

**CONSTRUCCIONES**

**DE**

**ALBAÑILERIA**

*-Comportamiento Sísmico y  
Diseño Estructural-*

**ANGEL SAN BARTOLOME**



**PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU  
FONDO EDITORIAL 1994**

**CONSTRUCCIONES DE ALBANILERIA**  
*-Comportamiento Sísmico y Diseño Estructural-*

**ANGEL SAN BARTOLOME**

**CONSTRUCCIONES**

**DE**

**ALBAÑILERIA**

*-Comportamiento Sísmico y Diseño Estructural-*

**ANGEL SAN BARTOLOME**



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU

FONDO EDITORIAL 1994

Primera edición, octubre de 1994

*Construcciones de Albañilería –Comportamiento Sísmico y  
Diseño Estructural–*

Copyright © por Fondo Editorial de la Pontificia Universidad  
Católica del Perú. Av. Universitaria, cuadra 18. San Miguel.  
Apartado 1761. Lima 100, Perú. Telfs. 626390, 622540,  
Anexo 220.

Prohibida la reproducción de este libro por cualquier medio,  
total o parcialmente, sin permiso expreso de los editores.

*Derechos reservados*  
ISBN 84-8390-965-0

Impreso en el Perú - Printed in Peru

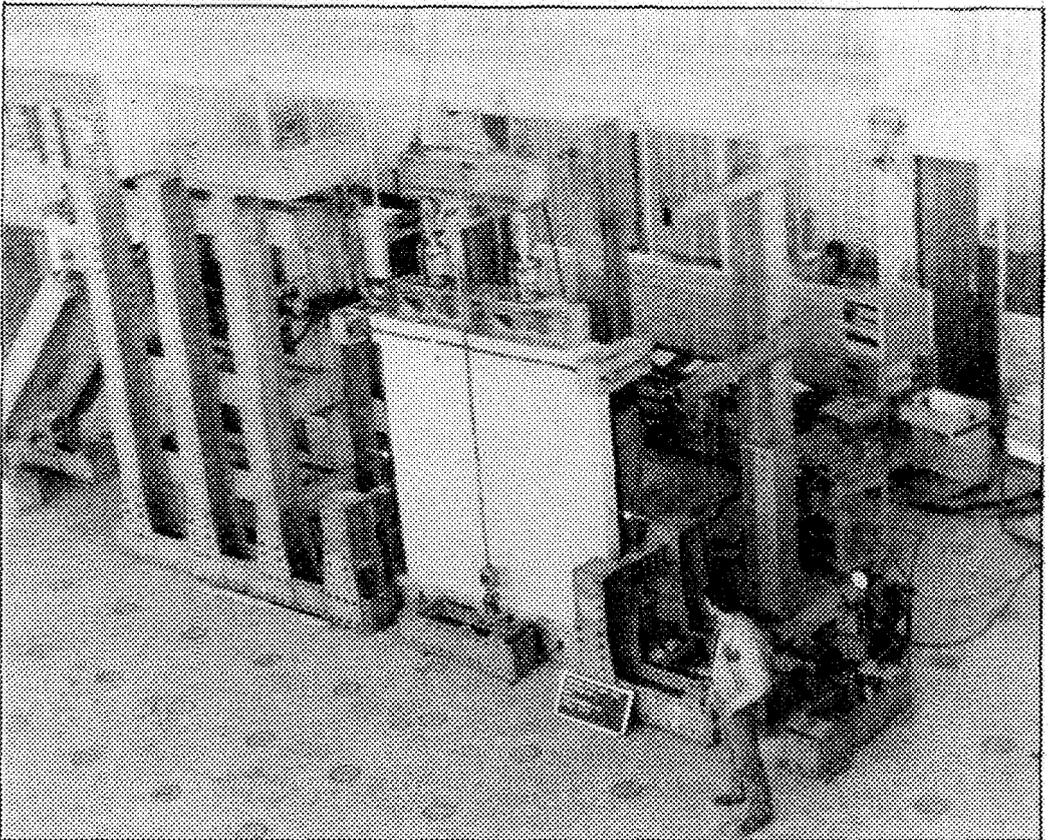
## ***Angel San Bartolomé Ramos***

- Ingeniero Civil graduado en la Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Estudios de Post-Grado en Ingeniería Antisísmica en el International Institute of Seismology and Earthquake Engineering (IISEE). Building Research Institute (BRI). Tokyo - Japan.
- Estudio Individual en Albañilería Estructural en The Large Scale Structures Testing. Building Research Institute (BRI). Tsukuba - Japan.
- Profesor Principal del Departamento de Ingeniería -Area de Estructuras- de la Pontificia Universidad Católica del Perú. Miembro del Consejo de la Facultad de Ciencias e Ingeniería y Asesor de Tesis.
- Investigador en las Areas de Albañilería Estructural, Adobe, Tapial y Concreto Armado, en el Laboratorio de Estructuras (LEDI) de la Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Autor del Libro "Albañilería Confinada". Libro 4 de la Colección del Ingeniero Civil. Consejo Departamental de Lima -Capítulo de Ingeniería Civil- del Colegio de Ingenieros del Perú (CIP). 1992.
- Proyectista de Estructuras, antes asociado a la Compañía STRUDA Ings. S.R.L.

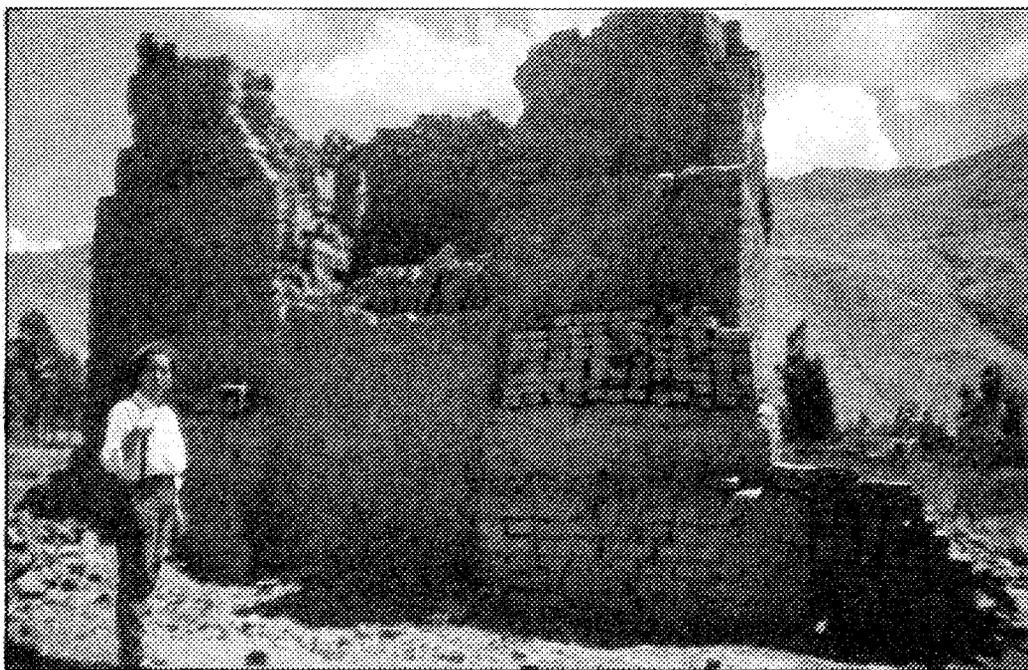
***A la memoria de mi madre,  
Doctora en Educación,  
Livia Elisa Ramos de San Bartolomé***

