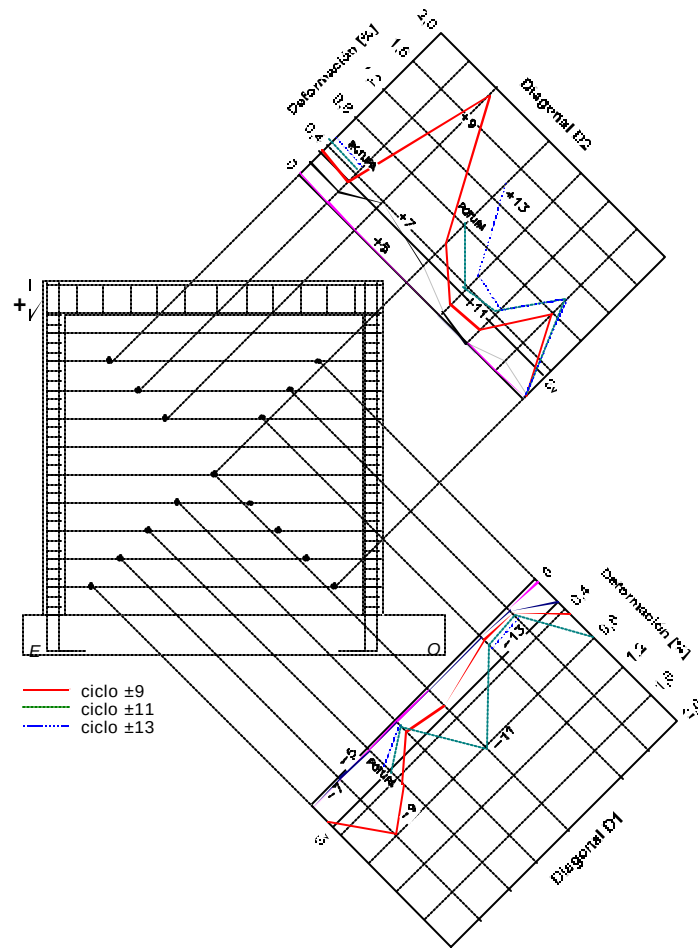


Figura 5.4 - Distribución de deformaciones a lo largo de las diagonales del espécimen N2

Es común que en la práctica de diseño se suponga que el refuerzo horizontal está sujeto a un esfuerzo uniforme en la altura del muro e igual al esfuerzo nominal de fluencia del mismo, f_y . Tal suposición permite calcular la resistencia del refuerzo horizontal mediante la expresión siguiente

$$V_s = p_h f_y A_T \quad (5.1)$$

donde V_s es la fuerza cortante lateral resistida por el refuerzo horizontal;
 p_h es la cuantía de refuerzo horizontal, definida por la ec. 2.1;
 f_y es el esfuerzo nominal de fluencia del refuerzo horizontal; y
 A_T es el área de la sección transversal del muro.

Sin embargo, reconociendo que sólo algunas barras del refuerzo horizontal plastifican, una mejor aproximación de la resistencia del refuerzo horizontal sería

$$V_s = \eta p_h f_y A_T \quad (5.2)$$

donde η es el factor de eficiencia del refuerzo horizontal descrito arriba; $\eta \leq 1,0$.

Así, η indica cuánto del refuerzo horizontal alcanzó la fluencia. El factor η es un promedio pesado que incluye a las barras que permanecen en el intervalo elástico, las que alcanzaron el límite de proporcionalidad y aquellas que exhibieron grandes plastificaciones.

La resistencia desarrollada por el refuerzo horizontal durante los ensayos se logró calcular a partir de las lecturas de los deformímetros adheridos al refuerzo horizontal colocados a lo largo de las diagonales y el empleo de las relaciones esfuerzo–deformación correspondientes. La ec. 5.3 permitió la determinación de la carga lateral resistida realmente por el refuerzo horizontal durante los ensayos

$$V_s^* = A_{sh} \sum_i f_{s_i} \quad (5.3)$$

donde V_s^* es la fuerza cortante resistida por el refuerzo horizontal (fuerza medida sobre la diagonal);
 A_{sh} es el área de refuerzo horizontal; y
 f_{s_i} es el esfuerzo registrado en el alambre o varilla horizontal i -ésima, obtenido a partir de la relación esfuerzo–deformación correspondiente (ver fig. 4.2).

La eficiencia del refuerzo horizontal η se calculó como el cociente de las ecs. 5.3 y 5.1. La eficiencia η , se definió como sigue

$$\eta = \frac{V_s^*}{V_s} = \frac{A_{sh} \sum_i f_{s_i}}{\sum A_{sh} f_y} \quad (5.4)$$

La eficiencia del refuerzo horizontal fue calculada para los picos de ciclo de la historia de carga de los modelos N2, N3 y N4. La fig. 5.5 presenta la evolución de η durante los picos de ciclo positivos impares. Se han indicado algunos sucesos de interés registrados durante los ensayos. Se obtuvo una curva similar para los semiciclos negativos.

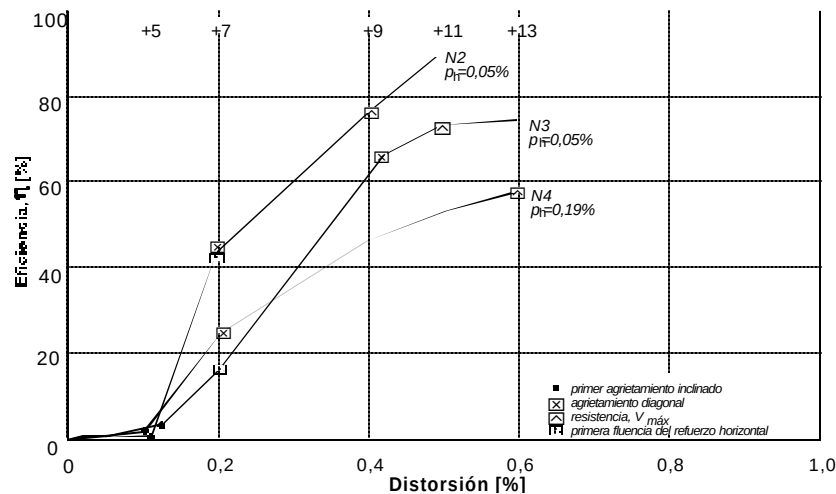


Figura 5.5 - Evolución de la eficiencia del refuerzo horizontal de los especímenes N2, N3 y N4

Como era predecible, por el reducido nivel de daño en el panel de mampostería, durante los ciclos de carga previos al agrietamiento inclinado, los valores de η fueron inferiores al 2 por ciento en los tres modelos reforzados horizontalmente. Sin embargo, después de registrarse el primer agrietamiento inclinado, la eficiencia mostró incrementos importantes de sus valores al aumentar la distorsión. Se observan valores crecientes con el nivel de distorsión a partir del agrietamiento inclinado. Para el modelo N2, con castillos ahogados, el valor de η alcanzó valores de 0,44 y 0,77 con la aparición del agrietamiento inclinado y el agrietamiento diagonal, respectivamente. En el espécimen N3, confinado por castillos exteriores, η sólo se incrementó a 16 por ciento después del agrietamiento inclinado.

Se puede observar que el refuerzo horizontal en N2 participa en forma importante en la resistencia a carga lateral desde las etapas tempranas de daño. Para N3, η exhibió valores menores que en N2 (ciclos +7, +9 y +11). La menor contribución del acero de refuerzo en N3 se puede asociar a la presencia de castillos exteriores. En otros especímenes de mampostería confinada con refuerzo horizontal (Aguilar, 1997), se ha observado una etapa estable en la evolución de η hacia el final del ensaye como la exhibida por N3 (ciclos +9 a +13).

El refuerzo horizontal del espécimen N4 ($p_h = 0,19\%$) alcanzó valores menores de η , para niveles de distorsión similares. Su colaboración a la resistencia fue menor a la registrada en los especímenes N2 y N3. Esta tendencia se ha observado en muros reforzados horizontalmente con productos $p_h f_y$ similares al de N3.

En la tabla 5.2 se presenta un resumen de los valores redondeados de η correspondientes a algunos de los eventos señalados en las envolventes de respuesta de la fig. 5.1. El valor de la eficiencia del refuerzo horizontal asociado con el primer agrietamiento inclinado fue de 1,9 por ciento, en promedio. Los valores de η asociados con el agrietamiento diagonal y con la resistencia de los muros se vieron afectados por el producto $p_h f_y$ y el tipo de castillo utilizado.

Lo mismo sucedió para los valores máximos de η registrados durante los ensayos. El efecto de la plastificación de algunos alambres del refuerzo horizontal sobre los valores de la eficiencia, η no se puede establecer con claridad. Aunque el registro de estos fenómenos se tradujo en el incremento de los valores de η , el mismo aumento fue también registrado con el simple crecimiento de la distorsión.

Los valores máximos de la eficiencia del refuerzo horizontal de los especímenes se presentaron hacia el final de los ensayos. Para el espécimen N2, la eficiencia máxima superó en 116 por ciento la registrada durante el pico correspondiente a la resistencia del modelo. En el modelo N3, la eficiencia fue 0,74 en el pico correspondiente a la resistencia a carga lateral del mismo. El valor máximo de η en N3 y N4 fue 0,75 y 0,59, respectivamente. La más alta eficiencia del refuerzo horizontal se registró en el modelo N2 (89%) hacia el final del ensaye, cuando se presentó la fractura de algunos alambres del refuerzo horizontal. En este muro se registraron 13 secciones del refuerzo horizontal con deformaciones plásticas. Este valor no es absoluto ni único para los modelos ya que depende de la coincidencia entre plastificación y ubicación del deformímetro.

Tabla 5.2 - Eficiencia del refuerzo horizontal de los especímenes N2, N3 y N4

Espécimen	h, % primer agrietamiento o inclinado	h, % primera fluencia del refuerzo horizontal	h, % agrietamiento o diagonal	h, % resistencia a carga lateral	h, % máxima (R asociada)
N2 (1-5/32@3hiladas) $p_h f_y = 3,0 \text{ kg/cm}^2$	1	44	44	77	89 (0,49%)
N3 (1-5/32@3hiladas) $p_h f_y = 3,0 \text{ kg/cm}^2$	3	16	67	74	75 (0,60%)
N4 (2-1/4@4hiladas) $p_h f_y = 11,4 \text{ kg/cm}^2$	2	—	25	59	59 (0,60%)

En los ensayos de los muros reforzados horizontalmente se observó que tanto el número de secciones del refuerzo horizontal con plastificación como la eficiencia del refuerzo se redujeron al utilizar castillos exteriores o al incrementar el producto $p_h f_y$.

Los resultados anteriores permiten sugerir la colocación de cuantías de refuerzo horizontal cercanas a 0,05 por ciento, ya que se observó que el uso de cuantías mayores es innecesario y redundante en la subutilización del refuerzo horizontal.

En la fig. 5.6 se presentan los valores de eficiencia del refuerzo horizontal asociados con el producto $p_h f_y$ de otros muros de mampostería confinada reforzados con alambres o malla electrosoldada, que han sido ensayados en el CENAPRED (Aguilar, 1997; Pineda, 1996). En la misma figura también se han incluido los puntos correspondientes al presente programa experimental. Para fines de diseño (ver línea discontinua en la figura), Aguilar (1997) sugiere un valor de η de 2/3 para $p_h f_y$ hasta $6,0 \text{ kg/cm}^2$ ($0,59 \text{ MPa}$), y una eficiencia, η de 1/4 para productos $p_h f_y$ mayores a $9,0 \text{ kg/cm}^2$ ($0,88 \text{ MPa}$). Para valores de $p_h f_y$ entre $6,0$ y $9,0 \text{ kg/cm}^2$ (entre $0,59$ y $0,88 \text{ MPa}$) propone interpolar linealmente.

Se observa que el criterio propuesto por Aguilar (1997) para muros de mampostería de tabique tradicional, resulta conservador para muros de ladrillo tipo Multex con cuantías de refuerzo horizontal cercanas a 0,19 por ciento. Con fines comparativos, en la fig. 5.7 se presentan las envolventes de eficiencia obtenidas del ensayo de muros tradicionales y muros con ladrillo multiperforado con refuerzo horizontal.

Para diseñar muros de tabique multiperforado con refuerzo horizontal se sugiere utilizar un valor de η de 2/3 para $p_h f_y$ hasta $6,0 \text{ kg/cm}^2$ ($0,59 \text{ MPa}$), y una eficiencia, η de 0,40 para productos $p_h f_y$ mayores a $10,0 \text{ kg/cm}^2$ ($0,98 \text{ MPa}$). Para valores de $p_h f_y$ entre $6,0$ y $10,0 \text{ kg/cm}^2$ (entre $0,59$ y $0,98 \text{ MPa}$) se sugiere interpolar linealmente.

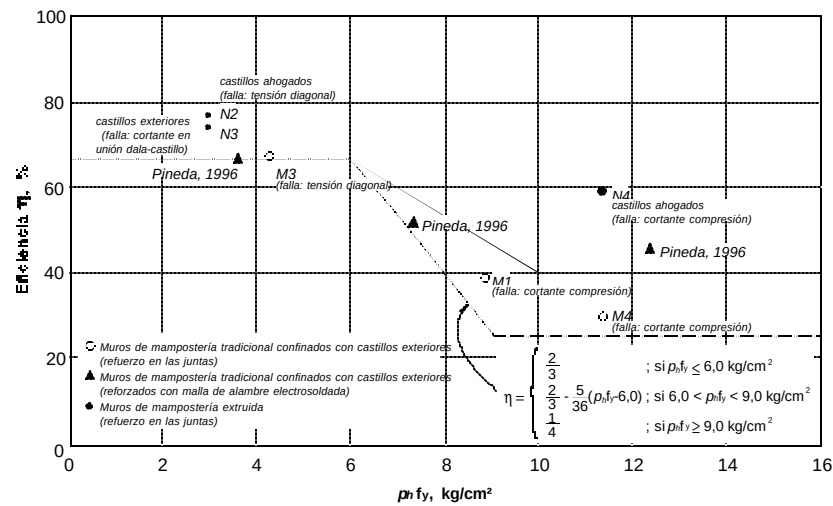


Figura 5.6 - Eficiencia del refuerzo horizontal η asociada a la resistencia, de muros de mampostería ensayados en el CENAPRED

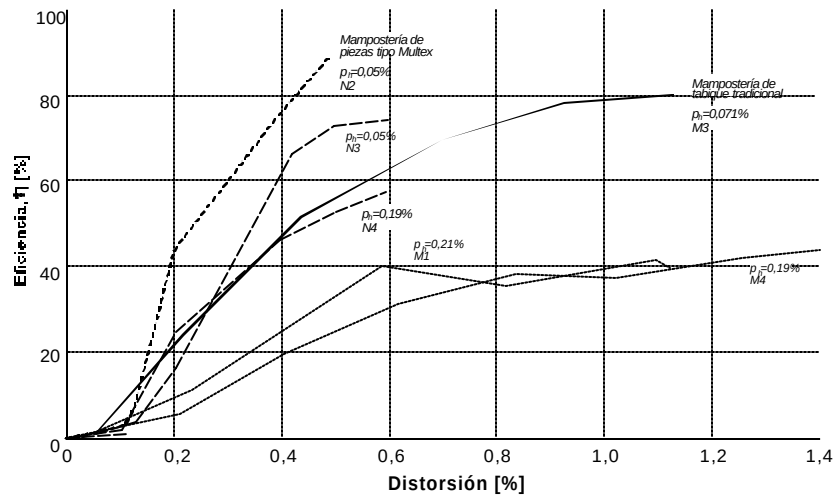


Figura 5.7 - Envoltentes de la eficiencia del refuerzo horizontal

5.2.3 Estimación de la resistencia a carga lateral

Para estimar la resistencia a carga lateral, en este trabajo se adopta un criterio análogo al utilizado para calcular la resistencia a cortante en elementos de concreto reforzado. Así, se superpone la resistencia de la mampostería dada por su resistencia al agrietamiento diagonal y la proporcionada por el refuerzo horizontal. Se tiene entonces

$$V_R = V_m + V_s \quad (5.5)$$

donde V_R es la fuerza cortante resistente (nominal);
 V_m es la contribución de la mampostería a la resistencia; y
 V_s es la contribución del refuerzo horizontal a la resistencia.

Este método de cálculo ha demostrado conducir a estimaciones aceptables de la resistencia de los modelos ensayados en el CENAPRED.

Para evaluar la contribución de la mampostería a la resistencia ante carga lateral (V_m) se utiliza la ecuación de las NTCM (ec. 2.2). La contribución del refuerzo horizontal (V_s) puede ser evaluada con la ecuación 4.2. Se considera el factor de eficiencia con su valor al momento de ocurrir el cortante máximo resistente del respectivo modelo (ver tabla 5.2). En este estudio los valores de eficiencia están comprendidos entre 0,59 y 0,77.

Al sustituir las ecs. 2.2 y 5.2 en la ec. 5.5 se obtiene la expresión siguiente, que permite estimar la resistencia a carga lateral de muros de mampostería reforzados horizontalmente

$$V_u = F_R \left[(0,5v^* A_T + 0,3P) + \eta p_h f_y A_T \right] \quad (5.6)$$

donde V_u es la fuerza cortante resistente de diseño del muro de mampostería;
 v^* es el esfuerzo cortante medio de diseño, muretes;
 A_T es el área de la sección transversal del muro;
 P es la carga vertical que actúa sobre el muro;
 η es la eficiencia del refuerzo horizontal;
 p_h es la cuantía de refuerzo horizontal, definido por la ec. 2.1 de este documento; y
 f_y es el esfuerzo de fluencia promedio del refuerzo horizontal.

De acuerdo con la ec. 5.6, la resistencia de muros de mampostería ante cargas laterales depende de la resistencia a tensión diagonal de las piezas, del área efectiva para resistir la fuerza cortante, de la carga vertical aplicada, así como de la cuantía y tipo de refuerzo horizontal. Por otro lado, el comportamiento pos-agrietamiento de los muros de mampostería depende del refuerzo horizontal y de la resistencia de los elementos confinantes (contribución del concreto, de los estribos y de la acción de dovela del refuerzo longitudinal de los castillos). Estos últimos están incluidos en los valores del factor de eficiencia η .