# **"CONSTRUCCIONES DE ALBAÑILERIA"**

*-Comportamiento Sísmico y Diseño Estructural-*



**ENSAYO DE CARGA LATERAL CICLICA CON CARGA VERTICAL CONSTANTE.  
EXPERIMENTO REALIZADO EN EL LABORATORIO DE ESTRUCTURAS DE LA  
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU**



**HORNO ABIERTO CON QUEMADORES DE LEÑA EN SU BASE, TÍPICO DE NUESTRA SERRANÍA. CORTESÍA DE LA Srta. IRIS JACHA, EGRESADA DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL HERMILIO VALDIZAN - HUANUCO.**

## *PROLOGO*

Esta publicación está basada en los apuntes de clase del curso "Albañilería Estructural", dictado por el autor durante el segundo semestre del año 1991 en la Facultad de Ciencias e Ingeniería de la Pontificia Universidad Católica del Perú (PUCP).

En esta edición, el autor ha procurado volcar su experiencia profesional, docente y de investigación; por lo que este libro no sólo está dirigido a los alumnos, sino también a actualizar los conocimientos de los ingenieros civiles y, sobre todo, a los docentes universitarios encargados de difundir con mayor profundidad estos conocimientos. Todo ello porque sabemos que la Albañilería Estructural constituye una alternativa económica y sencilla de aplicar para resolver nuestro elevado déficit habitacional, mediante la construcción de edificios de mediana altura, en donde se aprovecha el área del terreno con una sólo cimentación y se comparten los servicios comunes de agua, desagüe y electricidad (con una sólo cisterna, tanque de agua, etc.); mejor aún, si estos edificios se ubican en urbanizaciones.

Sin embargo, vivimos en un país sísmico, donde además el medio ambiente es altamente erosivo, por lo que estas edificaciones tienen que ser convenientemente analizadas, diseñadas y construidas (propósitos de este libro), de modo que tengan un adecuado comportamiento ante todo tipo de sollicitación.

Hasta antes de 1970, los edificios de albañilería se construían sin las precauciones necesarias, por lo que generalmente sufrían serios daños estructurales cuando ocurrían los sismos, llegando incluso a colapsar ante los terremotos. En otros casos, se proporcionaba paredes con espesores exagerados y muros en abundancia, dando por resultado edificios seguros, pero antieconómicos. Es decir, estas edificaciones no seguían los lineamientos de un diseño racional, debido a que el ingeniero estructural no contaba con la información suficiente que le permitiese efectuar un diseño adecuado.

Actualmente, la arquitectura moderna, las razones económicas y la mejor calidad de los materiales de construcción, conllevan a proyectar edificios de albañilería donde se aprovecha en mejor forma las dimensiones de los ambientes, colocando la mínima densidad posible de muros y por supuesto, el refuerzo adecuado; de manera que los muros de estas edificaciones puedan soportar sismos moderados sin ningún daño estructural y sismos severos con daños estructurales que sean reparables, evitando a toda costa el colapso y, por ende, salvando lo primordial: las vidas humanas.

En el caso de la albañilería, nuestras técnicas constructivas y materiales de construcción son muy diferentes a los que se emplean en otros países, por lo que a diferencia de otros materiales (como el concreto armado y el acero) resulta inadecuado adoptar códigos de diseño extranjeros. De esta manera, en base a los escasos resultados experimentales alcanzados hasta el año de 1982, se elaboró nuestro primer reglamento de diseño relativo a la albañilería: "Norma E-070, ININVI-82". Actualmente, aunque aún nos falta un largo camino por recorrer en lo que a investigaciones se refiere, contamos con una propuesta moderna de diseño a la rotura, aplicable a los edificios compuestos

por muros de albañilería confinada; esta propuesta está basada en los resultados teórico-experimentales de nuestras investigaciones y en las enseñanzas dejadas por los terremotos pasados.

Nuestras investigaciones vienen desarrollándose a partir del año 1979 en el Laboratorio de Estructuras de la PUCP, contando en su mayoría con el concurso de alumnos, quienes han elaborado sus tesis en base a estos trabajos. Algunos de estos proyectos han sido publicados en Congresos Internacionales como: The Eighth (San Francisco, 1988) and Tenth (Madrid, 1992) World Conference on Earthquake Engineering, The Fifth North American Masonry Conference (Illinois, 1990) y Colloquia '83 y '88 en Santiago de Chile; en tanto que la gran mayoría de los trabajos han sido publicados en la revista peruana "El Ingeniero Civil" y en los libros de Ponencias de los Congresos Nacionales de Ingeniería Civil realizados en las siguientes ciudades: Cusco (1980), Chiclayo (1982), Tacna (1984), Cajamarca (1986), Huaraz (1988), Piura (1990) e Ica (1992).

La difusión de estos trabajos ha sido hecha también en: los Seminarios organizados por diversas Instituciones, como el CISMID, la Universidad Nacional del Centro (Huancayo), la Universidad Nacional Pedro Ruiz Gallo (Chiclayo), la Universidad Nacional Santiago Antúnez de Mayolo (Huaraz) y el Capítulo Peruano del ACI; los Cursos de Actualización Profesional organizados por la PUCP y el Colegio de Ingenieros del Perú; y los Cursos de Albañilería Estructural que se dictan en varias universidades peruanas. Adicionalmente, contamos con libros nacionales que recopilan estas investigaciones, como los libros de "Albañilería Estructural" por el Ing. Héctor Gallegos y "Albañilería Confinada" correspondiente al autor del presente trabajo. De esta manera, podemos decir que nuestra información se ha transmitido a nivel nacional e internacional a un vasto sector de ingenieros estructurales y constructores.

Debe indicarse además que no sólo hemos tratado de estudiar a las edificaciones de mediana altura, sino también hemos procurado abaratar costos en las viviendas unifamiliares; por ejemplo: creando bloquetas artesanales de concreto y los denominados "morteros bastardos" con polvo de ladrillo; utilizando los bloques de sillar, los ladrillos horneados con leña y la piedra pómez como agregado grueso en los bloques de concreto; etc. Algunos de estos estudios se han efectuado a través de Convenios establecidos por la PUCP con las Universidades Nacionales Pedro Ruiz Gallo de Chiclayo y Hermilio Valdizán de Huánuco, cuyos alumnos han ejecutado sus proyectos en el Laboratorio de Estructuras de la PUCP.

En resumen, este trabajo constituye una síntesis del estado del arte de la albañilería peruana, el mismo que no hubiese sido posible realizar sin el valioso aporte intelectual de los alumnos y el apoyo financiero de las siguientes Instituciones Peruanas: ITINTEC, ININVI, ASOCEM, Fábricas de Cemento Yura y Cementos Lima, Compañía Minera Buenaventura, Graña y Montero (GMI), CONCYTEC, CISMID y la Dirección Académica de Investigación de la PUCP (DAI), a quienes el autor agradece profundamente, al igual que al Ing. Daniel Quiun y a la Srta. Nancy Trujillo, por su valiosa cooperación en la revisión de este ejemplar.

# *INDICE*

	Pág.
<b>1. INTRODUCCION</b>	<b>1</b>
1.1 Objetivos.	1
1.2 Breve Historia de la Albañilería.	2
1.3 Construcción de Albañilería y Albañilería Estructural.	4
1.4 Tipos de Albañilería y Especificaciones Reglamentarias.	5
- Clasificación por la Función Estructural.	5
- Clasificación por la Distribución del Refuerzo.	6
- Muros No Reforzados o de Albañilería Simple.	6
- Muros Armados.	8
- Muro Laminar ("Sandwich").	11
- Albañilería Confinada.	12
<b>2. PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION</b>	<b>19</b>
2.1 Procedimientos Generales de Construcción. Recomendaciones y Detalles del Refuerzo.	19
- Muros Confinados.	19
- Muros Armados.	30
- Muros de Junta Seca.	36
2.2 Puntos a Favor y en Contra de los Muros Armados y Confinados.	37
<b>3. COMPORTAMIENTO SISMICO</b>	<b>41</b>
3.1 Comportamiento Sísmico Pasado.	41
- Albañilería No Reforzada.	41
- Albañilería Confinada.	46
- Muros Armados.	49
3.2 Tipos de Falla Estructural. La Falla por Corte y por Flexión.	51
3.3 Criterios Generales de Estructuración en Edificios.	63

<b>4. ANALISIS ESTRUCTURAL</b>	<b>67</b>
4.1 Características del Ejemplo.	67
4.2 Estructuración.	69
4.3 Predimensionamiento de los Muros.	69
4.4 Metrado de Cargas.	70
4.5 Análisis Sísmico.	73
- Análisis Sísmico Computacional.	73
- Análisis Sísmico Aproximado.	74
- Análisis Comparativo.	77
4.6 Interacción Tabique-Pórtico.	79
- Tipos de Falla en los Tabiques.	84
<b>5. DISEÑO POR REGLAMENTO (NORMA E-070)</b>	<b>87</b>
5.1 Diseño por Compresión Axial.	88
5.2 Diseño por Fuerza Cortante.	89
- Deducción de las Fórmulas del Reglamento para el Diseño por Corte en Muros Confinados.	90
5.3 Diseño por Flexocompresión.	93
5.4 Diseño por Carga Perpendicular al Plano del Muro.	97
5.5 Observaciones Adicionales para Muros Confinados.	100
<b>6. COMPONENTES DE LA ALBAÑILERÍA</b>	<b>105</b>
6.1 Fabricación de las Unidades de Albañilería. Propiedades Físicas y Mecánicas. Ensayos de Clasificación.	105
- Unidades de Albañilería.	105
- Unidades de Arcilla.	106
- Unidades Sílico-Calceáreas.	109
- Unidades de Concreto.	110
- Propiedades y Ensayos de Clasificación.	111
6.2 Tecnología del Mortero. Clasificación, Fluidéz y Retentividad.	118
- Componentes del Mortero.	122

- Ensayos de Compresión.	124
6.3 El Mortero y el Concreto Fluido ("Grout").	125
<b>7. ENSAYOS EN SISTEMAS DE ALBAÑILERIA</b>	127
7.1 Albañilería Simple (pilas, muretes, muros no reforzados, etc.). Efectos de Diversas Variables sobre la Resistencia. Proyectos A1- A5.	134
A1 Estudio de la Variabilidad en la Calidad de los Ladrillos Producidos en la Ciudad de Lima.	134
A2 Comportamiento de Elementos de Albañilería en Ensayos de Compresión Diagonal y Corte Directo.	134
A3 Comportamiento de Muros No Reforzados Sujetos a Compresión Diagonal	135
A4 Albañilería No Reforzada. Efectos de la Carga Vertical.	136
A5 Bloquetas Artesanales de Concreto.	137
7.2 Efectos de Diversas Variables sobre el Comportamiento Sísmico de los Muros Armados y Confinados. Técnicas de Reparación. Proyectos B1 - B10.	138
B1 Albañilería Confinada. Efectos del Estribaje de Confinamiento.	138
B2 Ensayos de Carga Lateral Cíclica en Muros Confinados. Correla- ción de Resultados entre Especímenes a Escala Natural y Probetas Pequeñas.	139
B3 Efectos del Refuerzo en Muros Confinados.	141
B4 Efectos de la Carga Vertical en Muros Confinados Sometidos a Carga Lateral Cíclica.	144
B5 Efectos de la Esbeltez en Muros Confinados a Escala 1:2.	146
B6 Reparación de Muros Confinados.	147
B7 Albañilería Armada Empleando Bloques de Concreto Vibrado.	150
B8 Estudio de la Conexión Columna-Albañilería en Muros Confinados a Escala 1:2.5.	153
B9 Efectos del Peralte del Dintel Sobre el Comportamiento Sísmico de un Pórtico Mixto de Albañilería Confinada de Dos Pisos a Escala 1:2.	154
B10 Efectos del Número de Paños en Muros Confinados a Escala 1:2.5.	159
7.3 Ensayos Pseudo-dinámicos y Dinámicos. Proyectos C1 - C5.	159
C1 Comportamiento Sísmico de un Módulo de Albañilería Confinada de Tres Pisos a Escala 1:2.5.	159
C2 Ensayo Dinámico Perpendicular al Plano de Muros Confinados Previamente Agrietados por Corte.	163
C3 Efectos de la Técnica de Ensayo Sobre el Comportamiento Sísmico de la Albañilería Confinada.	166