En la fig. 5.8 se presentan las envolventes de respuesta de los tres modelos reforzados horizontalmente. En esta figura se han incluido líneas horizontales que muestran la estimación de la resistencia de acuerdo con la ec. 5.6. Para el cálculo de la resistencia se han empleado las propiedades de los materiales determinadas mediante pruebas de laboratorio, las dimensiones reales de los modelos, la carga vertical promedio durante los ensayos y un factor de reducción unitario. De la observación de dicha figura es posible concluir que la ec. 5.6 proporciona una estimación razonable de la capacidad a carga lateral de muros de mampostería de piezas tipo Multex utilizando el valor de η propuesto en 4.2.2.

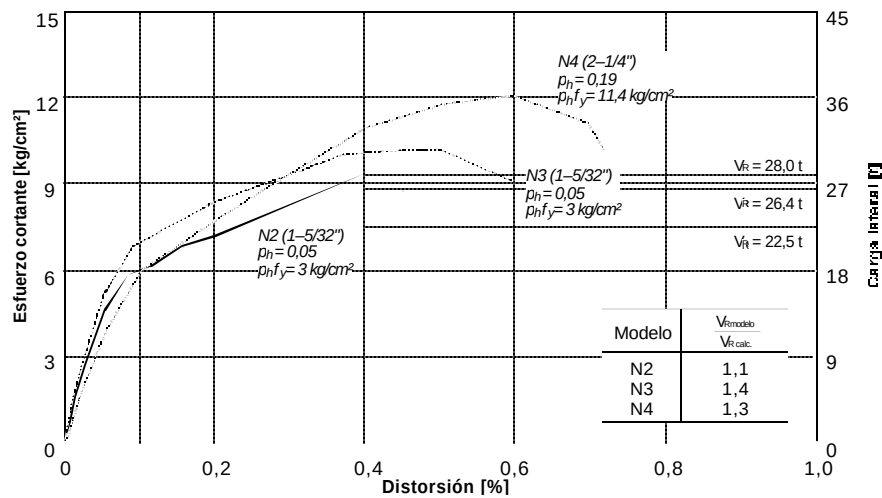


Figura 5.8 - Estimación de la resistencia de los especímenes con refuerzo horizontal

De acuerdo con las NTCM, si los muros de mampostería confinada están reforzados horizontalmente con una cuantía igual o superior a la mínima establecida, se puede incrementar la resistencia a carga horizontal en un 25 por ciento. Esto significa que la suma de las contribuciones de la mampostería y el acero horizontal a la resistencia sea igual a 1,25 veces la contribución de la mampostería exclusivamente. Dicho de otra manera, el cociente $(v_m + v_s)/v_m$ es igual a 1,25.

El enfoque de las NTCM adolece al no considerar incrementos en resistencia dependiendo de cuantías de refuerzo diferentes a las mínimas. Además, establece que la contribución del acero horizontal a la resistencia es función exclusivamente de la cuantía, cuando estudiando a la ec. 5.6 es claro que también depende del esfuerzo nominal de fluencia y de la eficiencia (aunque este factor, a su vez, depende del producto $p_h f_y$).

En la fig. 5.9 se presenta el cociente $(v_m + v_s)/v_m$ en función del producto $p_h f_y$ para diferentes niveles de esfuerzo axial σ y distintas resistencias de diseño a compresión diagonal v^* . Las curvas corresponden a muros fabricados con tabiques de barro recocido y a muros de tabique multiperforado como los ensayados en este estudio. Para el cálculo del numerador del cociente se empleó la ec. 5.6; para el factor de eficiencia η se usó la relación $\eta - p_h f_y$ de la fig. 5.6 para los diferentes tipos de tabique.

Con línea horizontal se ha señalado el factor de incremento que consideran las NTCM (igual a 1,25). En las curvas se han colocado marcadores correspondientes a las cuantías mínimas según las NTCM considerando acero Grado 60.

De la figura es claro que mientras menor sea v^* , mayor es el cociente $(v_m + v_s)/v_m$. Es decir, mientras menor sea la resistencia a compresión diagonal de la mampostería, más significativo es el uso del refuerzo horizontal para incrementar la resistencia.

Para una resistencia a compresión diagonal dada, es decir v^* constante, el cociente $(v_m + v_s)/v_m$ tiene tres regiones. En la primera, para bajos $p_h f_y$, el cociente $(v_m + v_s)/v_m$ aumenta. En la segunda región de la gráfica, el cociente permanece casi constante (para tabiques multiperforados) o disminuye (para tabiques de barro recocido). Esta etapa corresponde con la disminución del factor de eficiencia de la fig. 5.6. La tercera región se caracteriza por un nuevo incremento del cociente $(v_m + v_s)/v_m$ asociado a una eficiencia constante para $p_h f_y$ altos.

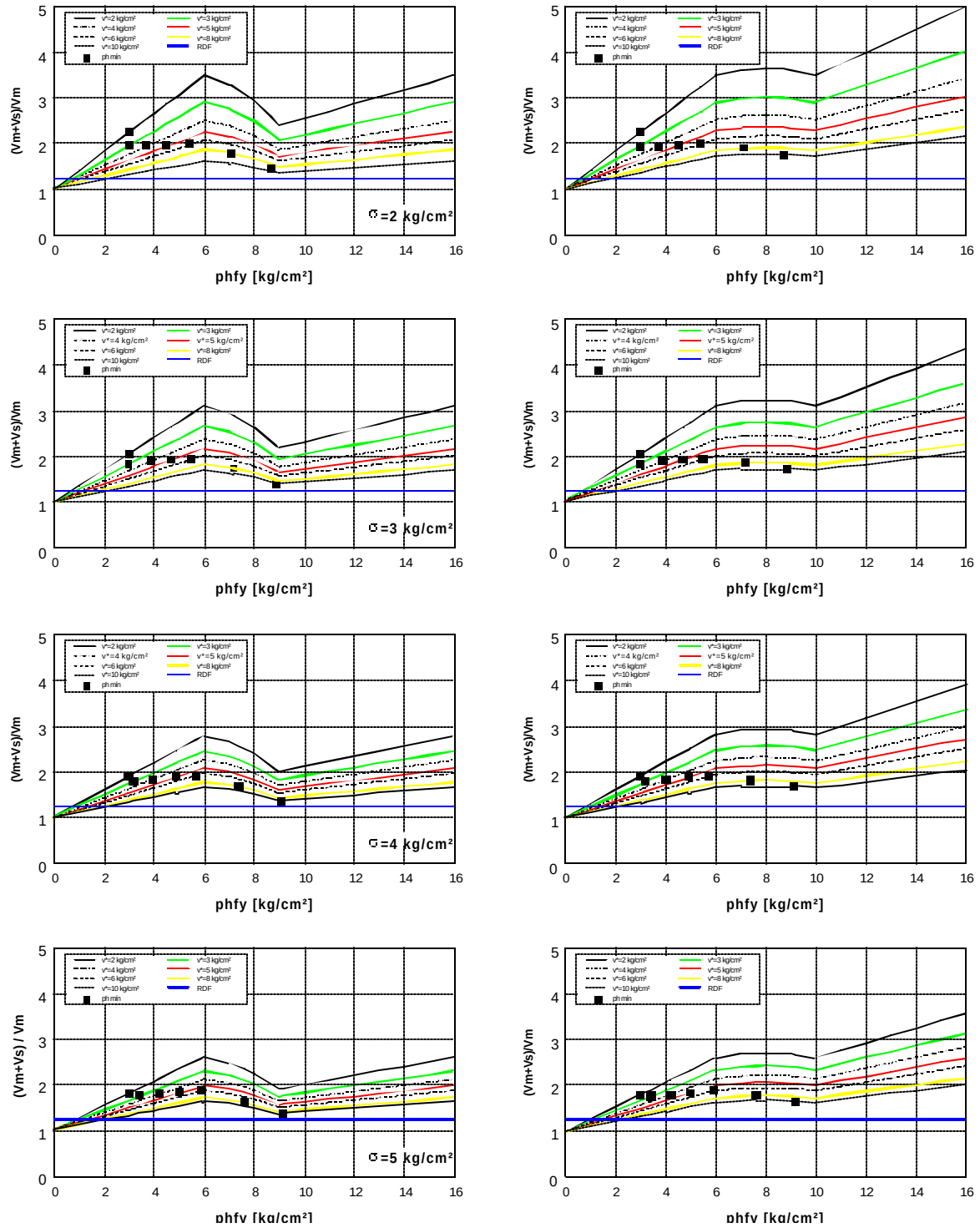
Para tabiques multiperforados, se observa que el cociente alcanza su máximo para valores de $p_h f_y$, cercanos a 6 kg/cm^2 ($0,59 \text{ MPa}$). A partir de este valor, su crecimiento es ligero. Es decir, altos valores de $p_h f_y$, asociados a elevadas cuantías de refuerzo, no conducen a cocientes $(v_m + v_s)/v_m$ altos. Una conclusión similar se puede desarrollar para los muros hechos con tabiques de barro recocido de tipo artesanal. En efecto, para valores moderados y altos del producto $p_h f_y$, el cociente $(v_m + v_s)/v_m$ decrece rápidamente o crece lentamente.

Si para fines de discusión se considera un valor $p_h f_y = 6 \text{ kg/cm}^2$ ($0,59 \text{ MPa}$) como máximo, es claro que el cociente $(v_m + v_s)/v_m$ es superior, y en ocasiones varias veces, al factor 1,25 (línea horizontal) de las NTCM para cualquier nivel de carga axial y resistencia de diseño a compresión diagonal.

Con base en esto, se puede afirmar que el enfoque de las NTCM no refleja adecuadamente el incremento en resistencia que se puede obtener con la colocación de refuerzo horizontal con cuantías superiores o iguales a la mínima.

Observando la gráfica, es claro que conforme aumenta v^* mayor es la cuantía mínima, tal y como lo establecen las NTCM. Sin embargo, para valores de v^* superiores de 4 kg/cm^2 ($0,39 \text{ MPa}$), las cuantías *mínimas* son demasiado elevadas. El muro N2 fue reforzado con una cuantía de 0,0005, que fue 3,2 veces menor que la que se debió haber colocado según las NTCM debido a su alta resistencia a compresión diagonal. Sin embargo, su comportamiento se caracterizó por un incremento de resistencia, mayor capacidad de disipación de energía y mejor deformabilidad que el muro N1 sin refuerzo horizontal. Este mejor desempeño es consistente con el nivel esperado en las NTCM. Aunque estos son datos muy limitados, parece que la expresión en la sección 4.3.2 de las NTCM para calcular la cuantía mínima es excesivamente conservadora para valores de v^* superiores a 3 kg/cm^2 .

Es oportuno indicar que el enfoque que se ha presentado en este informe y que se ha desarrollado a partir de otros estudios (Aguilar, 1997) reconoce la reserva de capacidad (resistencia y deformabilidad) que poseen los muros de mampostería después del agrietamiento inclinado. Así, se usa más eficientemente la resistencia del muro (mampostería más acero horizontal), mejorando además la capacidad dúctil de la estructura. Este criterio, apegado a consideraciones de mecánica estructural, conduce a criterios más claros y precisos para evaluar la resistencia de muros de mampostería reforzados horizontalmente.



Muros de tabique tradicional

Muros de tabique extruido

Figura 5.9 - Cociente $(v_m + v_s) / v_m$ contra $p_h f_y$

5.3 RIGIDEZ

En esta sección se comparan la rigidez elástica, la de ciclo y la equivalente de los muros con los valores registrados experimentalmente. Esta comparación condujo a la obtención de algunas conclusiones que también se resumen en esta sección.

En general, la rigidez es un parámetro que depende de las propiedades geométricas de los elementos que integran la estructura así como de las propiedades mecánicas de los materiales con que se ha construido. Comúnmente, la rigidez inicial de los muros de mampostería confinada se calcula a través de un análisis elástico.

5.3.1 Rigidez elástica

La rigidez elástica de los modelos se obtuvo mediante la aplicación de las expresiones de la teoría de la elasticidad. Como el ensaye de los muros se llevó a cabo sometiendo a un sistema de carga en voladizo, la rigidez elástica se pudo calcular mediante la expresión siguiente, que involucra tanto el componente de flexión como el de corte

$$k_{teórica} = \left[\frac{h^3}{3EI} + \frac{h}{AG} \right]^{-1} \quad (5.7)$$

donde $k_{teórica}$ es la rigidez elástica teórica;
 h es la altura del espécimen;
 E es el módulo de elasticidad del material que constituye al espécimen;
 I es el momento de inercia con respecto al eje centroidal de la sección transversal en la dirección de la deformación;
 A es el área de cortante; y
 G es el módulo de rigidez al corte.

Como la rigidez de los muros depende tanto de las propiedades de los castillos como de las del panel de mampostería, el momento de inercia I , y el área de cortante A , que se incluyen en la ec. 5.7 se determinaron a partir de la consideración de una sección equivalente de concreto obtenida mediante el concepto de sección transformada.

Las siguientes expresiones permitieron la determinación de dichos parámetros

$$I = \frac{t}{12n_E} \left[l^3 + 2b(n_E - 1)(3l^2 + 4b^2 - 6bl) \right] ; \quad A = \frac{t}{n_G} [l + 2b(n_G - 1)] \quad (5.8)$$

donde t es el espesor del muro, considerado igual al ancho de los castillos;
 l es la longitud total del muro;
 b es la longitud (peralte) de los castillos; y
 n_E, n_G son las relaciones modulares consideradas en la transformación de la sección, definidas por

$$n_E = \frac{E_c}{E_m} \quad n_G = \frac{G_c}{G_m}$$

donde los subíndices c y m corresponden a concreto y mampostería, respectivamente.

Sustituyendo las expresiones de la ec. 5.8 en la ec. 5.7 y considerando un factor de forma, Ω unitario en el cálculo del área de cortante, se puede determinar la rigidez elástica de los muros mediante la expresión siguiente

$$k = \left[\frac{h^3}{\frac{E_c t}{4n_E} [l^3 + 2b(n_E - 1)(3l^2 + 4b^2 - 6bl)]} + \frac{h}{\frac{G_c t}{n_G} [l + 2b(n_G - 1)]} \right]^{-1} \quad (5.9)$$

Los valores de rigidez calculados con la ec. 5.9 se compararon con los obtenidos en el primer ciclo de carga, respectivamente para cada modelo. El concepto de rigidez de ciclo, que más adelante se explica, ha sido utilizado aquí en forma modificada para obtener la rigidez experimental en t/cm, o sea una rigidez tangencial referida a la altura utilizada para el cálculo de las distorsiones.

Tabla 5.3 - Rigidez elástica de los especímenes ensayados

Especímen	Rigidez elástica teórica, ¹ t/cm (kN/m)	Rigidez experimental, ² t/cm (kN/m) (R asociada)	$\frac{\text{Rigidez elástica teórica}}{\text{Rigidez experimental}}$
N1	143,5 (140 765)	151,0 (148 130) (0,01%)	0,95
N2	148,6 (145 760)	155,3 (152 390) (0,01%)	0,96
N3	185,4 (181 920)	199,01 (195 230) (0,01%)	0,93
N4	194,84 (198 616)	no se dispone	—

¹ Rigidez obtenida mediante la ec. 5.9, con las propiedades geométricas y mecánicas reales de los modelos

² Cociente de la rigidez obtenida del intervalo elástico lineal de las curvas envolventes de ciclos positivos entre la altura

En la tabla 5.3 se puede observar que la aplicación de las expresiones de la teoría de la elasticidad al cálculo de la rigidez elástica de los muros, conduce a una muy buena aproximación de los valores experimentales.

Estos cálculos demuestran que la rigidez inicial de los muros ensayados no dependió del tipo ni de la cuantía de refuerzo horizontal, como tampoco de la forma y disposición del refuerzo en los castillos. Este parámetro, como se puede ver al analizar la ec. 5.9, únicamente depende de las propiedades geométricas de cada modelo y de las propiedades mecánicas de los materiales con que fue construido.

5.3.2 Degradación de rigidez

Existen dos parámetros que se pueden emplear para describir la degradación de rigidez de una estructura. El primero de ellos, conocido como rigidez de ciclo, consiste en evaluar la pérdida de rigidez ante ciclos completos de carga. El segundo parámetro, la rigidez equivalente, permite conocer la evolución de la rigidez en cada semiciclo de carga; es decir, para cada cambio de dirección de la carga.

5.3.2.1 Rigidez de ciclo

Para efecto de evaluar la degradación de rigidez, se calculó la rigidez de ciclo. Esta se definió como la pendiente de la recta secante que une los picos de dos semiciclos durante un mismo ciclo; es decir

$$k_c = \frac{V^+ + |V^-|}{R^+ + |R^-|} \quad (5.10)$$

donde k_c es la rigidez de ciclo;
 V^+ es la carga lateral máxima del semiciclo positivo;
 V^- es la carga lateral máxima del semiciclo negativo;
 R^+ es la distorsión asociada a V^+ ; y
 R^- es la distorsión asociada a V^- .

La rigidez de ciclo expresa una rigidez angular en t·cm/cm.

En la fig. 5.10 se presentan las curvas de distorsión promedio de cada par de semiciclos consecutivos contra la rigidez de ciclo correspondiente a los ciclos noes de los cuatro modelos ensayados. La tendencia mostrada por los ciclos pares fue prácticamente la misma. Se observa que, independientemente del refuerzo horizontal y del detallado de los castillos, el deterioro de la rigidez de ciclo tuvo una tendencia similar para los modelos y aproximadamente parabólica. La pérdida de rigidez durante los primeros ciclos de carga, a bajas distorsiones, obedece a la aparición del primer agrietamiento horizontal por flexión en los castillos, a los primeros agrietamientos por flexión–cortante, al acomodo de las piezas de tabique y, más adelante, al agrietamiento inclinado por corte en el panel de mampostería. La mayor pérdida de rigidez se presentó durante los primeros ciclos.

La rigidez de los especímenes converge en una distorsión de 0,10 por ciento con un valor promedio de 164 t·cm/cm. Esta distorsión corresponde a la aparición del agrietamiento inclinado, en los cuatro modelos (ciclo 5).

La modalidad de los castillos en el modelo N3 (castillos colados externamente a la mampostería) elevó la rigidez inicial del muro (ver fig. 5.10). Esta ganancia en rigidez se debe al aumento de la sección del castillo y del módulo de elasticidad del concreto con que se colaron estos elementos en comparación con el conjunto tabique–mortero de los castillos ahogados de N1, N2 y N4.

Para una distorsión de 0,002 (ciclo7), se había perdido el 70 por ciento de la rigidez inicial en los cuatro muros. A partir de aquí, siguieron una tendencia lineal en la degradación de rigidez hasta llegar a la falla.