C4	Estudio de la Conexión Columna-Albañilería en Muros Confinados a Escala Natural.	167
C5	Ensayo Pseudo-dinámico. Experimento Japonés en un Edificio a Escala Natural.	170
<b>8.</b>	<b>NUEVAS TEORIAS DE DISEÑO A LA ROTURA</b>	<b>173</b>
8.1	Muros Confinados. La Falla por Corte.	173
	- Justificación de la Propuesta de Diseño.	174
	- Propuesta de Diseño.	174
	- Nomenclatura y Especificaciones Mínimas.	177
	- Análisis y Diseño.	179
	- Ejemplo de Aplicación.	184
	- Observaciones.	190
8.2	Muros Armados. La Falla por Flexión.	193
	- Análisis Estructural.	194
	- Diseño.	195
	- Ejemplo de Aplicación.	196
	<b>ANEXOS</b>	<b>200</b>
A.1	Deducción de las Fórmulas Empleadas en la Propuesta de Diseño a la Rotura en Muros Confinados. Caso de Muros Compuestos por Varios Paños.	200
A.2	Deducción del Factor de Seguridad para el Diseño por Corte ante Sismos Moderados.	204
A.3	Análisis por Elementos Finitos del Muro X4, Instantes Antes de la Falla por Corte.	207
A.4	Cercos, Parapetos y Tabiques.	211
A.5	Figuras Adicionales Relativas a Cada Capítulo.	216

## **REFERENCIAS**

1. Albañilería Estructural, H. Gallegos. Fondo Editorial PUCP, 1989.
2. Albañilería Confinada, A. San Bartolomé. Libro 4. CIP, 1990.
3. Reinforced Masonry Design, R. Schneider, W. Dickey. Prentice-Hall, 1984.
4. Norma de Albañilería E-070, ININVI-82. Normas ITINTEC y ASTM. Normas de Concreto Armado: E-060 y ACI-318-89. Normas de Diseño Sismo-resistente (RNC-77).
5. Libros de Ponencias de los Congresos Nacionales de Ingeniería Civil. Artículos de la Revista "El Ingeniero Civil". Reportes del Earthquake Engineering Research Center, University of California.
6. Reinforced Masonry Engineering Handbook -3rd Edition-, J.E. Amrhein. Masonry Institute of America, 1973.
7. Earthquake Design of Concrete Masonry Buildings. Volume 2, R. Englekirk, G. Hart and The Concrete Masonry Association of California and Nevada. Prentice-Hall, 1984.
8. Lecciones del Sismo del 3 de Marzo de 1985, R. Riddell, P. Hidalgo y otros. Instituto Chileno del Cemento y del Hormigón, 1988.
9. Performance of Engineered Masonry in the Chilean Earthquake of March 1985, M. Blondet and R. Mayes. Computech Engineering Services, 1989.
10. Seismic Design of Concrete Masonry Shearwalls, M.J.N. Priestley. ACI Journal. Title No. 83-8.
11. Manual de Diseño Sísmico de Edificios, E. Bazán y R. Meli. Limusa, 1987.
12. Seismic Test of the Five Story Full Scale Reinforced Masonry Building, S. Okamoto, Y. Yamasaki, T. Kaminosono and M. Teshigawara. U.S.-Japan Coordinated Earthquake Research Program on Masonry Building, 1988.
13. Design of the Five Story Full Scale Reinforced Masonry Test Building, H. Isoishi, T. Kaminosono and M. Teshigawara. Third Joint Technical Coordinating Committee on Masonry Research. Hokkaido-Japan, 1987.
14. Diseño y Construcción de Estructuras de Bloques de Concreto. Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto (IMCYC). Limusa, 1990.
15. Observed Behavior of Slender Reinforced Concrete Walls Subjected to Cyclic Loading, S. L. Wood. ACI SP 127-11, 1991.
16. Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería. Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal de México. 1977.



# 1

## INTRODUCCION

### 1.1 OBJETIVOS

El objetivo principal del libro es que el lector adquiera los conocimientos suficientes que le permitan analizar, diseñar y construir edificaciones de mediana altura (de hasta 5 pisos) hechas de albañilería estructural. Para alcanzar estos conocimientos, es necesario estudiar el comportamiento de las edificaciones de albañilería ante los terremotos ocurridos en el pasado, así como la influencia de diversos parámetros que han sido investigados a nivel experimental. Los resultados de estos estudios han permitido plantear recomendaciones en los aspectos de la construcción y del diseño estructural, principalmente para lograr un adecuado comportamiento sísmico en este tipo de estructuras.

Por lo expuesto, este libro ha sido preparado de tal manera que primero el lector tenga una concepción global de los sistemas de albañilería (Capítulo 1); para esto, se estudiará los procedimientos de construcción (Capítulo 2) y el comportamiento sísmico de estas edificaciones (Capítulo 3), así como los procedimientos vigentes de análisis (Capítulo 4) y diseño estructural (Capítulo 5), para luego entrar a ver los detalles sobre los componentes de la albañilería (Capítulo 6), analizando los resultados de los ensayos respectivos (Capítulo 7), los que finalmente han permitido plantear nuevos métodos de diseño estructural (Capítulo 8).

*A manera de referencia para los profesores universitarios que enseñan esta materia, cabe mencionar que cuando dicté el curso de "Albañilería Estructural" en la Pontificia Universidad Católica del Perú (PUCP), los conocimientos vertidos en este libro fueron complementados mediante prácticas continuadas, tipo taller, resueltas en grupos compuestos por varios alumnos.*

*En dichas prácticas, se analizó, diseñó y se trazaron los planos estructurales de un edificio de albañilería. Todos los grupos resolvieron el mismo edificio, pero bajo diferentes características, estudiándose: varias formas de techado (losas macizas y aligeradas, armadas en una o dos direcciones) y de cimentación (concreto ciclópeo y concreto armado); el efecto del peralte de las vigas coplanares con los muros; varios tipos de albañilería (armada y confinada); variaciones en el análisis estructural (aproximado y computacional, base empotrada y flexible, distribución uniforme y triangular de las fuerzas de inercia); y, diferentes técnicas de diseño (por esfuerzos admisibles y por capacidad resistente a la rotura). Esto permitió analizar el efecto de diversos parámetros sobre el edificio en estudio, discutiéndose el trabajo final entre todos los alumnos en una especie de sustentación. Adicionalmente, estas prácticas teóricas fueron complementadas realizando visitas a laboratorios de estructuras, fábricas ladrilleras y edificaciones de albañilería en construcción.*

## 1.2 BREVE HISTORIA DE LA ALBAÑILERÍA

Una buena recopilación histórica sobre la albañilería, acompañada de gráficos y datos cronológicos, se muestra en la Ref. 1; en este libro sólo se resaltarán los aspectos históricos más importantes.

La **Albañilería o Mampostería** se define como un conjunto de unidades trabadas o adheridas entre sí con algún material, como el mortero de barro o de cemento. Las unidades pueden ser naturales (piedras) o artificiales (adobe, tapias, ladrillos y bloques). Este sistema fue creado por el hombre a fin de satisfacer sus necesidades, principalmente de vivienda.

Bajo la definición indicada en el párrafo anterior, se llega la conclusión de que la albañilería existió desde tiempos prehistóricos y que su forma inicial podría haber sido los muros hechos con piedras naturales trabadas o adheridas con barro, lo que actualmente en nuestro medio se denomina "*pirca*".

La **primera unidad de albañilería artificial** consistió de una masa amorfa de barro secada al sol; vestigios de esta unidad han sido encontrados en las ruinas de Jericó (Medio Oriente), 7350 años a.C. Es interesante destacar que antiguamente las unidades no tenían una forma lógica, llegándose a encontrar unidades de forma cónica en lugares y épocas distintas: en la Mesopotamia (7000 años de antigüedad) y en Huaca Prieta, Perú (5000 años de antigüedad).

El **molde** empleado para la elaboración de las unidades artificiales de tierra, lo que hoy denominamos "*adobe*", fue creado en Sumeria (región ubicada en el Valle del Eufrates y Tigris, en la Baja Mesopotamia) hacia los 4000 años a.C. A raíz de aquel acontecimiento, empezaron a masificarse las construcciones de albañilería en las primeras civilizaciones.

El adobe fue llevado al horno unos 3000 años a.C. en la ciudad de Ur, tercera ciudad más antigua del mundo (después de Eridú y Uruk, pertenecientes a la cultura Sumeria), formándose lo que actualmente se denomina el **ladrillo de arcilla o cerámico**. A partir de aquel entonces se levantaron enormes construcciones de ladrillos asentados con betún o alquitrán, como la Torre de Babel ("Etemenanki", zigurat de 8 pisos); y en la época del Rey Nabucodonosor II (Babilonia, 600 a.C.), se construyeron edificios de hasta 4 pisos. Fue en Babilonia que el Rey Hammurabi (1700 a.C.) crea el **primer reglamento de construcción**, donde se especificaba que si por causas atribuibles al constructor fallecía el propietario de una vivienda, se debía dar muerte al constructor de la misma.

Por aquellas épocas, pero en otras civilizaciones, se efectuaban construcciones de albañilería aprovechando la materia prima existente en la zona. Por ejemplo, en Egipto se asentaba rocas con mortero de yeso y arena (como las pirámides de Giza, con unos 4000 años de antigüedad); mientras que en Grecia se usaba piedras asentadas con mortero de cal y revestidas con mármol (como el templo a la diosa Atenea, "*Partenón*", 440 a.C.).

El **mortero de cemento puzolánico** fue inventado por Vitruvio (Arquitecto Romano, 25 a.C.). Para esto, Vitruvio mezcló con cal y agua a la "arena volcánica" del Vesubio (actualmente denominada "puzolana"). Fue a partir de aquel entonces que hubo una gran innovación en las formas estructurales, construyéndose enormes estructuras con arcos, bóvedas y lucernarios, tal como el "*Panteón*" en Roma.

Después de la caída del Imperio Romano, el mortero puzolánico pasó al olvido, hasta que Smeaton (Ingeniero británico) lo rescató en el año de 1756 para reconstruir un faro en Inglaterra.

En el siglo XVIII, en conjunto con la Revolución Industrial (que comenzó en Inglaterra), empezó la industrialización en la fabricación de ladrillos, inventándose máquinas como trituradoras, mezcladoras y prensas para moldear mecánicamente al ladrillo; aunque, según se dice, se empleaba 2 kg de carbón para hornear 1 kg de arcilla.

En cuanto al Perú, los ladrillos de arcilla llegaron en la época de la colonia española, y la primera fábrica de ladrillos fue construida en Lima en el año de 1856.

La **primera obra de albañilería reforzada** data del año 1825. Brunel (Ingeniero británico), construyó 2 accesos verticales a un túnel bajo el río Támesis (Londres), de 15 m de diámetro y 20 m de profundidad, con paredes hechas de albañilería de 75 cm de espesor, reforzadas verticalmente con pernos de hierro forjado y horizontalmente con zunchos metálicos.

Mas bien, la **albañilería confinada** fue creada por ingenieros italianos (Ref.9), después que el sismo de 1908 en Sicilia arrasara con las viviendas de albañilería no reforzadas. En el Perú, la albañilería confinada ingresa después del terremoto de 1940; mientras que la armada lo hace en la década del 60, pese a que ésta se había creado antes.

*Un hecho curioso fue el que me ocurrió cuando estaba trabajando en el reforzamiento de una vivienda muy antigua, carente de planos, en La Punta (Callao); en esa vivienda se encontró un retazo de periódico del año 1940, que había sido utilizado para taponar el encofrado del aligerado. Esa vivienda tenía en sus esquinas columnas de concreto ciclópeo con piedras medianas (el concreto que actualmente se usa en los sobrecimientos) y refuerzo vertical liso corroído por la brisa marina. Hasta ese instante se pensaba que la albañilería confinada había sido introducida en el Perú en la década de los 50, mas esa vivienda demostró que tal hecho había ocurrido antes.*

Cerrando la historia, indicaremos que el estudio racional de la albañilería se inició recién a partir de los **ensayos** llevados a cabo en los Estados Unidos (1913) y en la India (1920). En el Perú, los primeros ensayos sobre elementos de albañilería se realizaron en la década de los 70 y los escasos resultados alcanzados hasta el año de 1982, fueron utilizados para la elaboración de nuestro primer reglamento relativo específicamente a la albañilería (Norma E-070, ININVI-82); a la fecha continúan las investigaciones.

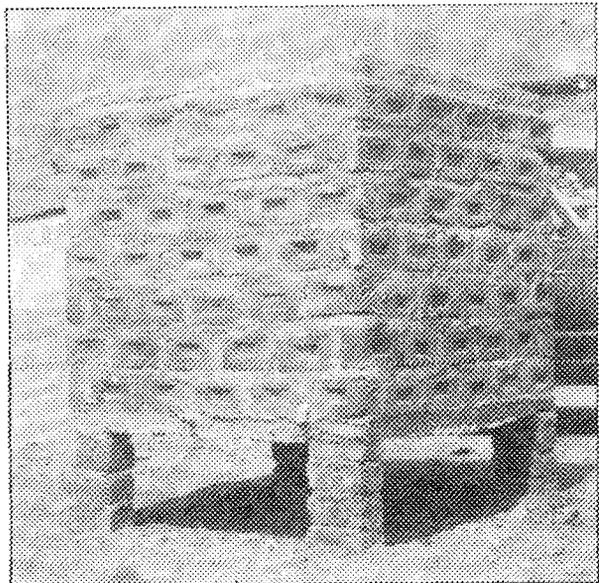
Debe hacerse notar que a diferencia de otros materiales (como el acero y el concreto armado) la adaptación de normas de diseño extranjeras resultan inaplicables al caso de la albañilería peruana; esto se debe a la enorme diferencia que se presenta en los materiales de construcción, así como en la mano de obra y las técnicas de construcción empleadas en otros países. Sin embargo, se utilizará como referencia adicional el Reglamento Mexicano de Mampostería (Ref. 16), debido a nuestra similitud en materiales, proceso constructivo y porque los mexicanos cuentan con el respaldo de una gran cantidad de ensayos.