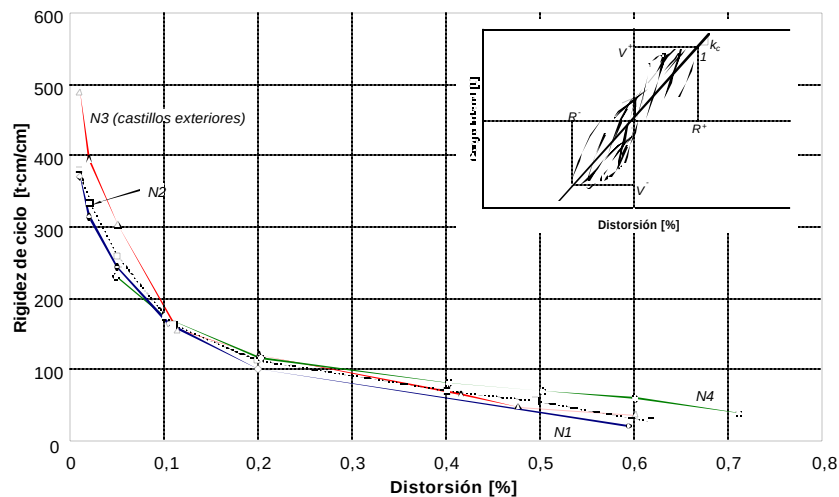


Figura 5.10 - Degradación de rigidez de ciclo de los especímenes ensayados

5.3.2.2 Rigidez equivalente

El estudio del deterioro de la rigidez de los modelos en cada semiciclo de carga se practicó a través del cálculo de la rigidez equivalente. La rigidez equivalente k_{eq} se definió como la pendiente de la recta que une el punto de máxima carga lateral y de máxima distorsión con el punto de carga lateral nula, para cada semiciclo. En la fig. 5.11 se presentan las rigideces equivalentes para los semiciclos positivos y negativos noes de los cuatro modelos ensayados y un diagrama que ilustra el cálculo de la rigidez equivalente. La variación de la degradación de rigidez equivalente de los modelos, a lo largo del ensaye, fue similar a la observada para la rigidez de ciclo.

La diferencia más notable en la rigidez equivalente, entre ciclos positivos y negativos para los modelos N1 y N2 (ver fig. 5.11), ocurre en el intervalo que comprende de 0,05 por ciento a 0,15 por ciento de distorsión. La diferencia entre estos valores de rigidez, corrobora el mayor deterioro físico sufrido por estos modelos en los semiciclos negativos de carga en este intervalo.

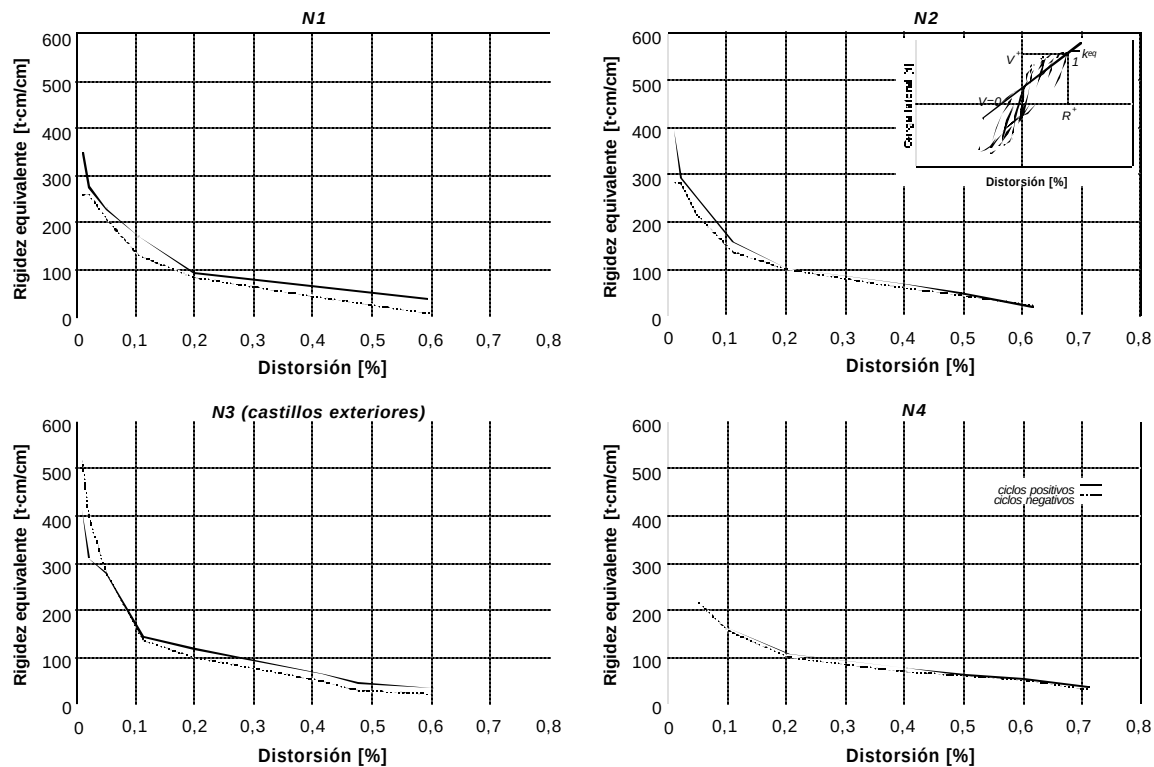


Figura 5.11 - Degradación de rigidez equivalente de los especímenes ensayados

En la fig. 5.12 se compara la rigidez equivalente promedio de ciclos positivos y negativos, y la rigidez de ciclo correspondiente a los ciclos noes. En general, la rigidez equivalente a lo largo de los ensayes fue en promedio 12 por ciento menor que la rigidez de ciclo para los cuatro modelos. En general se conserva la misma tendencia y comportamiento entre ambas curvas para cada uno de ellos.

No se observó ninguna relación directa entre la fluencia del refuerzo horizontal y la pérdida de rigidez de ciclo o de rigidez equivalente de los modelos.

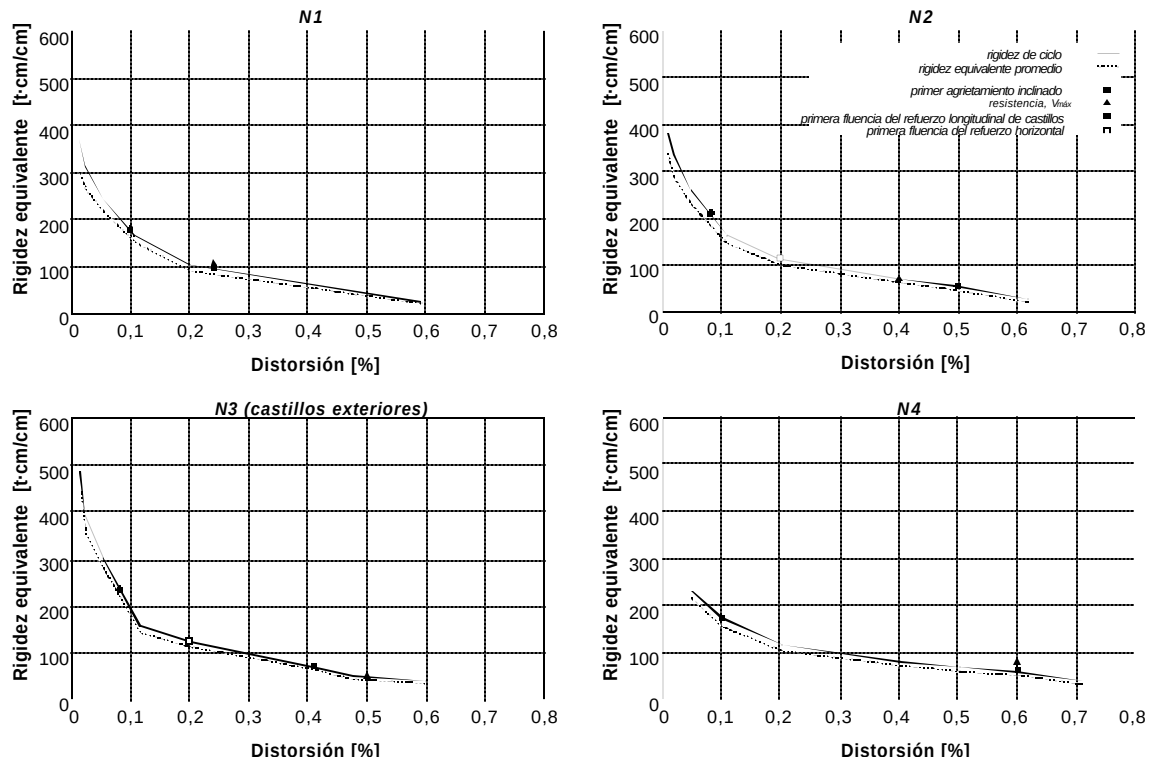


Figura 5.12 - Degradación de rigidez de ciclo y de rigidez equivalente de los especímenes ensayados

5.4 DISIPACIÓN DE ENERGÍA

El estudio de la disipación de energía a partir del concepto de energía de deformación resulta importante ya que a través de él se puede calificar la respuesta de una estructura ante cargas laterales estáticas y dinámicas. El concepto de energía de deformación se basa en el trabajo realizado por una fuerza al desplazar al cuerpo sobre el que actúa. Matemáticamente es igual al área bajo la curva carga lateral-deformación (ver fig. 5.13).

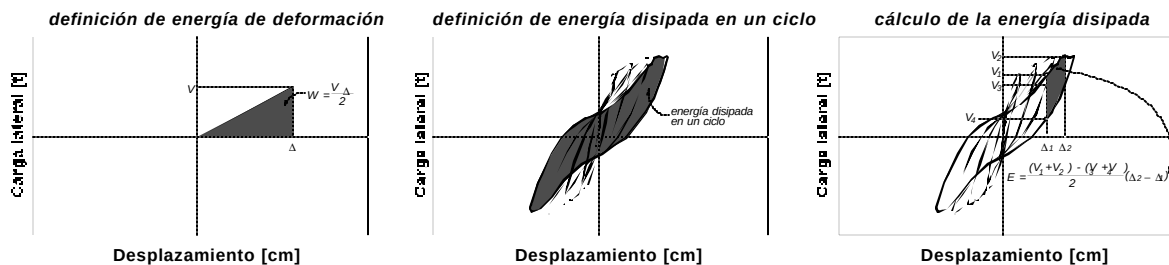


Figura 5.13 - Definición y cálculo de la energía de deformación y de la energía disipada

5.4.1 Energía disipada

La energía disipada por una estructura se puede obtener a partir de su curva histerética carga lateral-deformación, como el área cuyo perímetro está definido por los lazos histeréticos. La disipación de energía en la forma anterior, conocida como amortiguamiento histerético, generalmente crece al aumentar el desplazamiento lateral de la estructura, ya que el límite elástico del comportamiento de los materiales es superado y se presentan deformaciones permanentes asociadas al agrietamiento, así como plastificación de las piezas y de los elementos confinantes. En la fig. 5.13 se presentan tres esquemas que ilustran tanto los conceptos como la forma de calcular la energía de deformación y la energía disipada.

La energía disipada por los muros se acumuló ciclo a ciclo mediante la suma de las áreas encerradas por los lazos histeréticos de la curva carga lateral-deformación como se ilustra en el tercer diagrama de la fig. 5.13. En la fig. 5.14 se presenta la energía disipada por los cuatro muros ensayados en función de la distorsión. Para construir la gráfica, la energía disipada se acumuló entre ciclos impares consecutivos.

A partir del primer agrietamiento inclinado ($R=0,1\%$ en promedio), la disipación de energía mostró una tendencia de incremento parabólica para N1, N2 y N3, mientras que la disipación de energía en N1 creció casi linealmente.

En general, la disipación de energía en los modelos se asoció directamente con la existencia de agrietamiento, con la fricción desarrollada a lo largo de las grietas, con el deslizamiento relativo de los bloques del panel de mampostería, con la plastificación del refuerzo horizontal y de los castillos, y en general, con el registro de deformaciones permanentes en los materiales que incursionaron en el rango inelástico de su comportamiento.

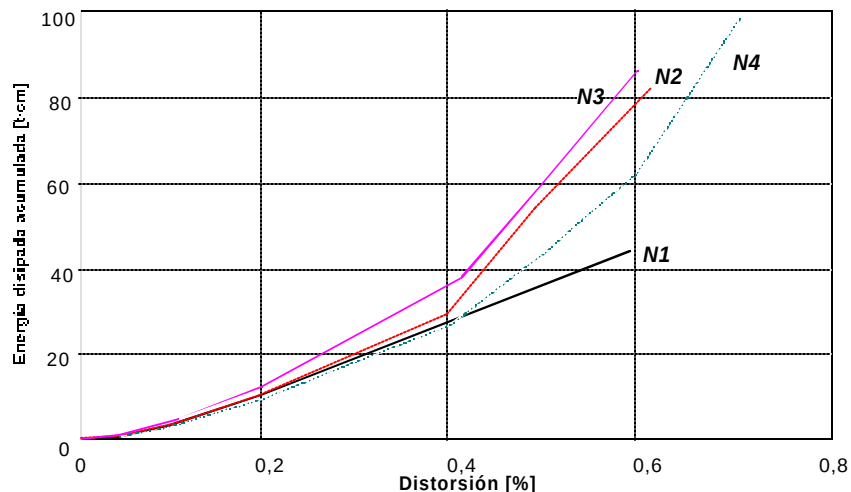


Figura 5.14 - Disipación de energía de los especímenes ensayados

De la fig. 5.14 destaca el comportamiento que mostró el modelo N3 (castillos exteriores y refuerzo horizontal con cuantía mínima) posterior a los primeros agrietamientos inclinados; a una distorsión de 0,6 por ciento había disipado ya, casi dos veces la energía correspondiente al modelo de control para esa distorsión y una tercera parte más que N4 (modelo con mayor refuerzo horizontal). Otra observación importante se obtiene al comparar la energía disipada entre los modelos N2 y N3 (ambos con el mismo refuerzo horizontal $p_h=0,05\%$);

los dos muestran la misma tendencia durante toda la prueba, pero al final ($R=0,6\%$ en promedio) la energía disipada acumulada por N3 es 5 por ciento mayor que en N2. Puesto que en N2 se presentaron mayor número de secciones con plastificación en el refuerzo horizontal, y por lo tanto mayor disipación de energía por este concepto, se puede inferir que el efecto confinante de los castillos colados externamente contribuyó al mayor nivel de energía disipada. Este punto se puede apoyar, también, si se toma en cuenta que el deterioro físico fue mayor en N2, además de haber presentando fluencia en el refuerzo longitudinal de los castillos ligeramente mayor número de veces que N3.

5.4.2 Componentes de la energía disipada

De la misma manera que se hizo con la distorsión al inicio del capítulo (ver sección 3.2.3), se puede suponer que la energía disipada por una estructura se descompone en energía debida a deformaciones por corte y en energía debida a deformaciones por flexión.

De acuerdo con lo anterior, se puede escribir

$$E = E_F + E_C + E_{CR} \quad (5.11)$$

donde E es la energía total disipada por la estructura;
 E_F es la energía disipada por deformaciones de flexión;
 E_C es la energía disipada por deformaciones de corte; y
 E_{CR} es la energía disipada por desplazamiento como cuerpo rígido.

En la ec. 5.11, la energía total disipada se calcula a partir del tercer esquema de la fig. 5.13 mientras que la energía por corte se calcula de la misma manera pero a partir de la curva carga lateral–deformación lateral por corte. La deformación lateral por corte del panel de mampostería D_C se obtuvo a partir de la deformación angular γ calculada por resistencia de materiales (ver sección 3.2.3.1), y despejando de la expresión incluida en la fig. 3.3. Finalmente, la energía por flexión se calcula como la diferencia de la energía total y la asociada a la suma de las deformaciones por corte y por deslizamiento

$$E_F = E - (E_C + E_{CR}) \quad (5.11a)$$

Particularmente, las contribuciones de la energía por deformaciones de corte y de la energía por deformaciones de flexión a la disipación total de energía de los muros se obtuvieron considerando la relación

$$\frac{E_F}{E} + \frac{E_C}{E} + \frac{E_{CR}}{E} = 1 \quad (5.12)$$

De acuerdo con la expresión anterior, cuando uno de los cocientes se acerca a la unidad, el otro tiende a cero; es decir, cuando un tipo de deformaciones domina el comportamiento de la estructura, la energía asociada contribuye en mayor proporción a la disipación total de energía.

En la fig. 5.15 se presenta la contribución de la energía por flexión y de la energía por corte a la disipación total de energía, para los ciclos impares de los modelos ensayados. La región ubicada por debajo de las curvas corresponde a la disipación de energía por deformaciones de corte, mientras que la región que queda por encima de las curvas corresponde a la energía asociada con deformaciones de flexión.

Durante los primeros ciclos de los ensayos, hasta una distorsión de 0,05 por ciento (etapa elástica), se registró una mayor participación de la flexión en la disipación de energía, que se asoció con la aparición y extensión del agrietamiento por flexión en los castillos y flexión–cortante en la parte inferior de los muros. Desde el momento en que aparecen los primeros agrietamientos inclinados ($R=0,1$ por ciento en promedio), las

deformaciones por corte contribuyen en mayor grado a la disipación de energía; tan es así que, con excepción de N1, la energía disipada calculada para las deformaciones por corte se dispara, sobrepasando la energía disipada total calculada a partir de la curva histerética. Esta sobre-estimación se atribuye a la pérdida de continuidad en el panel de mampostería y el daño local en apoyos de los sistemas de medición, que sobrevalúan la deformación angular y por lo tanto la energía disipada por este concepto; cuando esto ocurrió, se consideró que la energía disipada fue 100 por ciento a través de las deformaciones por corte. Solo para los modelos N1 y N2, la energía disipada por flexión al final del ensayo vuelve a participar con un 10 y 4 por ciento, respectivamente, a la disipación energética total $E_c + E_F + E_{CR}$. Dicha situación obedece a la fluencia presentada en el refuerzo longitudinal de los castillos en ambos muros, para los picos de carga del último ciclo.

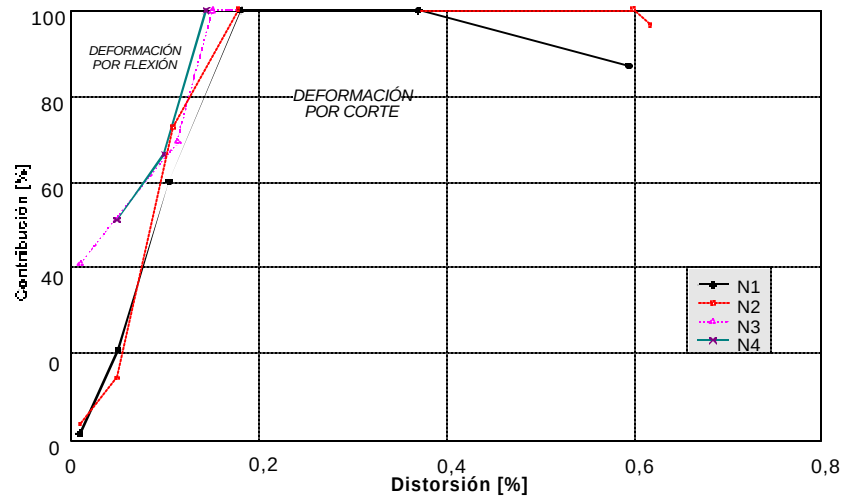


Figura 5.15 - Componentes de la energía disipada por los especímenes ensayados

En general, se puede suponer que la contribución de las deformaciones por flexión fue despreciable y la disipación de energía estuvo dominada por las deformaciones de corte.

5.4.3 Amortiguamiento viscoso equivalente

El amortiguamiento viscoso x es, en forma simplista, responsable de la reducción de los desplazamientos laterales de las estructuras, y cuyo comportamiento depende linealmente de la velocidad de aplicación de las cargas. El amortiguamiento viscoso no existe propiamente en ninguna estructura, se emplea únicamente como una simplificación para estudiar el fenómeno de disipación de energía.

Una manera simplificada de hacer el análisis dinámico de sistemas inelásticos, consiste en emplear el concepto del amortiguamiento viscoso equivalente. Así, la estructura inelástica que disipa energía histerética se puede reemplazar por una estructura elástica que alcanza el mismo nivel de deformación y que cuenta con un amortiguador viscoso equivalente que disipa la misma cantidad de energía que la estructura original.

El amortiguamiento viscoso equivalente x_{eq} se calculó a partir del cociente de energías disipadas en el sistema original y en el sistema equivalente. Para cada semiciclo se tiene

$$x_{eq} = \frac{1}{2p} \frac{\sum_{inicio}^{m\acute{a}x} \frac{(V_1 + V_2) - (V_3 + V_4)}{2} (\Delta_2 - \Delta_1)}{\frac{1}{2} (V_{m\acute{a}x} \cdot \Delta_{m\acute{a}x})} \quad (5.13)$$

donde x_{eq} es el amortiguamiento viscoso equivalente para un semiciclo en particular;
 V_1, V_2, V_3 y V_4 son las cargas laterales correspondientes a los desplazamientos Δ_1 y Δ_2 (ver fig. 5.12);
 $V_{m\acute{a}x}$ es la carga lateral máxima del semiciclo (pico de carga); y
 $\Delta_{m\acute{a}x}$ es el desplazamiento máximo del semiciclo (pico de desplazamiento).

Sin embargo, si se emplea el esquema de la fig. 5.16, la ec. 5.13 se puede replantear en una forma más simple

$$x_{eq} = \frac{1}{2p} \frac{\text{área } ABCA}{\text{área } OBB' O} \quad (5.14)$$

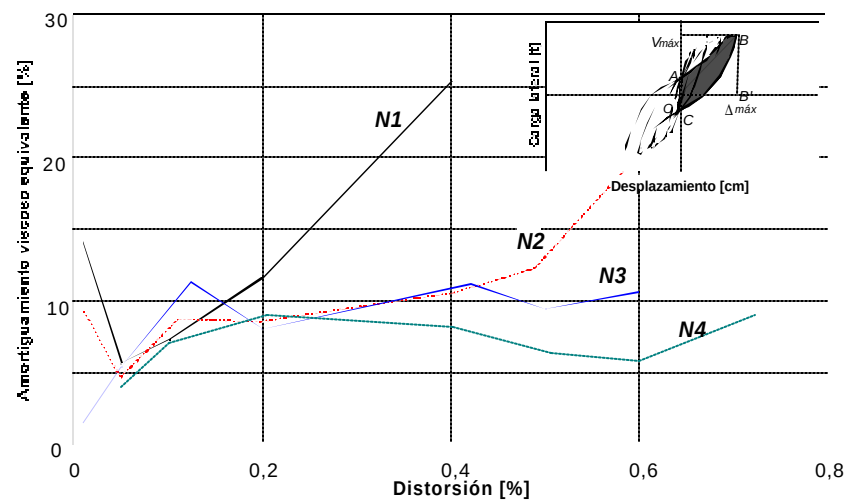
En la fig. 5.16, se presenta el amortiguamiento viscoso equivalente exhibido en los semiciclos positivos y negativos, para los ciclos impares de los cuatro modelos ensayados. Se incluye un esquema que explica la aplicación de la ec. 5.14 para el cálculo de dicho parámetro.

Como se aprecia en la fig. 5.16, en general el amortiguamiento viscoso equivalente fue más o menos estable para los cuatro modelos. Aunque la tasa inicial de crecimiento varió de muro en muro, se observó cierta uniformidad en el amortiguamiento (10 por ciento en promedio) al llegar a una distorsión de 0,20 por ciento (agrietamiento diagonal en N1, N2 y N3) simultáneamente para ciclos positivos y negativos. Posterior a esta distorsión, el incremento más notable en el amortiguamiento es presentado por los modelos N1 y N2 donde, para ciclos positivos, alcanza valores de 25 por ciento y 21 por ciento, respectivamente, al final de la prueba.

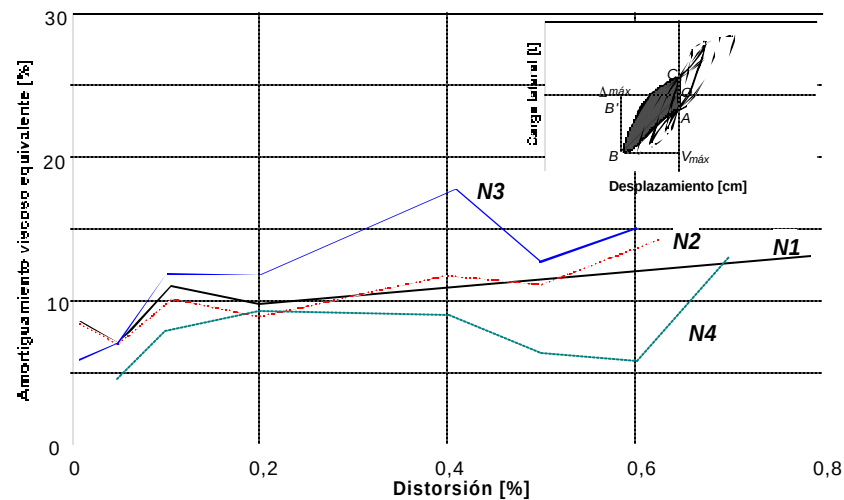
Los modelos reforzados horizontalmente mostraron una tendencia que no permitió establecer una correlación directa entre el amortiguamiento viscoso equivalente y el porcentaje de acero suministrado. Contrariamente a lo que se podría esperar, el modelo N4, con mayor cuantía de refuerzo ($p_h=0,19\%$), mostró los valores más bajos de amortiguamiento que cualquiera de los otros modelos, incluyendo al de control que carecía de refuerzo, observándose este comportamiento, incluso, en repeticiones de ciclos a la misma distorsión (no mostrado). De los modelos reforzados con cuantía mínima, N2 y N3, se puede distinguir que ambos siguieron una tendencia similar, destacando los mayores valores de amortiguamiento en N3 para ciclos negativos, que superan 25 por ciento en promedio a los registrados por N2; esta observación es congruente con la mayor disipación de energía mostrada por N3 durante toda la prueba (ver fig. 5.15).

El modelo de control N1 mostró un incremento permanente con la distorsión. Este incremento fue más notable al final de la prueba para ciclos positivos, y de igual modo que N2, se debió al desplazamiento del bloque triangular superior que provocó un gran aumento de la energía disipada en ese instante, elevando por lo tanto el amortiguamiento.

En general el amortiguamiento viscoso equivalente observado en los muros fue siempre mayor al 5 por ciento, inclusive para las repeticiones de ciclos a la misma distorsión. Este valor es superior al amortiguamiento viscoso equivalente de 5 por ciento utilizado de manera general en el análisis de estructuras.



a) ciclos impares positivos



b) ciclos impares negativos

Figura 5.16 a y b - Amortiguamiento viscoso equivalente de los especímenes ensayados

5.5 CAPACIDAD DE DEFORMACIÓN

En general, la habilidad de una estructura, de sus elementos o de los materiales que los componen, para mantener su resistencia ante cargas que les han impuesto deformaciones inelásticas, se denomina ductilidad. Cuando se espera que una estructura de mampostería sujeta a cierto evento sísmico incurra en el rango de comportamiento inelástico y, por tanto, presente cierto nivel de daño, se debe garantizar que los muros que la componen acepten desplazamientos laterales sólo con una degradación gradual de su capacidad resistente ante cargas laterales.

La capacidad de deformación m se puede calcular como el cociente de cualquier deformación Δ , mayor al límite elástico, entre la deformación de fluencia teórica especificada (o bien, medida) Δ_y , como sigue

$$m = \frac{\Delta}{\Delta_y} \quad (5.15)$$

Debido al comportamiento de los muros, que es distinto del elastoplástico, la capacidad de deformación se calculó como el cociente entre la distorsión asociada al 85 por ciento de la resistencia de los muros y la asociada a la fluencia. Lo anterior equivale a suponer que cuando se presenta un descenso de más del 15 por ciento de la carga lateral máxima resistida, los muros han alcanzado la deformación última o de falla. Este criterio obedece a que el incremento en la capacidad de deformación resulta poco relevante si no se mantiene la resistencia en forma razonable.

Con objeto de comparar la capacidad de deformación de los modelos ensayados, se utilizó el criterio de Park, que se basa en la determinación de una rigidez inicial secante al 75 por ciento de la carga última. La carga última se definió, a su vez, como la asociada al 15 por ciento de degradación de resistencia. En la fig. 5.17 se presenta un esquema que ilustra el procedimiento de cálculo de la capacidad de deformación de los especímenes. Los valores de capacidad de deformación obtenidos mediante la aplicación del criterio anterior a las envolventes de respuesta carga lateral-distorsión de los ciclos positivos (ver fig. 5.1) se presentan en la tabla 5.4.

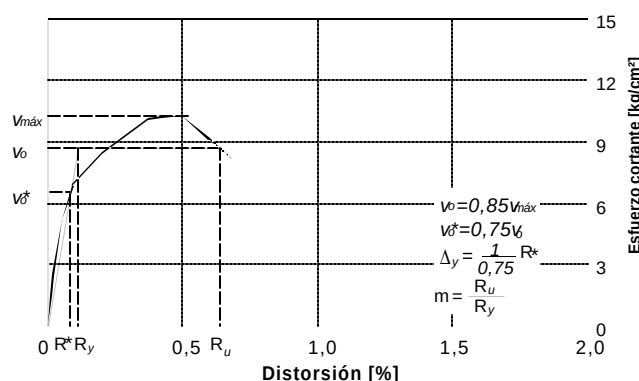


Figura 5.17 - Criterio para el cálculo de la capacidad de deformación

Con fines comparativos, se presentan las envolventes (fig. 5.18) y los valores de capacidad de deformación (tabla 5.4) obtenidos del ensaye de tres muros construidos con tabique tradicional de barro rojo recocido (Aguilar, 1997) y de uno más construido con tabique hueco de barro comprimido con dos huecos circulares (Meli y Salgado, 1969).

En la tabla 5.4 se puede observar que la capacidad de deformación de los muros ensayados en esta serie varió entre 2,9 y 5,7 según el tipo de castillo utilizado. La menor capacidad de deformación correspondió al modelo N4, con el mayor producto $p_h f_y$; es decir, con el refuerzo horizontal con mayor capacidad de resistir cargas laterales. La mayor capacidad de deformación fue exhibida por el modelo con castillos exteriores.

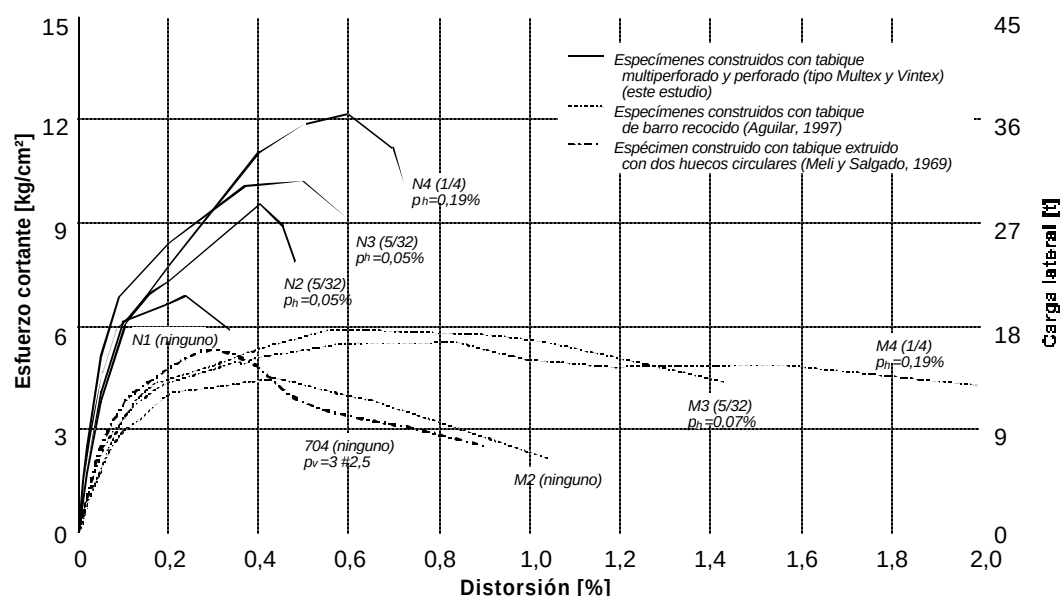


Figura 5.18 - Envolventes de respuesta de especímenes construidos con distintos tipos de piezas
(10,20 kg/cm² = 1 MPa)

Tabla 5.4 - Comparación de la ductilidad de los especímenes ensayados

Especímen (p_h)	Tipo de tabique	$v_{m\acute{a}x}$ kg/cm ² (MPa)	R^* %	R_y %	Capacidad de deformación m	Factor de comportamiento sísmico, Q³
704¹ (ninguno)	extruido (dos huecos circulares)	5,3 (0,52)	0,09	0,12	3,5	1,5
M2² (ninguno)	recocido (artesanal)	4,6 (0,45)	0,09	0,66	5,3	2,0
M3² (0,071%)	recocido (artesanal)	5,9 (0,58)	0,12	1,22	7,6	2,0
M4² (0,190%)	recocido (artesanal)	5,4 (0,53)	0,11	1,66	10,9	2,0
N1 (ninguno)	extruido (multiperforado)	6,9 (0,68)	0,06	0,08	3,4	— ⁴
N2 (0,05%)	extruido (multiperforado)	9,5 (0,93)	0,11	0,14	3,8	— ⁴
N3 (0,05%)	extruido (multiperforado)	10,2 (1,00)	0,08	0,11	5,7	— ⁴
N4 (0,190%)	extruido (multiperforado)	12,2 (1,20)	0,20	0,27	2,9	— ⁴

¹ Especímen 704 ensayado por Meli y Salgado (1969)

² Especímenes ensayados por Aguilar (1997)

³ Factores de comportamiento sísmico Q empleados en el diseño según DDF (1993c)

⁴ Las NTCM no consideran un factor Q para muros de ladrillos multiperforados

De acuerdo con la tabla 5.4, la capacidad de deformación de los modelos de este estudio dependió del tipo de castillo y de la cuantía de refuerzo horizontal p_h . La capacidad de deformación del modelo N2 ($p_h f_y$ de 3,0 kg/cm² o 0,29 MPa) fue ligeramente superior (12%) a la del modelo de control sin refuerzo horizontal.

El modelo N3, que contó con la cuantía mínima de refuerzo horizontal y castillos exteriores, tuvo la mayor capacidad de deformación, 150 por ciento la de N2 y prácticamente el doble de la del modelo N4 reforzado con cuatro veces la cuantía mínima pero con castillos interiores.

El $p_h f_y$ del modelo N2 fue de 3 kg/cm² (0,29 MPa), y m de 3,8; mientras que en el modelo N4 se tuvo un producto $p_h f_y$ mayor en un 380 por ciento (11,4 kg/cm² o 1,12 MPa) y una capacidad de deformación menor 31 por ciento (m de 2,9).

Mientras que $p_h f_y$ del modelo N3 fue de 3 kg/cm² (0,29 MPa), y m de 5,7; en el modelo N4 se tuvo un producto $p_h f_y$ mayor en un 380 por ciento (11,4 kg/cm² o 1,12 MPa) y una capacidad de deformación 50,9 por ciento menor (m de 2,9). Lo anterior sugiere que la colocación de cuantías reducidas de refuerzo horizontal en muros de piezas extruidas con castillos exteriores redunda en una mejor capacidad de deformación y en un mejor aprovechamiento de dicho refuerzo.

Como se puede apreciar en la fig. 5.18 la capacidad de deformación lateral de muros confinados, con castillos y dala, se puede mantener hasta distorsiones cercanas a 0,5 por ciento (especímenes N3 y M2).

Con base en la fig. 5.18 y en la tabla 5.4, se puede concluir que para tabique multiperforado es indispensable colocar refuerzo horizontal o mejor aún, refuerzo horizontal y confinamiento exterior si se desea incrementar la capacidad de deformación. Sin embargo, la cuantía de refuerzo horizontal debe ser cercana a la mínima.

Los muros de tabique de barro tradicional exhiben una capacidad de deformación importante en el rango inelástico, aun sin estar reforzados horizontalmente (especimen M2). Los muros de ladrillo perforado y multiperforado, en cambio, tienen una mayor resistencia, pero una vez alcanzada, exhiben una degradación importante de resistencia y rigidez. En suma, el comportamiento de muros hechos con tabique multiperforado es más frágil que el de muros de tabique de barro recocido.

En la tabla 5.4 se han incluido, además, los factores de comportamiento sísmico Q empleados en el diseño según DDF(1993c).