### 1.3 CONSTRUCCION DE ALBAÑILERIA y ALBAÑILERA ESTRUCTURAL

**Construcción de Albañilería.**- Para los fines de este libro, se definirá por construcción de albañilería a todo aquel sistema donde se ha empleado básicamente elementos de albañilería (muros, vigas, pilastras, etc.). Estos elementos a su vez están compuestos por unidades de arcilla, sílice-cal o de concreto, adheridas con mortero de cemento o concreto fluido ("*grout*"). La albañilería con unidades de tierra cruda (adobe, tapial) o de piedra natural, no serán estudiadas en este libro; sin embargo, se hará alguna mención a ellas puesto que en el Perú son ampliamente utilizadas.

Fig. 1.1

*Ejemplo del mal uso de la albañilería: tanque de agua hecho de albañilería no reforzada, apoyado sobre pilas de mampostería.*



Estas construcciones pueden tener diversos fines, como por ejemplo: viviendas, tanques de agua (Fig. 1.1), muros de contención, etc. Sin embargo, debe indicarse que nuestra Norma y las investigaciones actuales están dirigidas principalmente a resolver el problema de la vivienda; en consecuencia, para construcciones distintas a los edificios, las disposiciones de la Norma se aplicarán en la medida que sea posible.

**Albañilería Estructural.**- Son las construcciones de albañilería que han sido diseñadas racionalmente, de tal manera que las cargas actuantes durante su vida útil se transmitan adecuadamente a través de los elementos de albañilería (convenientemente reforzados) hasta el suelo de cimentación.

En cuanto a los **edificios**, el sistema estructural de albañilería debería emplearse sólo cuando estas edificaciones contengan una abundancia de muros; por ejemplo: en las viviendas uni y multifamiliares, los hoteles, etc. Esto no quiere decir que toda la estructura deba ser de albañilería, sino que pueden existir columnas aisladas de cualquier otro material que ayuden a los muros a transmitir la carga vertical, incluso podrían existir placas de concreto armado que en conjunto con la albañilería tomen la fuerza sísmica; sin embargo, el sistema estructural predominante estará conformado por los muros de albañilería.

#### 1.4 TIPOS DE ALBAÑILERIA y ESPECIFICACIONES REGLAMENTARIAS

La albañilería se clasifica de dos maneras:

A.- Por la Función Estructural (o Solicitaciones Actuantes).

B.- Por la Distribución del Refuerzo.

##### A.- Clasificación por la Función Estructural

Los Muros se clasifican en Portantes y No Portantes.

Los **Muros No Portantes** son los que no reciben carga vertical, como por ejemplo: los cercos, los parapetos y los tabiques. Estos muros deben diseñarse básicamente ante cargas perpendiculares a su plano, originadas por el viento, sismo u otras cargas de empuje; según se indica en el Anexo A.4.

Mientras que los cercos son empleados como elementos de cierre en los linderos de una edificación (o de un terreno), los tabiques son utilizados como elementos divisorios de ambientes en los edificios; en tanto que los parapetos son usados como barandas de escaleras, cerramientos de azoteas, etc.

En nuestro medio, los **tabiques** son generalmente hechos de albañilería, esto se debe a las buenas propiedades térmicas, acústicas e incombustibles de la albañilería. Por lo general, en estos elementos se emplea mortero de baja calidad y ladrillos tubulares (perforaciones paralelas a la cara de asentado) denominados "*pandereta*", cuya finalidad es aligerar el peso del edificio, con el consiguiente decrecimiento de las fuerzas sísmicas. Sin embargo, si los tabiques no han sido cuidadosamente aislados de la estructura principal, haciéndolos "*flotantes*", se producirá la interacción tabique-estructura en el plano del pórtico (Fig. 1.11), problema que se estudiará más adelante y también en el Acápite 4.6.

Los **Muros Portantes** son los que se emplean como elementos estructurales de un edificio. Estos muros están sujetos a todo tipo de solicitación, tanto contenida en su plano como perpendicular a su plano, tanto vertical como lateral y tanto permanente como eventual.

## B.- Clasificación por la Distribución del Refuerzo

De acuerdo a la distribución del refuerzo, los muros se clasifican en:

- a.- Muros No Reforzados o de Albañilería Simple.
- b.- Muros Reforzados (Armados, Laminados y Confinados).

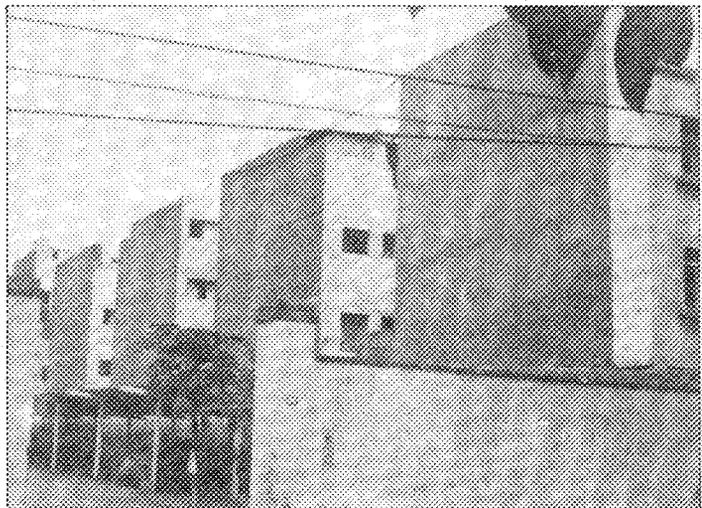
### a.- Muros No Reforzados o de Albañilería Simple

Son aquellos muros que carecen de refuerzo; o que teniéndolo, no cumplen con las especificaciones mínimas reglamentarias que debe tener todo muro reforzado.

De acuerdo a la Norma E-070, su uso está limitado a construcciones de un piso; sin embargo, en Lima existen muchos edificios antiguos de albañilería no reforzada, incluso de 5 pisos, pero ubicados sobre suelos de buena calidad y con una alta densidad de muros en sus dos direcciones, razones por las cuales estos sistemas se comportaron elásticamente (sin ningún tipo de daño, Fig. 1.2) ante los terremotos ocurridos en los años de 1966, 1970 y 1974.

Fig. 1.2

*Edificio de albañilería no reforzada analizado por R. Cestti en su tesis de investigación.*



Uno de esos edificios limeños (de 4 pisos, Fig. 1.2) fue estudiado por el Ing. Rafael Cestti, en su tesis de investigación (PUCP-1992). Cestti, llegó a demostrar (mediante un programa de análisis dinámico paso a paso "TODA") que ante las acciones de los terremotos del 66, 70 y 74, el edificio se comportaba elásticamente, debido no sólo a su alta resistencia, sino también por su elevada rigidez lateral otorgada por los muros y el alféizar de las ventanas; sin embargo, ante la acción de sismos más severos, la estructura era insegura y podía colapsar.