La capacidad de deformación para este estudio es similar, en general a la obtenida para el modelo 704. Por tanto, se sugiere utilizar un factor de comportamiento sísmico $Q=1,5$ cuando la resistencia a fuerzas laterales esté suministrada en todos los entrepisos por muros del tipo de N1, N2 y N4. Es decir se debe usar $Q=1,5$ cuando el muro tenga castillos ahogados, independientemente de la cuantía de refuerzo horizontal. Se podrá utilizar $Q=2,0$ cuando se empleen muros con una cuantía de refuerzo horizontal de 0,05 por ciento como mínimo confinados con castillos exteriores (modelo N3).

Se debe siempre tener presente que usar cuantías elevadas de refuerzo horizontal conduce a que el modo de falla pueda estar controlado por el aplastamiento de la mampostería (falla por cortante-compresión).

5.6 ANÁLISIS ECONÓMICO

Con objeto de comparar el costo y resistencia de los muros ensayados, se llevó a cabo el siguiente estudio.

En la determinación del costo de construcción de los modelos se emplearon los precios de materiales vigentes en la ciudad de México al momento de la edición de este trabajo. En la tabla 5.5 se presentan los resultados obtenidos a partir del volumen de acero de refuerzo horizontal colocado. Sólo se incluyen costos de material.

El refuerzo horizontal del espécimen N4 fue, prácticamente, cuatro veces más caro que el colocado en N2 y N3, y sin embargo su resistencia fue sólo 30 por ciento mayor a la de N2.

De acuerdo con la última columna, por cada \$/m², es más eficiente la colocación de refuerzo horizontal mínimo ($p_h=0,0005$) y/o castillos exteriores para incrementar la resistencia a carga lateral.

Tabla 5.5 - Costos de construcción de los especímenes ensayados

Especimen	Cuantía	$V_{máx,t}$ kN	Cantidad de acero, kg/m ²	Costo de alambres, pesos/m ²	$\frac{V_{ai}}{V_{N2}}$	$\frac{V_{N4}-V_{ai}}{\text{Costo}}$ t/\$/m ²
N1	0	20,8 (204)	0	0	—	0
N2	0,0005	28,5 (280)	0,52	3	1,0	2,6
N3	0,0005	30,6 (300)	0,52	3	1,1	3,3
N4	0,0019	36,6 (359)	0,72	11	1,3	1,4

CAPÍTULO 6

REVISIÓN DE LA SEGURIDAD ANTE CARGAS LATERALES DE UN EDIFICIO

TIPO, CONSTRUIDO A BASE DEL SISTEMA *NOVAMURO*

6.1 INTRODUCCIÓN

En este capítulo se presenta la revisión de la seguridad sísmica realizada a un prototipo de edificio, de uso habitacional, construido utilizando el sistema *Novamuro*.

El *Novamuro* es un muro de mampostería de ladrillo extruido en el que se combinan piezas multiperforadas (tipo Multex) y piezas doble hueco (tipo Vintex), cuyo arreglo ha sido ensayado y presentado en este trabajo. La disposición de las piezas es similar a la de los modelos de prueba N1, N2 y N4. El cuerpo principal del Novamuro está formado por ladrillos Multex, confinados en los extremos con castillos ahogados colados en el interior de piezas Vintex. En el caso de un edificio, para alojar a las instalaciones, los ladrillos multiperforados son sustituidos por piezas con doble celda.

Tomando en cuenta la uniformidad en la distribución de los muros, los claros pequeños y el número de niveles típico, en edificaciones de mampostería, es factible utilizar en el diseño, el método simplificado de diseño sísmico que se señala en las NTC para Diseño por Sismo (DDF, 1987).

En este método se comparan las acciones sísmicas horizontales obtenidas con el método estático e incrementadas por un factor de carga, con la fuerza cortante resistente del nivel analizado en cada dirección. La fuerza cortante resistente de cada muro se puede calcular como el producto de un factor de reducción de resistencia, el área transversal del muro y el esfuerzo cortante resistente del material. La resistencia obtenida se puede incrementar si se toma en cuenta el aumento en resistencia que proporciona la carga vertical sobre el muro. El área transversal del muro se reduce en función de su relación de aspecto (razón entre la longitud y la altura), de modo que el área efectiva será menor para muros cortos. Esto obedece a la reducción en la rigidez al corte en muros cortos en comparación con muros largos.

Las hipótesis en las que se basa el método simplificado son:

1) Elástica: se supone que los muros se deforman por corte; el método corrige (disminuye) las rigideces al corte de muros esbeltos.

2) Plástica: la resistencia de los muros será función exclusiva del área transversal. Se supone que el esfuerzo cortante resistente es igual e independiente del tamaño del muro. Esto implica que hay una redistribución de esfuerzos, y por ende, que el sistema tiene una ductilidad de desplazamiento lateral suficiente para alcanzar una redistribución completa. Se entiende como ductilidad de desplazamiento lateral al cociente entre el desplazamiento último del sistema y el de fluencia. Se considera que una estructura es dúctil si se tiene la capacidad de deformarse más allá de su intervalo elástico manteniendo su resistencia.

El edificio estudiado fue el prototipo S-III de cinco niveles. Todos los muros del edificio son del tipo *Novamuro*. La planta tipo se muestra en la fig. 6.1; en ella se puede distinguir la ubicación de los muros, castillos y ventanas. En algunos casos, las dimensiones de los muros se aproximaron por la escala del dibujo, estando los más, debidamente acotados.

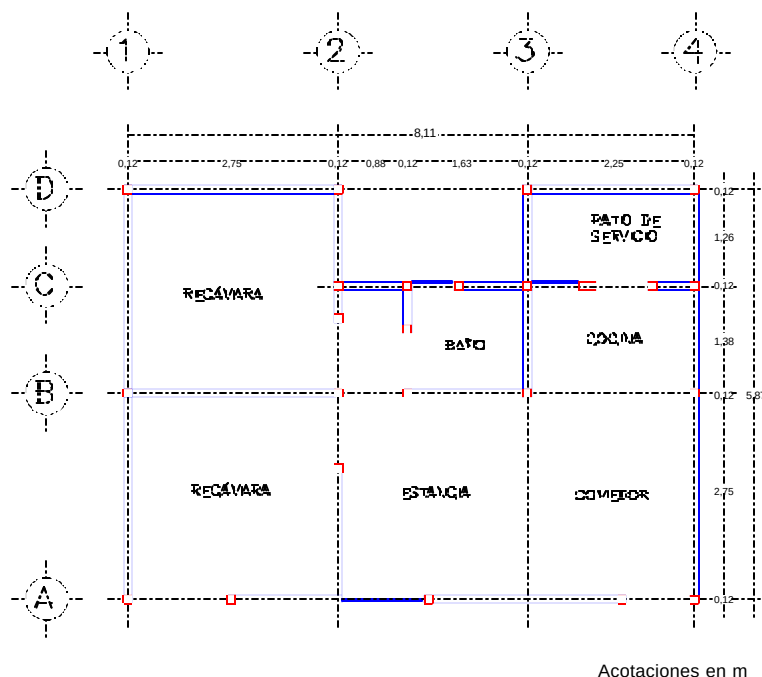


Fig. 6.1 - Planta tipo del prototipo S-III

El análisis sísmico se realizó con base en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del RCDF (1993c). La revisión se hizo para las tres zonas en que el reglamento divide al D.F. y que básicamente tienen que ver con el comportamiento sísmico del terreno que comprenden. Este análisis se elaboró utilizando el *método simplificado* y el *método estático*. Adicionalmente, se realizó una evaluación con el espectro de aceleraciones que propone CFE, para las zonas C y D (Comisión Federal de Electricidad, 1993).

6.2 ANÁLISIS DE CARGAS

Las consideraciones que se hicieron en la revisión son las siguientes:

1. Los muros tipo Novamuro tienen el arreglo sugerido y tienen un espesor nominal de 12 cm.
2. Las losas, tanto de entrepiso como de azotea, son macizas de concreto reforzado con un espesor nominal de 10 cm.
3. En cada nivel, el acabado de piso es loseta vinílica sin ningún mortero adicional sobre la losa de concreto. El acabado de los techos consta de una capa inferior de yeso de 1 cm de espesor.
4. La losa de azotea está impermeabilizada en su parte superior y tiene una capa de yeso en la inferior.
5. La altura libre de entrepiso es de 2,30 m. Así, la altura total de entrepiso es de 2,40 m.
6. Los semimuros (o pretiles) que quedan bajo las ventanas, no se consideran como elementos resistentes a fuerza cortante horizontal.
7. Se descontó el peso de muros por la presencia de ventanas; al mismo tiempo se estimó el peso de las ventanas.
8. La planta de azotea está rodeada por un pretil de 1 m de altura.
9. Se tiene un depósito para agua en la azotea de 1,2 t (1,2 m³).

Para el análisis de cargas se consideraron los pesos unitarios que sugiere el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (DDF, 1993d), excepto para la mampostería. En la tabla 6.1 se indica el peso unitario para cada material.

Tabla 6.1 - Pesos considerados en la evaluación de la seguridad sísmica del prototipo S-III

Concepto	Peso Unitario
Concreto reforzado	2 400 kg/m ³
Mortero de cemento-arena	2 000 kg/m ³
Tabique extruido ¹	1 600 kg/m ³
Celosía ²	530 kg/m ³
Yeso	1 300 kg/m ³
Loseta vinílica	5 kg/m ²
Impermeabilizante	5 kg/m ²

¹ Peso promedio de muretes

² colocada, en lugar de muro, para permitir ventilación por uno de los costados del patio de servicio

Con los datos expuestos se tiene entonces

LOSA DE ENTREPISO

Yeso	0,01×1300	13,0
Losa	0,10×2400	240,0
Loseta		5,0
Art. 197		20,0
		<u>CM= 280,0 kg/m²</u>

CM	280,0	280,0	280,0
CV	<u>170,0</u>	<u>90,0</u>	<u>70,0</u>
	$w_{\text{máx}} = 450,0 \text{ kg/m}^2$	$w_{\text{sismo}} = 370,0 \text{ kg/m}^2$	$w_{\text{med}} = 350,0 \text{ kg/m}^2$

LOSA DE AZOTEA

Impermeabilizante		5,0
Losa	0,10×2400	240,0
Yeso	0,01×1300	13,0
Art. 197		20,0
		<u>CM= 280,0 kg/m²</u>

CM	280,0	280,0	280,0
CV	<u>100,0</u>	<u>70,0</u>	<u>15,0</u>
	$w_{\text{máx}} = 380,0 \text{ kg/m}^2$	$w_{\text{sismo}} = 350,0 \text{ kg/m}^2$	$w_{\text{med}} = 295,0 \text{ kg/m}^2$

MUROS

a) De altura completa (muros de carga)

$$w = 0,12 \times 2,30 \times 1600 = 442 \text{ kg/m}$$

b) Con ventana

$$w_{\text{muro}} = 0,12 \times (2,30 - 1,50) \times 1600 = 154 \text{ kg/m}$$

$$w_{\text{ventana}} = 0,005 \times 1,50 \times 3000 = 22 \text{ kg/m}$$

$$w = 154 + 22 = 176 \text{ kg/m}$$

c) En pretil de azotea

$$w = 0,12 \times 1,00 \times 1600 = 192 \text{ kg/m}$$

d) Para la mitad del primer nivel

$$w = 0,12 \times (2,40/2) \times 1600 = 230 \text{ kg/m}$$

LONGITUD DE MUROS EN PLANTA

a) Longitud total incluyendo ventanas (cotas a ejes)

$$\text{Dir}_x = 1,61 + 2,95 + 2,87 + 1,81 + 4,42 + 2,93 + 2,43 = 19,02 \text{ m}$$

$$\text{Dir}_y = 5,81 \times 2 + 1,96 + 0,59 + 1,43 + 1,50 = 17,10 \text{ m}$$

$$\text{Total} = 19,02 + 17,10 = 36,12 \text{ m}$$

b) Longitud de muros con ventana

$$\text{Total} = 4,66 \text{ m}$$

c) Longitud de celosía

$$\text{Total} = 1,26 \text{ m}$$

d) Longitud de muros de carga

$$\text{Total} = 36,12 - 4,66 - 1,26 = 30,20 \text{ m}$$

e) Longitud del pretil en azotea

$$\text{Total} = 7,99(2) + 5,75(2) + 1,38(2) = 30,24 \text{ m}$$

CARGA TOTAL DE LA ESTRUCTURA PARA DISEÑO SÍSMICO

Losas de entrepiso	44,73×370×4	66 200,0
Losa de azotea	44,73×350	15 656,0
Muros de carga	30,20×442×4	53 394,0
Muros con ventana	4,66×176×4	3 281,0
Muros planta baja	30,20×230	6 946,0
Pretil en azotea	30,24×192	5 806,0
Depósito de agua		1 200,0
		<u>$W_T = 152\,483,0 \text{ kg}$</u>
		<u>$W_T = 152,5 \text{ t}$</u>

CARGA DE DISEÑO

$$W_U = 1,1 \times W_T = 1,1 \times 152,5 = \underline{167,8 \text{ t}}$$

6.3 RESISTENCIA EFECTIVA

6.3.1 Área efectiva resistente

Una estructura, bajo la ocurrencia de un sismo, se verá solicitada básicamente por dos efectos: flexión y cortante. El sistema resistente a carga lateral deberá ser diseñado para soportar la combinación de ambos tipos de esfuerzo, primeramente, para no rebasar ningún estado límite de servicio y, al mismo tiempo, para suministrar seguridad adecuada ante la aparición de todo estado límite de falla. Una estructura cuya resistencia

a carga lateral es suministrada por muros de mampostería, en general cubrirá el primer requisito, puesto que la alta rigidez es característica representativa de su comportamiento; el segundo requisito quedará satisfecho si la resistencia del muro es superior a la demanda.

En general, las estructuras de mampostería de poca altura son capaces de resistir los esfuerzos de flexión gracias a los muros ligados en sentido perpendicular a la dirección del sismo, provocando de este modo, que la sollicitación más importante en los muros sea por esfuerzos cortantes.

Bajo estas condiciones, las NTCS especifican que se verifique que en cada piso, la suma de las resistencias al corte de los muros de carga, proyectados en la dirección en que se considera la aceleración, sea cuando menos igual a la fuerza cortante total que obre en dicho piso. Para asegurar que efectivamente tengan más influencia los esfuerzos cortantes, se obliga a que las estructuras cubran las condiciones de regularidad cuando se aplique este *método simplificado de análisis*.

Cuando los muros son esbeltos, los efectos de flexión producen una reducción de la capacidad a fuerza cortante. Así, las NTCM establecen que, en estos casos, se haga una reducción en el área transversal efectiva a fuerza cortante, y que con esta área reducida, se evalúe su capacidad como si solamente actuaran esfuerzos cortantes.

Para la revisión en proceso, el área de muros resistentes a fuerza cortante se corrigió para aquellos cuya relación de aspecto L/H excedió de 1,33; como las NTCM lo establecen, su área fue afectada por el factor $k=(1,33L/H)^2$. En este caso, L es la longitud tomada a paños del muro, y H la altura de entrepiso (2,40 m). En la tabla 6.2 se presenta el proceso efectuado para dicha corrección.

6.3.2 Cortante resistente

El cortante resistente para la planta baja se obtuvo con la fórmula para muros confinados de las NTCM (ec. 2.2 en este trabajo), y que se reproduce a continuación; se ha cambiado el subíndice de la variable dependiente (cortante resistente) ya que ahora representa la resistencia de diseño

$$V_u = F_R(0,5v^*A_T+0,3P) \leq 1,5F_R v^*A_T \quad (2.2)$$

Si se supone un esfuerzo promedio en todos los muros, se puede dividir la ecuación 1.2 entre el área resistente efectiva, A_T . De este modo, se obtiene el esfuerzo cortante resistente

$$v_u = F_R(0,5v^*+0,3s) \leq 1,5F_R v^* \quad (6.1)$$

donde v_u es el esfuerzo cortante resistido por la mampostería;
 F_R es el factor reductor de resistencia, que para muros confinados vale 0,7 (sección 5.3.2 de las NTCM);
 v^* es el esfuerzo cortante resistente de diseño; y
 s es el esfuerzo medio de compresión en la planta baja, que se obtiene al dividir el peso total, no factorizado, entre el área bruta de muros de carga de la planta.

Tabla 6.2 - Corrección del área bruta por la relación de aspecto de los muros

Dirección	Muro	L _{resist} [m]	H/L	[1,33(L/H)] ²	L _{efectiva} [m]	
x (letras)	A.1	1,67	1,44	0,86	1,43	L _{resist} = 17,81m L _{efectiva} = 15,59m Área _{resist} = 1 781×12= 21 372cm ² Área _{efectiva} = 1 559×12= 18 708cm ²
	A.2	2,95	0,81	1	2,95	
	B.1	2,99	0,80	1	2,99	
	B.2	1,87	1,28	1	1,87	
	C.1	1,02	2,35	0,32	0,33	
	C.2	1,13	2,12	0,39	0,44	
	C.3	0,70	3,42	0,15	0,10	
	D.1	2,99	0,80	1	2,99	
	D.2	2,49	0,99	1	2,49	
y (números)	1.1	5,87	0,41	1	5,87	L _{resist} = 16,93m L _{efectiva} = 15,37m Área _{resist} = 1 693×12= 20 316cm ² Área _{efectiva} = 1 537×12= 18 444cm ²
	2.1	0,65	3,69	0,13	0,08	
	2.2	2,02	1,19	1	2,02	
	2'.1	0,90	2,67	0,25	0,22	
	3.1	1,62	1,48	0,81	1,31	
	4.1	5,87	0,41	1	5,87	

El cálculo que entonces procede, es el siguiente

ESFUERZO MEDIO DE COMPRESIÓN

$$\sigma = 152\,500 / (3\,020 \times 12) = \underline{\underline{4,21 \text{ kg/cm}^2}}$$

ESFUERZO CORTANTE RESISTIDO POR LA MAMPOSTERÍA

El esfuerzo cortante resistente se obtuvo para dos valores de v^* . El primero de ellos, de 3 kg/cm², corresponde al recomendado por las NTCM cuando no se realizan pruebas en muretes; no se tomó el valor de 2 kg/cm², puesto que se ha verificado en obra que se emplea mortero tipo I (NTCM). El segundo valor de v^* es de 6 kg/cm²; y se obtuvo utilizando un valor medio de resistencia en compresión diagonal (tabla 2.2) y un coeficiente de variación de 0,20 de acuerdo con el criterio de la sección 3.42 de las NTCM (DDF, 1993b).

a) Con $v^* = 3 \text{ kg/cm}^2$

$$v_u = 0,7(0,5 \times 3 + 0,3 \times 4,21) \leq 1,5 \times 0,7 \times 3$$

$$1,93 \leq 3,15 \text{ kg/cm}^2$$

$$v_u = \underline{\underline{1,93 \text{ kg/cm}^2}}$$

b) Con $v^* = 6 \text{ kg/cm}^2$

$$v_u = 0,7(0,5 \times 6 + 0,3 \times 4,21) \leq 1,5 \times 0,7 \times 6$$

$$2,98 \leq 6,30 \text{ kg/cm}^2$$

$$v_u = \underline{\underline{2,98 \text{ kg/cm}^2}}$$

6.4 COEFICIENTE SÍSMICO

Para las tres zonas del D.F., se aplicó el método simplificado de análisis. Se tomaron los coeficientes sísmicos ya reducidos por el factor de comportamiento sísmico, que establecen las NTCS en función del tipo de piezas, de la altura de la construcción, y del tipo de terreno sobre el que se desplanta. En el caso del tipo de piezas y con base en los resultados del capítulo 5, se empleó un factor de comportamiento sísmico de 1.5.

Para el método estático se redujo la ordenada espectral del espectro de diseño con base en el periodo fundamental de vibración de la estructura. Este se estimó en 0,20 s para suelo firme y 0,36 s para suelo blando (Murià y González, 1995). Esta reducción procedió únicamente para la zona III del D.F., que tiene un periodo T_a igual a 0,6 s, mayor al de las zonas I y II. Aunque la entrante central de la planta del edificio excede en 3,5 por ciento a la permitida (sección 6 de las NTCS), se consideró que, en general, cumple los requisitos para considerarse como una estructura regular. No se consideraron efectos de torsión.

La revisión para las zonas C y D de CFE, se hizo con los coeficientes sísmicos reducidos por el factor de comportamiento sísmico $Q = 1,5$.

6.5 RESULTADOS

En las tablas 6.3 y 6.4, se presentan los resultados obtenidos del análisis; en ambas se incluye el valor de los principales factores que intervinieron en él.

Como se puede apreciar en la tabla 6.3, el nivel de seguridad del edificio ante cargas laterales satisface los requisitos del RCDF para las tres zonas sísmicas del Distrito Federal, siempre y cuando la resistencia a compresión diagonal de la mampostería sea igual o superior a 6 kg/cm². Sin embargo, de la tabla 6.4, para las zonas C y D, y terreno tipo II y III, una resistencia v^* de 6 kg/cm² no garantiza la seguridad del edificio. En efecto, los coeficientes sísmicos recomendados por CFE, según la zona geográfica y el tipo de suelo, alcanzan sus valores mayores en estos sitios, imponiendo a la estructura sollicitaciones sísmicas mayores.

Otra solución para incrementar la resistencia, es utilizar muros con refuerzo horizontal. En la tabla 6.5 se presenta la estimación de la cuantía de acero necesaria para ofrecer una resistencia igual a la requerida si el edificio se ubicara sobre suelos II y III, en las zonas sísmicas C y D de CFE; se muestra también la disposición recomendable del refuerzo (número de hiladas entre él), de acuerdo con su diámetro, considerando que dicho refuerzo es proporcionado por un alambre corrugado de $f_y=6000$ kg/cm² en la junta. La estimación del refuerzo necesario se hizo con la ec. 5.6

$$V_u = F_R[(0,5v^*A_T+0,3P) + h p_h f_y A_T]$$

Esta misma revisión se debe hacer para los entresijos superiores del edificio.

Por otra parte, si se utilizaran muros confinados con castillos exteriores y refuerzo horizontal con cuantía igual a 0,005, se puede emplear $Q=2$. Para este caso, no sería necesario colocar refuerzo adicional para las zona C (ver tabla 6.6).

Tabla 6.3 - Revisión para las zonas I, II y III del RCDF

	ZONA I				ZONA II				ZONA III			
	Simplificado		Estático		Simplificado		Estático		Simplificado		Estático	
	X	y	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y
1.1 (CM + CV)	167,8 t											
$c' = a/Q'$	0,11		0,16		0,23		0,21		0,23		0,22	
V [t]	18,5		26,8		38,6		35,2		38,6		36,9	
Longitud resistente total de muros [m]	17,8	16,9	17,8	16,9	17,8	16,9	17,8	16,9	17,8	16,9	17,8	16,9
Longitud resistente efectiva de muros [m]	15,6	15,4	15,6	15,4	15,6	15,4	15,6	15,4	15,6	15,4	15,6	15,4
V_{actuante} [kg/cm ²]	1,0	1,0	1,4	1,5	2,1	2,1	1,9	1,9	2,1	2,1	2,0	2,0
v_R ($v^* = 3$ kg/cm ²) [kg/cm ²]	1,9				1,9				1,9			
v_R ($v^* = 6$ kg/cm ²) [kg/cm ²]	3,0				3,0				3,0			
$V_{\text{actuante}} / v_R$ ($v^* = 3$ kg/cm ²)	0,5	0,5	0,8	0,8	1,1	1,1	1,0	1,0	1,1	1,1	1,0	1,0
$V_{\text{actuante}} / v_R$ ($v^* = 6$ kg/cm ²)	0,3		0,5		0,7		0,6		0,7		0,7	
Seguridad con $v^*=3$ kg/cm ²	SI	SI	SI	SI	NO	NO	SI	SI	NO	NO	NO	NO
Seguridad con $v^*=6$ kg/cm ²	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI
Longitud resistente adicional ¹ requerida ($v^*=3$ kg/cm ²), m	0	0	0	0	1,2	1,4	0	0	1,2	1,4	0,5	0,7
Densidad real de muros resistentes	4,4%		4,4%		4,4%		4,4%		4,4%		4,4%	
Densidad de muros requerida ² ($v^*=3$ kg/cm ²)	0		0		4,8%		0		4,8%		4,6%	

¹ la reducción por la relación de aspecto debe dar finalmente esta longitud² incluye la longitud de muros existentes y la que hace falta para que el esfuerzo cortante actuante sea menor o igual al resistente

Tabla 6.4 - Revisión para las zonas C y D

	ZONA C						ZONA D					
	Tipo I		Tipo II		Tipo III		Tipo I		Tipo II		Tipo III	
	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y
1.1 (CV + CM)	167,8 t											
$c' = a/Q'$	0,24		0,43		0,43		0,33		0,57		0,57	
V [t]	40,3		72,1		72,1		55,4		95,6		95,6	
Longitud resistente total de muros [m]	17,8	16,9	17,8	16,9	17,8	16,9	17,8	16,9	17,8	16,9	17,8	16,9
Longitud resistente efectiva de muros [m]	15,6	15,4	15,6	15,4	15,6	15,4	15,6	15,4	15,6	15,4	15,6	15,4
V_{act} [kg/cm ²]	2,2	2,2	3,9	3,9	3,9	3,9	3,0	3,0	5,1	5,2	5,1	5,2
V_R ($v^* = 3$ kg/cm ²)	1,9 kg/cm ²											
V_R ($v^* = 6$ kg/cm ²)	3,0 kg/cm ²											
$V_{actuante} / V_R$ ($v^* = 3$ kg/cm ²)	1,1	1,1	2,0	2,0	2,0	2,0	1,5	1,6	2,7	2,7	2,7	2,7
$V_{actuante} / V_R$ ($v^* = 6$ kg/cm ²)	0,7	0,7	1,3	1,3	1,3	1,3	1,0	1,0	1,7	1,8	1,7	1,8
Seguridad con $v^*=3$ kg/cm ²	NO	NO	NO	NO	NO	NO	NO	NO	NO	NO	NO	NO
Seguridad con $v^*=6$ kg/cm ²	SI	SI	NO	NO	NO	NO	SI	SI	NO	NO	NO	NO
Longitud resistente adicional ¹ requerida ($v^*=3$ kg/cm ²) [m]	2,0	2,2	15,8	16,1	15,8	16,1	8,5	8,8	26,1	26,3	26,1	26,3
Longitud resistente adicional ¹ requerida ($v^*=6$ kg/cm ²) [m]	0	0	4,7	4,9	4,7	4,9	0	0	11,3	11,5	11,3	11,5
Densidad real de muros resistentes, %	4,4	4,4	4,4	4,4	4,4	4,4	4,4	4,4	4,4	4,4	4,4	4,4
Densidad de muros requerida ² ($v^*=3$ kg/cm ²)	5,0%		9,0%		9,0%		6,9%		11,9%		11,9%	
Densidad de muros requerida ² ($v^*=6$ kg/cm ²)	0		5,8%		5,8%		0		7,7%		7,7%	

¹ la reducción por la relación de aspecto debe dar finalmente esta longitud

² incluye la longitud de muros existentes y la que hace falta para que el esfuerzo cortante actuante sea menor al resistente

Tabla 6.5 - Refuerzo horizontal requerido en PB (prototipo S-III)

			ZONA C						ZONA D					
			Tipo I		Tipo II		Tipo III		Tipo I		Tipo II		Tipo III	
			x	y	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y
Q=1,5	p_h , requerido [%]				0,032	0,034	0,032	0,034			0,076	0,079	0,076	0,079
$\eta=2/3$	Hiladas entre refuerzo	$\phi = 5/32"$			4	4	4	4			2	2	2	2
		$\phi = 3/16"$			6	6	6	6			3	2	3	2
		$\phi = 1/4"$			12	11	12	11			5	5	5	5

Tabla 6.6 - Refuerzo horizontal requerido si se emplean castillos exteriores (Q=2)

			ZONA C						ZONA D					
			Tipo I		Tipo II		Tipo III		Tipo I		Tipo II		Tipo III	
			x	y	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y
Q=2,0	p_h , requerido [%]				0	0	0	0			0,032	0,034	0,032	0,034
$\eta=2/3$	Hiladas entre refuerzo	$\phi = 5/32"$									4	4	4	4
		$\phi = 3/16"$									6	6	6	6

CAPÍTULO 7

RESUMEN, CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

7.1 INTRODUCCIÓN

Se presenta un resumen del programa experimental, las conclusiones desarrolladas a partir del análisis y discusión de resultados, así como las recomendaciones para el diseño y construcción de muros de tabique multiperforado tipo Multex.

7.2 RESUMEN

Se ensayaron cuatro muros de tabique multiperforado ante cargas laterales cíclicas reversibles bajo un esfuerzo vertical constante de 4 kg/cm^2 ($0,39 \text{ MPa}$). Los especímenes fueron muros aislados de $2,50 \times 2,50 \text{ m}$ de dimensiones nominales contruidos con piezas perforadas y multiperforadas tipo Vintex y Multex, respectivamente. Los especímenes fueron diseñados de acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería para fallar por corte. Las variables en estudio fueron la cuantía de refuerzo horizontal del muro, el tipo de castillo (interior y exterior) y el refuerzo transversal del castillo. Para su construcción se utilizaron morteros con y sin cal, con resistencias medias a la compresión superiores a 200 kg/cm^2 ($19,6 \text{ MPa}$). El peso volumétrico de prismas y muretes, medido en ambiente de laboratorio, fue de $1,6 \text{ t/m}^3$.

El primer modelo ensayado, denominado N1 fue de control ya que no fue reforzado horizontalmente. El segundo y tercer especímenes (N2 y N3) se reforzaron horizontalmente mediante un alambre corrugado grado 60 laminado en frío de 5/32 pulg ($3,97 \text{ mm}$) de diámetro colocado a cada tres hiladas (p_h de $0,05\%$; $p_h f_y$ de 3 kg/cm^2). Esta es la cuantía mínima de refuerzo horizontal grado 60 permitida para un muro de mampostería confinada con las propiedades geométricas y mecánicas nominales del espécimen N3. El modelo N4 fue reforzado horizontalmente mediante dos alambres de $\frac{1}{4}$ de pulgada ($6,35 \text{ mm}$) de diámetro a cada cuatro hiladas ($p_h = 0,19\%$ y $p_h f_y = 11,4 \text{ kg/cm}^2$). Mientras que el espécimen N3 se construyó como muro confinado con castillos exteriores, a los demás especímenes se les colaron castillos ahogados utilizando los huecos de las piezas tipo Vintex colocadas para tal efecto en los extremos. En el muro N4 se emplearon piezas especiales derivadas del tabique Vintex a las cuales se les retiraron las paredes transversales del centro.

7.3 CONCLUSIONES

Con base en el comportamiento observado de los modelos y en el análisis de resultados, se desarrollaron las siguientes conclusiones.

1. La resistencia media a compresión de los morteros empleados fue de 240 kg/cm^2 . En todos los casos, con y sin cal, la resistencia fue superior a la indicada en las NTCM para morteros tipo I.
2. La resistencia a compresión diagonal de la mampostería varió entre 5 y 11 kg/cm^2 , con un valor medio de $8,7 \text{ kg/cm}^2$ ($0,85 \text{ MPa}$). Los valores extremos se obtuvieron para morteros con resistencias a la compresión de 297 y 265 kg/cm^2 , respectivamente. La variación de las resistencias a compresión diagonal se atribuye a la penetración del mortero en los alvéolos de los tabiques tipo Multex; así, mientras mayor y más uniforme fue la penetración del mortero de modo de formar llaves de corte, mayor fue la resistencia.

3. La resistencia a compresión simple de la mampostería fue comparable para todos los especímenes y tuvo una media de 117 kg/cm². El módulo de elasticidad de la mampostería varió entre 491 y 380 veces la resistencia a la compresión simple, con un valor medio de 430. El módulo de rigidez al corte varió entre 0,28 y 0,4 veces el módulo de elasticidad, con un valor medio de 0,35.
4. El esfuerzo cortante medio de agrietamiento de los muros fue de 6,1 kg/cm² (0,60 MPa) y la resistencia media a compresión diagonal en muretes, v^* fue de 8,7 kg/cm² (0,85 MPa). El agrietamiento de los muros ocurrió para una distorsión de 0,1 por ciento, independientemente de la cuantía de refuerzo horizontal y tipo de castillo. El esfuerzo cortante de agrietamiento fue similar en los muros con castillos ahogados y fue independiente de la cuantía de refuerzo horizontal.
5. Las deformaciones de corte gobernaron la respuesta de todos los modelos.
6. En comparación con el modelo de control sin refuerzo horizontal, los muros reforzados horizontalmente con diferentes cuantías exhibieron:
 - una mayor capacidad de deformación
 - una resistencia a cargas laterales superior
 - una degradación de resistencia lateral menos pronunciada
 - una distribución de daño más uniforme en el muro y menores anchuras de grietas.
7. El incremento en resistencia debido al refuerzo horizontal no es directamente proporcional a la cuantía. Además, el modo de falla depende de la cuantía. Para cuantías altas (alrededor de 0,19%) el muro falló por compresión-cortante en la parte superior. Para cuantías bajas (como la mínima de 0,05%) el modo de falla fue controlado por la rotura de los alambres horizontales.
8. La participación del refuerzo horizontal a la resistencia lateral dependió del nivel de desplazamiento del muro, de la cuantía de refuerzo horizontal y del tipo de castillo. Conforme aumentó el producto $p_h f_y$, disminuyó el factor de participación (o eficiencia). Con base en los resultados obtenidos y en un análisis económico simple, se observa que no es atractivo económicamente usar cuantías de refuerzo horizontal superiores a la mínima. El mayor beneficio en el aumento de la resistencia se obtiene para cuantías cercanas a la mínima (0,0005).
9. En comparación con muros con castillos ahogados, los castillos exteriores contribuyeron a lograr una mayor:
 - capacidad de deformación del muro
 - resistencia y rigidez laterales
 - capacidad de disipación de energía
 - estabilidad en la respuesta del muro, controlando mejor el agrietamiento inclinado que penetra desde el muro.
10. Las distorsiones asociadas a la resistencia de muros con castillos interiores con cuantías de 0, 0,05 por ciento y 0,19 por ciento fueron de 0,24, 0,4 y 0,6 por ciento, respectivamente. Para el muro con castillos exteriores, fue de 0,5 por ciento.
11. La falla del tabique multiperforado Multex fue de tipo frágil, caracterizada por la rotura de las paredes interiores y el desprendimiento de las exteriores en las caras largas. Una vez ocurrido esto, independientemente de la cuantía y estado de esfuerzos del refuerzo horizontal, la resistencia a cargas laterales decayó permanentemente.

12. Para los muros con refuerzo horizontal, la resistencia al agrietamiento de los modelos fue subestimada por la expresión de las NTCM. La resistencia fue considerablemente superior a la calculada con la ecuación de diseño.
13. Se propone que la resistencia de muros con refuerzo horizontal hecho de alambres corrugados grado 60 colocado en las hiladas se calcule con la expresión

$$V_u = F_R \left[(0,5v * A_T + 0,3P) + \eta p_h f_y A_T \right] \quad (5.6)$$

donde V_u es la fuerza cortante resistente de diseño del muro de mampostería;
 F_R es el factor de reducción de resistencia para muros confinados;
 v^* es el esfuerzo cortante de diseño;
 A_T es el área de la sección transversal del muro;
 P es la carga vertical que actúa sobre el muro;
 η es la eficiencia del refuerzo horizontal;
 p_h es la cuantía de refuerzo horizontal, definido por la ec. 2.1 de este documento; y
 f_y es el esfuerzo nominal de fluencia del refuerzo horizontal.

Para diseño se debe tomar a $\eta=2/3$ para $p_h f_y$ hasta 6,0 kg/cm² (0,59 MPa), e igual a 0,40 para productos $p_h f_y$ mayores a 10,0 kg/cm² (0,98 MPa). Para valores de $p_h f_y$ entre 6,0 y 10,0 kg/cm² (entre 0,59 y 0,98 MPa) se debe interpolar linealmente.

Las resistencias calculadas con esta expresión fueron conservadoras (es decir, menores que las medidas) con un nivel de aproximación aceptable. El criterio aquí propuesto pretende considerar las variables más relevantes que afectan la participación del refuerzo horizontal a la resistencia de los muros a carga lateral.

14. La ecuación de las NTCM para determinar la cuantía mínima de refuerzo horizontal conduce a valores excesivos, si la resistencia a la compresión diagonal de la mampostería es de 10 kg/cm² (0,98 MPa) o superior. El valor de 0,0005 parece ser razonable, independientemente de la resistencia de los muretes.
15. Los castillos con refuerzo transversal hecho de alambres de alta resistencia fueron menos deformables que los reforzados con alambres. No obstante, el nivel de agrietamiento fue comparable. En ningún caso se midió plastificación del refuerzo transversal de castillos (grapas y estribos). Por tanto, la contribución de los castillos a la resistencia a carga lateral parece estar controlada por el trabajo de dovela del refuerzo longitudinal.
16. Los muros de tabique recocido tienen una mayor capacidad de deformación que los fabricados con tabiques multiperforados.
17. Para fines de análisis se puede emplear el método simplificado del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal o similar.