El **espesor efectivo** del muro (Fig. 1.3) se define como su espesor bruto descontando los acabados (por el posible desprendimiento del tarrajeo producto de las vibraciones sísmicas, Fig. 3.3), las bruñas u otras indentaciones. De acuerdo a la Norma E-070, el espesor efectivo mínimo a emplear en los muros no reforzados debe ser:  $t = h / 20$ , donde "h" es la altura libre de piso a techo, o altura de pandeo. Esta fórmula proviene de considerar posibles problemas de pandeo cuando los muros esbeltos se ven sujetos a cargas perpendiculares a su plano, o a cargas verticales excéntricas.

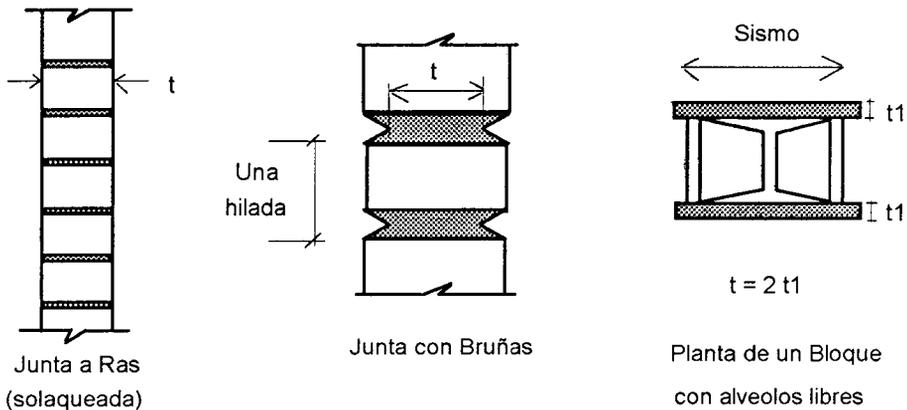


Fig. 1.3. Espesor Efectivo de un muro: "t"

Aunque la Norma E-070 no lo indique, es preferible que estos sistemas no reforzados estén ubicados sobre suelos de buena calidad, ya que la albañilería es muy frágil ante los asentamientos diferenciales.

En realidad la resistencia al corte (VR en la Fig. 1.4) y la rigidez en el plano de los muros no reforzados son comparables con las correspondientes a los muros reforzados; pero debido al carácter de falla frágil que tienen los muros no reforzados (por no existir refuerzo que controle el tamaño de las grietas), la Norma adopta factores de seguridad para los muros no reforzados iguales al doble de los correspondientes a los reforzados (ver la deducción del factor de seguridad para el diseño por fuerza cortante en el Anexo A.2).

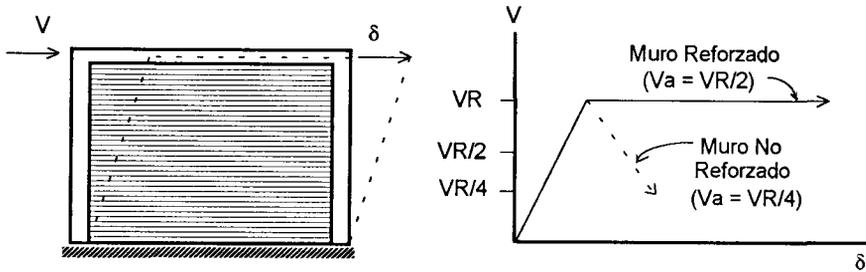


Fig. 1.4. Fuerza cortante admisible "Va"

## b.- Muros Reforzados

De acuerdo con la disposición del refuerzo, los muros se clasifican en:

b.1.- Muros Armados

b.2.- Muros Laminares ("Sandwich")

b.3.- Muros Confinados

Según la Norma E-070, en todo muro reforzado puede emplearse un espesor efectivo igual a:  $t = h / 26$  (para una altura libre  $h = 2.4$  m, se obtendría  $t = 9$  cm); sin embargo, en las Refs. 1 y 2 se recomienda la adopción de un espesor efectivo mínimo igual a:  $h / 20$ , a fin de evitar problemas de excentricidades accidentales por la falta de verticalidad del muro y para facilitar la colocación del refuerzo vertical y horizontal.

### b.1.- Muros Armados

Los Muros Armados se caracterizan por llevar el refuerzo en el interior de la albañilería. Este refuerzo está generalmente distribuido a lo largo de la altura del muro (refuerzo horizontal) como de su longitud (refuerzo vertical).

Estos muros requieren de la fabricación de unidades especiales, con alveolos donde se pueda colocar el refuerzo vertical; en tanto que dependiendo del diámetro del refuerzo horizontal, éste se coloca en los canales de la unidad (cuando el diámetro es mayor de  $1/4"$ , Fig. 1.5), o en la junta horizontal (cuando el diámetro es menor o igual a  $1/4"$ , Figs. 2.18 y 2.22). El diámetro del refuerzo horizontal depende de la magnitud de la fuerza cortante que tiene que ser soportada íntegramente por el acero.

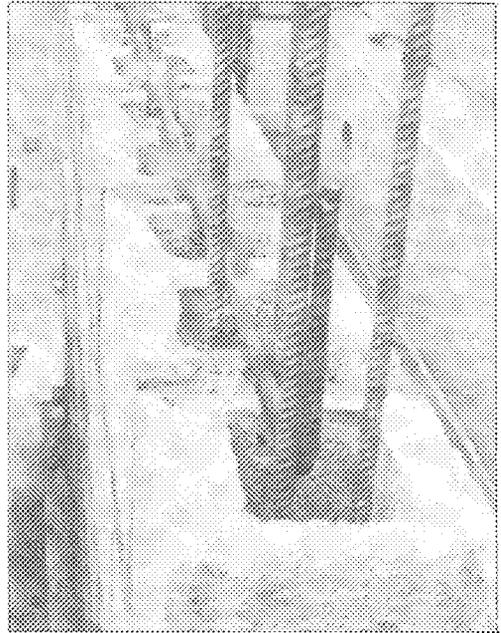
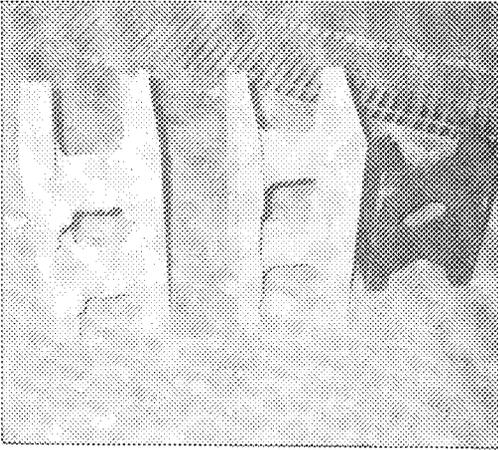


Fig. 1.5

*Bloques de concreto vibrado y de arcilla para muros armados. A la derecha se aprecia la disposición del refuerzo en un muro armado.*