7.4 RECOMENDACIONES

7.4.1 Alcance

Las siguientes recomendaciones son aplicables al diseño y construcción de muros fabricados con ladrillos multiperforados tipo Multex, confinados con castillos interiores hechos con ladrillos doble hueco o con castillos exteriores de concreto reforzado. Los muros se podrán reforzar horizontalmente a lo largo de las juntas con alambres corrugados estirados en frío de alta resistencia (con esfuerzo nominal de fluencia de 600 MPa). El término “muro” de estas recomendaciones se refiere al elemento fabricado como los descritos aquí.

Las recomendaciones se basan en los resultados experimentales obtenidos en este estudio, y no son aplicables a casos distintos de los ensayados, como pueden ser piezas diferentes, resistencias menores de mortero, refuerzo horizontal con características mecánicas diferentes, menor penetración del mortero en los alvéolos, entre otras.

Estas recomendaciones complementan los requisitos establecidos en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y en sus Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería vigentes, aquí referidos, respectivamente, como RDF y NTCM. Asimismo, son consistentes con los niveles de seguridad ahí implícitos. En los aspectos no considerados en estas recomendaciones se debe aplicar el RDF y sus Normas Técnicas Complementarias (o el reglamento de diseño de la población).

7.4.2 Diseño

- ❑ Si los castillos, interiores o exteriores, cumplen con lo indicado en estas recomendaciones, además de lo aplicable en las NTCM, y las dadas satisfacen las NTCM, se puede considerar a los muros como confinados
- ❑ Para diseño de muros confinados con castillos colados interiormente y fabricados con piezas doble hueco, se debe usar un factor de comportamiento sísmico $Q=1,5$, indistintamente de la cuantía de refuerzo horizontal.
- ❑ Si los muros están confinados con castillos exteriores de concreto reforzado y se coloca una cuantía de refuerzo horizontal igual o superior a la mínima establecida en NTCM, pero menor que 0,15 por ciento, se puede usar un factor de comportamiento sísmico $Q=2,0$ para diseño.
- ❑ Para edificios de cinco niveles o más, en los cuales no se requiera refuerzo horizontal por resistencia, se recomienda colocar refuerzo horizontal con cuantía mínima (0,0005) en los muros de planta baja y del primer nivel que contribuyan más a resistir la fuerza cortante sísmica. Para edificios de cuatro niveles, se recomienda colocar el refuerzo con cuantía mínima en muros de planta baja.

7.4.3 Propiedades mecánicas de diseño de la mampostería

- ❑ Las resistencia a compresión simple f_m^* y el esfuerzo cortante resistente v_m^* de la mampostería, así como el módulo de elasticidad E_m y el módulo de cortante G_m , se deben obtener según el proyecto de norma mexicana correspondiente (ONNCCE, 1997b; ONNCCE, 1997c). En el informe se deberá señalar el consumo de mortero que penetró en los alvéolos de las piezas multiperforadas. Este volumen es adicional al usado en las juntas horizontales y verticales.
- ❑ En todos los casos, el esfuerzo cortante resistente de diseño se tomará menor que 0,59 MPa (6 kg/cm²).

7.4.4 Resistencia a fuerza cortante de muros confinados

- ❑ Se podrá incrementar la resistencia a fuerza cortante según lo establecido en la sección 4.3.2 de las NTCM, cuando se coloque refuerzo horizontal en las juntas con cuantías iguales o superiores a la mínima señalada en dicha sección y que cumpla con los requisitos de separación máximas y de detallado especificados para muros reforzados interiormente en la sección 3.4 de las NTCM.
- ❑ En ningún caso la cuantía de refuerzo horizontal será superior a 0,15 por ciento.
- ❑ Para obtener una estimación más precisa de la contribución del refuerzo horizontal a la resistencia se puede emplear la expresión indicada en la conclusión 13.

7.4.5 Notas en los planos de construcción

- ❑ Se debe señalar el tipo de piezas por usar: dimensiones y peso nominales, incluyendo tolerancias, resistencia de la pieza. Si es aplicable, la marca y nombre de la pieza.
- ❑ Se deben incluir las resistencias especificadas a la compresión simple y compresión diagonal (esfuerzo cortante resistente) de la mampostería.
- ❑ Se debe señalar la dosificación, la resistencia a la compresión simple medida en cubos, y la fluidez del mortero por emplear. Se debe indicar el espesor de las juntas, mismo que debe ser menor que 1,5 cm según las NTCM. Se incluirá el volumen o consumo de mortero que debe penetrar en los alvéolos de las piezas multiperforadas. Este volumen es adicional al colocado en las juntas horizontal y vertical.
- ❑ Se deben incluir detalles del aparejo de las piezas, del refuerzo y su anclaje y traslape, detalles de intersecciones entre muros y anclajes de elementos de fachada.

7.4.6 Construcción

- ❑ Las piezas se deben saturar previamente a su colocación.
- ❑ El mortero debe ser Tipo I; en todos los casos, su resistencia debe ser superior a 12,3 MPa (125 kg/cm²).
- ❑ Se debe garantizar que penetre mortero en los alvéolos de las piezas multiperforadas, de modo similar a los muretes ensayados para verificar el esfuerzo cortante resistente v^*_{m} , así como en los probados para controlar la calidad de la mampostería en obra.
- ❑ El mortero empleado en obra debe tener una fluidez mínima de 110 por ciento. La prueba de fluidez se practica siguiendo la norma NMX-C-061-1996 “Industria de la construcción - Concreto - Determinación de la resistencia a compresión de cementantes hidráulicos”.
- ❑ El mortero en las juntas cubrirá totalmente las caras horizontales y verticales de la pieza.
- ❑ Como refuerzo horizontal, utilizar alambres corrugados estirados en frío y de esfuerzo nominal de fluencia de 600 MPa (6000 kg/cm²) y que cumplan con la norma NMX-B72.
- ❑ Los alambres del refuerzo horizontal deben quedar anclados en los castillos, ya sea interiores o exteriores. Se deben anclar mediante ganchos de 90° colocados dentro de los castillos, de modo de satisfacer la longitud de anclaje señalada en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de

Estructuras de Concreto. El doblez del gancho se colocará verticalmente dentro del castillo. Para fines de revisar la longitud de anclaje, la sección crítica será la cara del castillo en contacto con el muro de mampostería. Si el proyecto lo requiere, se pueden anclar dos o más alambres en el mismo castillo para reforzar muros colineales o transversales.

- ❑ Los alambres del refuerzo horizontal deben ser continuos a lo largo del muro entre dos castillos. Los alambres no deben traslaparse en la junta de mortero.
- ❑ Se puede eliminar la(s) pared(es) interior(es) de la pieza doble hueco para incrementar el área de la sección transversal del castillo interior.
- ❑ Para refuerzo de castillos interiores (castillos ahogados) o exteriores se pueden utilizar castillos electrosoldados (prefabricados) que cumplan con la norma B-456.

APÉNDICE

PROPIEDADES DE LOS MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN

A.1 INTRODUCCIÓN

En este apéndice se presentan de manera resumida los principales resultados de las pruebas efectuadas a los materiales de construcción de los cuatro especímenes. Se divide en cuatro secciones que tratan, respectivamente, la mampostería, el mortero, el concreto y el acero de refuerzo.

A.2 MAMPOSTERÍA

Las propiedades índice de la mampostería fueron determinadas mediante el ensaye de pilas y muretes contruidos simultáneamente a los muros. Se construyeron nueve pilas y nueve muretes por cada modelo empleando las mismas piezas y la misma mezcla de mortero usados en los muros. Se siguió la metodología de ensaye para pilas y muretes de los proyectos de Norma Mexicana correspondientes (ONNCCE, 1997b; ONNCCE, 1997c).

A.2.1 Pilas de mampostería

Las pilas de mampostería son elementos compuestos por al menos tres piezas sobrepuestas, unidas mediante juntas de mortero. De acuerdo con las NTCM (DDF, 1993b), una forma de determinar la resistencia en compresión de la mampostería f_m^* y el módulo de elasticidad secante de la misma E_m es a través del ensaye en compresión axial de pilas. Las propias normas indican factores correctivos por efectos de la relación de esbeltez de las pilas al calcular la resistencia f_m^* , y coeficientes de variación mínimos para tomar en cuenta la dispersión de esta propiedad.

Las pilas contruidas para la determinación de las propiedades de la mampostería estuvieron contruidas por siete piezas. Con ello, la relación de esbeltez se acercó a 4 y los factores correctivos de las NTCM a la unidad.

Como indica el proyecto de Norma Mexicana correspondiente, los tabiques extremos de las pilas fueron cabeceados con una mezcla de azufre–arena para garantizar superficies de carga planas, uniformes y horizontalmente niveladas. En la tabla A.1 se presentan los resultados de los ensayos de pilas.

En la tabla A.1 se incluyen los valores de la resistencia de diseño en compresión de la mampostería, f_m^* y del módulo de elasticidad secante de la mampostería, E_m . Los valores del módulo de elasticidad fueron calculados a partir de las curvas esfuerzo–deformación obtenidas durante el ensaye de pilas instrumentadas mediante el criterio del módulo secante al 40 por ciento de la resistencia, de forma análoga a la propuesta para cilindros de concreto en la NMX C 128.

La sección 2.4.1 de las NTCM incluye una expresión para la determinación de la resistencia de diseño en compresión de la mampostería a partir de los resultados de los ensayos de pilas.

Tabla A.1 - Resultados de ensayos de compresión en pilas de mampostería

Identificación	a, cm	L, cm	H, cm	Relación altura-espesor	Factor correctivo	Esfuerzo, kg/cm ²	Módulo de elasticidad, kg/cm ²
P-11	11,9	23,9	47,6	4,0	1,00	153	
P-12	11,9	23,6	47,3	4,0	1,00	160	50 798
P-13	11,9	23,8	47,6	4,0	1,00	159	49 809
P-14	11,8	23,5	47,3	4,0	1,00	133	49 215
P-15	11,9	23,9	47,3	4,0	1,00	127	52 381
P-16	11,8	23,7	47,2	4,0	1,00	133	58 190
P-17	12,0	24,0	47,0	3,9	0,99	150	
P-18	12,0	23,6	47,2	3,9	0,99	168	58 087
P-19	11,9	23,6	47,3	4,0	1,00	158	56 090
Promedio						149	53 510
C.V.						10%	7%
Esfuerzo de diseño						108	
P-21	11,9	23,8	46,8	3,9	0,99	174	51 248
P-22	11,9	23,8	46,6	3,9	0,99	172	49 597
P-23	11,9	24,0	46,5	3,9	0,99	171	50 006
P-24	12,0	23,7	46,7	3,9	0,99	152	48 876
P-25	11,9	23,7	46,4	3,9	0,99	176	63 078
P-26	11,8	23,6	46,7	3,9	0,99	192	57 168
P-27	11,9	23,5	46,9	3,9	0,99	150	47 599
P-28	12,0	23,8	46,9	3,9	0,99	172	48 729
P-29	11,9	23,6	47,2	4,0	1,00	187	61 096
Promedio						172	53044
C.V.						8%	11%
Esfuerzo de diseño						125	
P-31	11,9	23,6	47,2	4,0	1,00	168	52 314
P-32	12,0	23,6	47,0	3,9	0,99	165	52 661
P-33	11,8	23,5	46,8	4,0	1,00	162	57 691
P-34	11,9	23,6	47,3	4,0	1,00	128	52 089
P-35	11,9	23,7	46,9	3,9	0,99	162	47 745
P-36	11,9	23,9	47,0	3,9	0,99	182	52 117
P-37	12,0	23,8	47,1	3,9	0,99	154	48 891
P-38	12,0	23,9	47,2	3,9	0,99	182	45 929
P-39	11,8	23,6	46,9	4,0	1,00	153	51 075
Promedio						162	51 168
C.V.						10%	7%
Esfuerzo de diseño						118	
P-41	12,1	24,0	48,5	4,0	1,00	143	40 953
P-42	12,2	24,0	48,5	4,0	1,00	166	44 295
P-43	12,1	24,0	48,0	4,0	1,00	157	42 803
P-44	12,1	24,0	48,1	4,0	1,00	172	44 248
P-45	12,1	24,0	48,3	4,0	1,00	156	
P-46	12,1	24,0	48,5	4,0	1,00	148	44 672
P-47	12,1	24,0	48,3	4,0	1,00	174	45 895
P-48	12,1	24,0	48,5	4,0	1,00	143	42 807
P-49	12,1	24,0	48,5	4,0	1,00	161	43 491
Promedio						158	43 646
C.V.						7%	3%
Esfuerzo de diseño						115	

A.2.2 Muretes de Mampostería

La construcción de muretes de mampostería tuvo por objeto fundamental la determinación de dos parámetros de su comportamiento: la resistencia a compresión diagonal y el módulo de rigidez al corte. El primero de ellos, por ejemplo, es indispensable si se desea calcular la resistencia a carga lateral de los muros.

Los elementos de mampostería de forma aproximadamente cuadrada constituidos por uno y medio tabiques en cada una de sus cinco hiladas se denominan muretes. Estos elementos se someten a una carga de compresión para provocar una falla por tensión diagonal. El buen contacto entre los ángulos de carga que separan al murete de los cabezales de la máquina universal y las esquinas del mismo se garantiza con la

colocación de ángulos de acero adheridos al espécimen mediante yeso. Para determinar el módulo de rigidez al corte se obtuvo la relación esfuerzo cortante–deformación angular del murete. Una vez conocida esta relación, una operación similar a la descrita en la sección anterior para determinar el módulo de elasticidad de la mampostería se lleva a cabo para calcular el módulo de rigidez al corte.

En la tabla A.2 se presentan los resultados del ensaye de compresión diagonal de 19 muretes ensayados antes del diseño y construcción de los muros.

Tabla A.2 - Resultados de ensayos de compresión en muretes de mampostería

Identificación	Mortero cemento:cal:arena	a, cm	Lf, cm	La, cm	Esfuerzo cortante, Módulo de rigidez al corte, kg/cm ²	kg/cm ²
C1	1:1:6	11,8	57,8	57,9	7,0	11 807
C2	(109 kg/cm ²)	11,9	57,6	57,9	5,2	7 449
C3		11,8	57,9	57,8	5,1	6 846
Promedio					5,8	8 701
C.V.					19%	31%
Esfuerzo de diseño					3,8	
B11	1:½:4½	11,8	58,0	58,0	7,6	9 378
B12	(152 kg/cm ²)	11,8	57,6	57,6	11,3	13 702
B13		11,9	57,7	57,9	11,3	18 361
Promedio					10,1	16 032
C.V.					21%	21%
Esfuerzo de diseño					6,6	
A11	1:0:4	11,9	57,5	57,6	14,4	19 304
A12	(173 kg/cm ²)	11,9	58,1	58,0	13,9	17 449
A13		11,9	57,9	57,7	10,7	13 532
Promedio					13,0	16 762
C.V.					16%	18%
Esfuerzo de diseño					8,7	
A1		11,7	57,6	57,7	9,6	16 463
A2	1:0:4	11,8	57,6	57,7	10,9	14 771
A3	(193 kg/cm ²)	11,9	57,0	57,2	12,9	16 291
A4		11,9	57,8	57,7	12,3	17 341
Promedio					11,4	16 216
C.V.					13%	7%
Esfuerzo de diseño					7,6	
D1	1:0:3	11,8	57,6	57,7	14,2	15 333
D2	(230 kg/cm ²)	11,8	57,7	57,4	12,9	13 551
D3		11,9	57,7	57,5	11,1	16 069
Promedio					12,7	14 984
C.V.					12%	9%
Esfuerzo de diseño					8,5	
E1	1:½:3	11,8	58,0	58,1	13,1	16 639
E2	(267 kg/cm ²)	11,8	57,8	57,7	11,6	16 843
E3		11,8	57,7	57,7	13,2	16 422
Promedio					12,6	16 635
C.V.					7%	1%
Esfuerzo de diseño					8,4	

En la tabla A.3 se presentan los resultados del ensaye de compresión diagonal de las cuatro series de nueve muretes construidos simultáneamente a los muros. También se incluyen los valores del módulo de rigidez al corte. Las curvas esfuerzo cortante–deformación angular de los muretes mostraron tendencias similares a la relación esfuerzo–deformación de las pilas de mampostería. Los valores de la resistencia de diseño a fuerza cortante de la mampostería se calcularon mediante el empleo de la expresión de la sección 2.4.2 de las NTCM.

Tabla A.3 - Resultados de ensayos de compresión en muretes de mampostería

Identificación	Mortero [cemento:cal:arena]	a, cm	Lf, cm	La, cm	Esfuerzo cortante, kg/cm ²	Módulo de rigidez al corte, kg/cm ²
M-11	1:0:3	11,9	56,0	56,0	16,2	21 949
M-12		11,9	56,4	56,3	16,7	18 732
M-13		11,8	56,3	56,4	16,7	17 233
M-14		12,0	56,5	56,4	16,8	18 957
M-15		11,9	56,3	56,3	13,9	17 786
M-16		11,8	56,1	56,3	16,8	17 786
M-17		11,8	56,3	56,1	18,4	20 769
M-18		11,8	56,2	56,4	15,9	18 894
M-19		11,7	56,5	56,3	16,4	17 783
Promedio					16,4	18887
C.V.					7%	8%
Esfuerzo de diseño					11,0	
M-21	1:½:3 (275 kg/cm ²)	11,7	56,1	56,0	16,0	22 010
M-22		11,7	56,0	55,9	20,0	25 330
M-23		11,9	56,0	56,0	17,0	22 323
M-24		11,7	56,1	56,2	13,8	15 485
M-25		11,7	56,0	56,1	13,4	21 342
M-26		11,7	56,0	56,0	13,5	21 466
M-27		11,7	55,7	56,0	18,7	19 887
M-28		11,7	56,0	56,0	16,8	21 817
M-29		11,7	56,2	56,0	15,7	21 592
Promedio					16,1	21 250
C.V.					14%	12%
Esfuerzo de diseño					10,7	
M-31	1:½:3	11,7	57,1	56,0	13,6	18 791
M-32		11,8	56,3	56,2	14,3	17 463
M-33		11,9	56,2	56,3	12,7	20 331
M-34		11,8	56,4	56,3	10,5	19 510
M-35		11,8	55,8	56,0	11,9	15 048
M-36		11,8	56,3	56,1	10,1	20 489
M-37		11,8	56,2	56,1	13,0	24 013
M-38		11,7	56,5	56,3	9,6	17 651
M-39		11,9	56,2	56,4	13,3	15 470
Promedio					12,1	18 752
C.V.					14%	15%
Esfuerzo de diseño					8,1	
M-41	1:¾:3 (235 kg/cm ²)	12,1	56,3	56,5	7,6	11 815
M-42		12,0	56,0	56,3	7,1	13 197
M-43		12,1	56,0	56,9	8,1	11 698
M-44		12,1	56,5	56,0	8,9	13 100
M-45		12,1	56,4	56,3	7,7	11 703
M-46		12,1	56,5	57,0	7,3	11 356
M-47		12,1	56,0	56,2	7,1	12 680
M-48		12,2	57,0	56,4	7,1	12 010
M-49		12,1	56,6	56,6	6,2	10 755
Promedio					7,5	12 035
C.V.					10%	7%
Esfuerzo de diseño					5,0	

A.3 MORTERO

Las características de este material fueron determinadas mediante el ensaye a compresión de cubos de 5 cm de arista. El ensaye de los cubos de mortero se realizó de acuerdo con la NMX C 61 (SECOFI, 1976). Los resultados de estos ensayos se presentan en la tabla A.4.

Tabla A.4 - Resultados de ensayos de compresión en cubos de mortero

Identificación	a [cm]	b [cm]	c [cm]	Peso volumétrico [t/m ³]	Esfuerzo [kg/cm ²]
N1-1	5,1	5,1	5,1	1,9	207
N1-2	5,2	5,1	5,1	1,9	207
N1-3	5,2	5,1	5,1	1,9	206
N1-4	5,2	5,0	5,1	1,9	265
N1-5	5,2	5,1	5,0	1,9	278
N1-6	5,2	5,1	5,0	1,9	270
N1-7	5,2	5,0	5,0	1,9	255
N1-8	5,2	5,1	5,0	1,9	263
N1-9	5,2	5,1	5,0	1,9	254
N1-10	5,2	5,0	5,1	1,9	242
N1-11	5,3	5,0	5,1	1,9	245
N1-12	5,2	5,0	5,1	1,9	306
N1-13	5,1	5,1	5,1	2,0	181
N1-14	5,2	5,0	5,0	1,9	239
N1-15	5,2	5,0	5,0	1,9	221
N1-16	5,1	5,1	5,0	1,9	272
N1-17	5,3	5,1	5,0	1,9	249
N1-18	5,2	5,1	5,0	1,9	268
N1-19	5,1	5,1	5,1	1,9	280
N1-20	5,1	5,1	5,1	1,9	265
N1-21	5,1	5,0	5,0	1,9	265
N1-22	5,1	5,0	5,0	1,9	353
N1-23	5,1	5,0	5,0	2,0	388
N1-24	5,1	5,0	5,0	1,9	383
Promedio				1,9	265
C.V.				2%	21%
N2-1	5,2	5,1	5,1	1,8	177
N2-2	5,2	5,1	5,1	1,8	178
N2-3	5,2	5,1	5,1	1,9	207
N2-4	5,2	5,1	5,0	1,8	209
N2-5	5,2	5,1	5,1	1,8	220
N2-6	5,2	5,0	5,0	1,8	208
N2-7	5,1	5,0	5,1	1,8	185
N2-8	5,1	5,0	5,0	1,9	179
N2-9	5,2	5,1	5,0	1,9	175
N2-10	5,2	5,0	5,1	1,9	199
N2-11	5,2	5,0	5,0	1,8	208
N2-12	5,1	5,0	5,1	1,9	231
N2-13	5,1	5,1	5,1	1,8	182
N2-14	5,2	5,1	5,1	1,8	175
N2-15	5,2	5,1	5,1	1,8	195
N2-16	5,2	5,1	5,0	1,8	204
N2-17	5,2	5,0	5,1	1,8	204
N2-18	5,3	5,0	5,0	1,9	205
N2-19	5,2	5,1	5,1	1,8	209
N2-20	5,2	5,1	5,1	1,8	176
N2-21	5,1	5,1	5,1	1,8	176
N2-22	5,1	5,1	5,0	1,8	207
N2-23	5,1	5,0	5,0	1,9	193
N2-24	5,1	5,1	5,0	1,9	209
Promedio				1,8	195
C.V.				1%	9%
N3-1	5,0	5,1	5,1	1,8	219
N3-2	5,1	5,1	5,0	1,8	190
N3-3	5,0	5,0	5,0	1,8	228
N3-4	5,0	5,1	5,0	1,8	196
N3-5	5,0	5,1	5,0	1,8	200
N3-6	5,0	5,1	5,0	1,8	238
N3-7	5,0	5,2	5,1	1,8	229
N3-8	5,0	5,1	5,0	1,8	217

N3-9	5,0	5,1	5,0	1,8	225
N3-10	5,1	5,0	5,1	1,8	214
N3-11	5,1	5,1	5,1	1,8	207
N3-12	5,0	5,1	5,0	1,8	203
N3-13	5,0	5,1	5,0	1,8	192
N3-14	5,0	5,0	5,0	1,8	200
N3-15	5,0	5,0	5,1	1,8	212
N3-16	5,1	5,1	5,1	1,8	216
N3-17	5,1	5,1	5,0	1,8	209
N3-18	5,1	5,1	5,1	1,8	203
N3-19	5,1	5,1	5,0	1,8	158
N3-20	5,1	5,1	5,1	1,8	161
N3-21	5,1	5,1	5,0	1,8	160
N3-22	5,0	5,1	5,1	1,8	149
N3-23	5,0	5,1	5,0	1,8	151
N3-24	5,0	5,0	5,0	1,7	135
Promedio				1,8	196
C.V.				1%	14%
N4-1	5,1	5,2	5,0	1,9	292
N4-2	5,0	5,1	5,1	1,9	323
N4-3	5,0	5,2	5,0	1,9	313
N4-4	5,1	5,2	5,1	1,9	296
N4-5	5,1	5,2	5,1	1,9	300
N4-6	5,1	5,2	5,1	1,9	301
N4-7	5,0	5,1	5,0	1,9	295
N4-8	5,0	5,1	5,0	1,9	315
N4-9	5,0	5,1	4,1	1,9	262
N4-10	5,1	5,1	5,1	1,9	326
N4-11	5,1	5,1	5,1	1,9	306
N4-12	5,0	5,2	5,1	2,0	359
N4-13	5,1	5,1	5,1	1,9	361
N4-14	5,1	5,1	5,1	1,9	357
N4-15	5,2	5,2	5,1	1,9	359
N4-16	5,1	5,2	5,1	1,9	342
N4-17	5,1	5,2	5,0	1,9	357
N4-18	5,2	5,3	5,1	1,9	264
N4-19	5,1	5,1	5,0	1,9	275
N4-20	5,1	5,1	5,1	1,9	283
N4-21	5,1	5,1	5,1	1,8	246
N4-22	5,1	5,1	5,1	1,8	188
N4-23	5,1	5,1	5,1	1,8	203
N4-24	5,1	5,1	5,1	1,8	205
Promedio				1,9	297
C.V.				4%	16%

A.4 CONCRETO

El concreto empleado en la construcción de la dala y losa de los especímenes se fabricó en el Laboratorio de Estructuras Grandes del CENAPRED con una dosificación por volumen para una resistencia nominal de 350 kg/cm² (34,3 MPa). Se recurrió a la realización de dos tipos de pruebas para el control de la calidad y la determinación de las propiedades de este material.

Al inicio de cada colado dalas y losas se llevó a cabo una prueba de revenimiento para verificar las condiciones de trabajabilidad del concreto. Más adelante, durante cada colado, se extrajeron tres cilindros de 10 cm de diámetro por 20 cm de altura.

Los cilindros se ensayaron en fechas cercanas al ensaye de cada muro para determinar su resistencia en compresión. Los resultados de estos ensayos se presentan en la tabla A.5.

La NMX C 83 establece el procedimiento de ensaye de cilindros de concreto. De acuerdo con ella, los cilindros se cabecearon con una mezcla azufre-arena para garantizar superficies de carga uniformes. El ensaye se llevó a cabo en forma monótonamente creciente hasta la falla. El control de la prueba se hizo por carga, manteniendo una velocidad constante de aproximadamente 5 t por minuto (49,1 kN/min).

**Tabla A.5 - Resultados de ensayos de compresión en cilindros de concreto
(dadas y losas)**

Identificación	d ₁ [cm]	d ₂ [cm]	H [cm]	Peso volumétrico [t/m ³]	Esfuerzo [kg/cm ²]
N1-C1	10,2	10,4	20,4	2,2	288
N1-C2	10,2	10,4	20,3	2,2	317
N1-C3	10,1	10,3	20,3	2,2	321
Promedio				2,2	309
C.V.					5%
N2-C1	10,3	10,2	20,3	2,2	382
N2-C2	10,2	10,3	20,4	2,2	317
N2-C3	10,1	10,4	20,4	2,2	325
Promedio				2,2	341
C.V.					8%
N3-C1	10,2	10,3	20,2	2,2	398
N3-C2	10,2	10,4	20,3	2,2	360
N3-C3	10,2	10,3	20,4	2,2	336
Promedio				2,2	365
C.V.					7%
N4-C1	10,1	10,3	20,4	2,2	398
N4-C2	10,2	10,1	20,4	2,2	371
N4-C3	10,2	10,3	20,3	2,2	384
Promedio				2,2	384
C.V.					3%

REFERENCIAS

- Aguilar, G. (1997), "Efecto del refuerzo horizontal en el comportamiento de muros de mampostería confinada ante cargas laterales", Tesis de licenciatura, UNAM, México, 181 pp.
- Alcocer, S.M., Aguilar, G., y Cano, G. (1995), "Determinación de las propiedades mecánicas de los tabiques extruidos tipo Vintex, Multex y Aremax", Informe, CENAPRED, 65 pp.
- Astroza, M., Delfín, F., y Fernández, G., "Estudio experimental de la resistencia al corte de la albañilería de unidades cerámicas del tipo rejilla con hueco".
- Beall, C. (1987), "Masonry design and detailing for architects, engineers, and builders", Mc.Graw-Hill, 491 pp.
- Bortz, S., Marusin, S., y Monk, C. (1990), "A critical review of masonry durability standards", Memorias de la quinta conferencia de mampostería norteamericana, Universidad de Illinois en Urbana-Champaign, pp. 1523-1536.
- BIA (1985), "Efflorescence, causes and mechanisms, part 1", Technical Note 23, Brick Institute of America, 7 pp.
- BIA (1985), "Efflorescence, causes and mechanisms, part 2", Technical Note 23A, Brick Institute of America, 6 pp.
- BIA (1996), "Hollow brick masonry", Technical Note 41, Brick Institute of America, 12 pp.
- BRE (1983), "Perforated clay bricks", Building Research Establishment Digest 273, UK, 8 pp.
- Chen, S.W. et al. (1978), "Cyclic loading tests of masonry single piers -height to width ratio of 1-", Informe no. UCB/EERC-78/28 del Earthquake Engineering Research Center, Universidad de California, vol. 2, Berkeley, California, EUA, 179 pp.
- Decanini, L., y Ochat, E. (1989), "Resultados experimentales del comportamiento estructural de la mampostería", Memorias de las IX jornadas argentinas de ingeniería estructural, Argentina, pp. 837-873.
- Departamento del Distrito Federal (1993a), "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto", Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal, México, 70 pp.
- Departamento del Distrito Federal (1993b), "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería", Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal, México, 18 pp.
- Departamento del Distrito Federal (1993c), "Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo", Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal, México, 19 pp.
- Departamento del Distrito Federal (1993d), "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal, México.
- Díaz, R.R., y Vázquez del Mercado, R.R. (1995), "Comportamiento de muros de mampostería confinada reforzados horizontalmente", Tesis de Licenciatura, UNAM, México, 215 pp.

- Diez, J., Astroza, M., y Delfin, F. (1988), “Estudio experimental de modalidades de refuerzo para muros de albañilería de unidades cerámicas”, *Colloquia 88*, Madrid, España, 20 pp.
- Ganz, H., y Thürlimann, B. (1984), “Versuche an mauerwerksscheiben unter Normalkraft und Querkraft (Ensayos en muros de mampostería bajo cargas normal y lateral)”, Reporte 7502-4, Instituto de Estática y Construcción ETH (Eidgenössische Technische Hochschule), Politécnico Federal, Zürich, Suiza.
- García, L., y Yamín, L. (1992), “A review of masonry construction in Colombia”, *Masonry in the Americas* presentada en la convención de otoño del ACI, San Juan, Puerto Rico.
- Hernández, O., y Meli, R. (1971), “Propiedades de piezas para mampostería producidas en el Distrito Federal”, Serie Azul no. 297, Instituto de Ingeniería, UNAM, México, 46 pp.
- Hernández, O., y Meli, R. (1976), “Modalidades de refuerzo para mejorar el comportamiento sísmico de muros de mampostería”, Serie Azul no. 382, Instituto de Ingeniería, UNAM, México, 24 pp.
- Hernández, O. (1996), Comunicación personal.
- Hidalgo, P. (1992), “Seismic behavior and earthquake resistant design of masonry buildings in Chile”, *Masonry in the Americas* presentada en la convención de otoño del ACI, San Juan, Puerto Rico.
- Mann, W., König, G., y Ötes, A. (1988), “Tests of masonry walls subjected to seismic forces”, *Memorias de la octava conferencia internacional de ladrillo y bloque*; Dublín, pp 764-773.
- Meli, R., Zeevaert, A., y Esteva, L. (1968), “Comportamiento de muros de mampostería hueca ante carga lateral alternada”, Serie Azul no. 156, Instituto de Ingeniería, UNAM, México, 20 pp.
- Meli, R., y Salgado, G. (1969), “Comportamiento de muros de mampostería sujetos a carga lateral”, Serie Azul no. 237, Instituto de Ingeniería, UNAM, México, 107 pp.
- Meli, R., y Hernández, O. (1975), “Efectos de hundimientos diferenciales en construcciones a base de muros de mampostería”, Serie Azul no. 350, Instituto de Ingeniería, UNAM, México, 125 pp.
- Meli, R., Alcocer, S.M., y Díaz Infante, L.A. (1994), “Características estructurales de la vivienda de interés social en México”, *Cuaderno de Investigación no. 17*, CENAPRED, pp. 25-52.
- Murià, D., y González, R. (1995), “Propiedades dinámicas de edificios de la Ciudad de México”, *Revista de Ingeniería Sísmica no. 51*, México, p.p. 25-45.
- ONNCCE (1997a), “Norma Mexicana NMX G404: –Bloques, tabiques o ladrillos y tabicones para uso estructural– Especificaciones y métodos de prueba”, México, 10 pp.
- ONNCCE (1997b), “Proyecto de Norma Mexicana para la determinación de la resistencia a la compresión y del módulo de elasticidad de pilas de mampostería de barro y de concreto”, México, 8 pp.
- ONNCCE (1997c), “Proyecto de Norma Mexicana para la determinación de la resistencia a la compresión diagonal y de la rigidez a cortante de muretes de mampostería de barro y de concreto”, México, 9 pp.
- Park, R., y Paulay, T. (1994), “Estructuras de concreto reforzado”, Limusa, México, pp. 13-50.

- Pineda, J.A. (1996), "Comportamiento ante cargas laterales de muros de mampostería confinada reforzados con malla electrosoldada", tesis de maestría, UNAM, México, 171 pp.
- Rodríguez, M., y Botero, J.C. (1994), Serie Blanca, Instituto de Ingeniería, UNAM, México, 36 pp.
- San Bartolomé, A. (1994), "Construcciones de albañilería", Pontificia Universidad Católica del Perú, 228 pp.
- SECOFI (1976), "Norma Mexicana para la determinación de la resistencia a la compresión de cementantes hidráulicos", DGN, México, 12 pp.
- SECOFI (1981), "Norma Mexicana: métodos de prueba a la tensión para productos de acero", DGN, México, 40 pp.
- SECOFI (1982), "Norma Mexicana: concreto sometido a compresión - determinación del módulo de elasticidad estático y relación de Poisson", DGN, México, 10 pp.
- SECOFI (1986), NMX-C-38, "Norma Mexicana: Industria de la construcción - determinación de las dimensiones de bloques y ladrillos".
- SECOFI (1987), NMX-B-456, "Norma Mexicana: Armaduras soldadas de alambre de acero para castillos y dalas". DGN, México, 8 pp.
- SECOFI (1988), "Norma Mexicana: concreto - determinación de la resistencia a la compresión de cilindros de concreto", DGN, México, 9 pp.
- SECOFI (1996), "Proyecto de Norma Mexicana: varilla corrugada de acero para refuerzo de concreto", México.
- Schultz, A.E. (1993), "Performance of masonry structures during extreme lateral loading events", Memorias de las décimas jornadas estructurales de la ingeniería de Colombia y del primer simposio panamericano sobre construcciones en mampostería estructural en zonas sísmicas, Santafé de Bogotá, Colombia, pp. 123-157
- Tomaževič, M., y Zarnic, R. (1986), "The behavior of horizontally reinforced masonry walls subjected to cyclic lateral in-plane load reversals", Research in the Field of Earthquake Engineering – Selected Papers 1985/1986, Ljubljana, Eslovenia, pp. 64-71.

RECONOCIMIENTOS

Esta investigación fue realizada en el Área de Ingeniería estructural y Geotecnia del Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED).

La parte experimental de este trabajo fue financiada por la empresa Novaceramic S.A. de C.V. Su apoyo económico se agradece.

Los ensayos se realizaron en el Laboratorio de Estructuras Grandes con la colaboración de un importante grupo de trabajo. A todos ellos mi más sincero agradecimiento.

Ing. Gerardo Aguilar
Ing. Gustavo Cano
Ing. Leonardo Flores
Ing. Alfredo López
Ing. Mauricio Ojeda
Ing. Alexandra Otálora
Sr. Salomón Trinidad

“Comportamiento ante cargas laterales de muros de ladrillo de arcilla perforado y multiperforado”
Se terminó de imprimir en diciembre de 2001, en los Talleres Gráficos de México, Av. Canal del Norte N° 80, Col. Felipe Pescador, México, D.F. La edición en papel bond de 90 grs. en interiores y portada en cartulina sulfatada de 14 puntos, consta de 300 ejemplares más sobrante para reposición.



**Coordinación General de Protección Civil
Centro Nacional de Prevención de Desastres**

Av. Delfín Madrigal No. 665,
Col. Pedregal de Sto. Domingo,
Deleg. Coyoacán,
México D.F., C.P. 04360

www.cenapred.unam.mx