De acuerdo a la Norma E-070, todo muro armado debe satisfacer los siguientes requisitos mínimos (Fig. 1.6):

- a) El recubrimiento de la armadura debe ser mayor que 1.5 veces el diámetro de la barra, y no debe ser menor de 10 mm.
- b) El espesor del mortero en las juntas horizontales no debe ser menor al diámetro de la barra horizontal (alojada en la junta) más 6 mm.
- c) El diámetro, o dimensión mínima, de los alveolos debe ser 5 cm por cada barra vertical, o 4 veces el diámetro de la barra por el número de barras alojadas en el alveolo.
- d) La cuantía mínima del refuerzo total debe ser 0.0015; no menos de 2/3 del refuerzo total debe repartirse horizontalmente. Esto es:  $p_h (\text{mín}) = 0.001 = A_s / (s t)$ . Por ejemplo, para un muro de espesor  $t = 14$  cm y empleando  $1 \phi \frac{1}{4}$ " ( $A_s = 0.32 \text{ cm}^2$ ), el espaciamiento máximo resulta  $s = 0.32 / (0.001 \times 14) = 22$  cm. Lo que equivale a:  $1 \phi \frac{1}{4}$ " @ 2 hiladas, cuando se emplee unidades sílico-calcárea (Fig. 2.18); o,  $2 \phi \frac{1}{4}$ " @ 2 hiladas en escalerilla electrosoldada (Fig. 2.22), cuando se use bloques de concreto con 19 cm de altura.
- e) En todos los bordes del muro y en las intersecciones de los muros ortogonales, debe colocarse el refuerzo especificado en la TABLA 3 de la Norma. Además, en los bordes de toda abertura que exceda los 60 cm se colocará  $2 \phi \frac{3}{8}$ ", o su equivalente  $1 \phi \frac{1}{2}$ ".

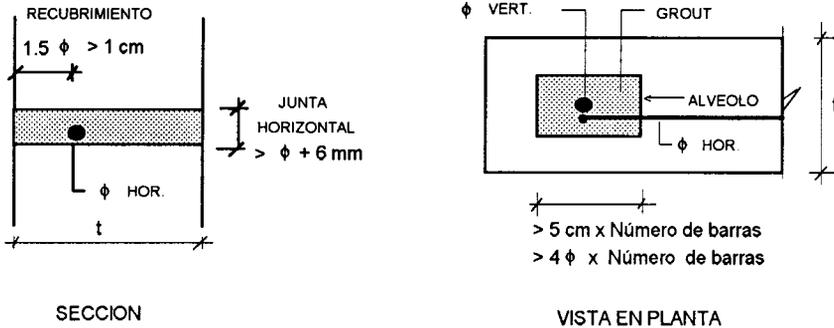


Fig. 1.6. Recubrimientos y dimensiones mínimas de los alveolos.

Algunos aspectos interesantes de la Norma Mexicana (Ref. 16) relacionados con el refuerzo de los muros armados, que no están especificados por la Norma E-070, son:

- El refuerzo horizontal debe ser continuo en toda la longitud del muro y anclado en sus extremos.
- El espaciamiento máximo del refuerzo, vertical u horizontal, debe ser 90 cm o 6 veces el espesor del muro.
- Por lo menos en cada extremo del muro, cada 3 metros y en las intersecciones ortogonales de los muros, debe colocarse  $1 \phi 3/8"$  en 2 alveolos consecutivos (una barra en cada alveolo).
- La cuantía total de refuerzo ( $p_v + p_h$ ) debe ser como mínimo 0.002 (en nuestro caso es 0.0015) y ninguna de las 2 cuantías debe ser menor a 0.0007 (en nuestro caso  $p_v \text{ min} = 0.0005$ ).

Debe hacerse notar que esas **cuantías mínimas** (0.002 y 0.0007) no sólo las señala la Norma Mexicana, sino también la Norteamericana, la Chilena y la de Nueva Zelandia; adicionalmente, en estas normas se especifica llenar todos los alveolos (contengan o no refuerzo vertical) con grout de resistencia mínima  $f_c = 140 \text{ kg/cm}^2$ , y utilizar como **longitud de traslape** 60 veces el diámetro de la barra. Existiendo mayor experiencia sobre muros armados en el extranjero, se recomienda tomar 0.001 como cuantía mínima de refuerzo horizontal o vertical, llenando con grout todos los alveolos de los bloques, en previsión de fallas frágiles por concentración de esfuerzos de compresión que se generan en los bloques vacíos.

En cuanto al **Concreto o Mortero Fluido ("Grout")** a vaciar en los alveolos, su consistencia debe ser similar a la de una sopa espesa de sémola, con un revenimiento (slump) comprendido entre 8 y 11 pulgadas (Fig. 1.7). La intención de emplear este gran revenimiento es que el concreto pueda circular y llenar todos los intersticios del muro, para de este modo favorecer la integración entre el refuerzo y la albañilería.

Fig. 1.7

Revenimiento del mortero fluido (grout).



Dependiendo del tamaño que tengan los alveolos de la unidad, el grout a emplear clasifica en: **1) mortero fluido**, usado cuando los huecos son pequeños, por ejemplo, el ladrillo sílico-calcáreo tiene alveolos de 5 cm (Figs. 2.18 y 6.18); y, **2) concreto fluido**, utilizado cuando los huecos son grandes, por ejemplo, los bloques de concreto vibrado con 19 cm de espesor tienen alveolos de 12x13 cm (Fig. 1.5). La diferencia entre el concreto fluido y el mortero fluido está en los agregados; mientras que en el concreto fluido se emplea confitillo de 3/8" (comercializado como piedra de 1/4") más arena gruesa, en el mortero fluido el agregado es sólo arena gruesa. En el Capítulo 6 se detallará las características del grout.

Una variedad de los muros armados son los muros de **Junta Seca o Apilables**, éstos son muros que no requieren el uso de mortero en las juntas verticales u horizontales. Esta variedad de muros armados será vista en el Capítulo 2.

### b.2.- Muro Laminar ("Sandwich")

Este muro (Fig. 1.8) está constituido por una placa delgada de concreto (dependiendo del espesor, 1 a 4 pulgadas, se usa grout o concreto normal) reforzado con una malla de acero central, y por 2 muros de albañilería simple que sirven como encofrados de la placa.

Debido a la adherencia que se genera entre el concreto y los muros de albañilería, así como por el refuerzo transversal que se emplea para la conexión de los dos muros, se logra una integración de todo el sistema. Sin embargo, en la única investigación experimental realizada en el Perú por el Ing. H. Gallegos, utilizando ladrillos sílico-calcáreos, se observó un buen comportamiento elástico del muro laminar, con una elevada rigidez lateral y resistencia al corte; pero después de producirse el agrietamiento diagonal de la placa, ocurrió una fuerte degradación de resistencia y rigidez (falla frágil), debido principalmente a que los muros de albañilería se separaron de la placa, "soplándose".

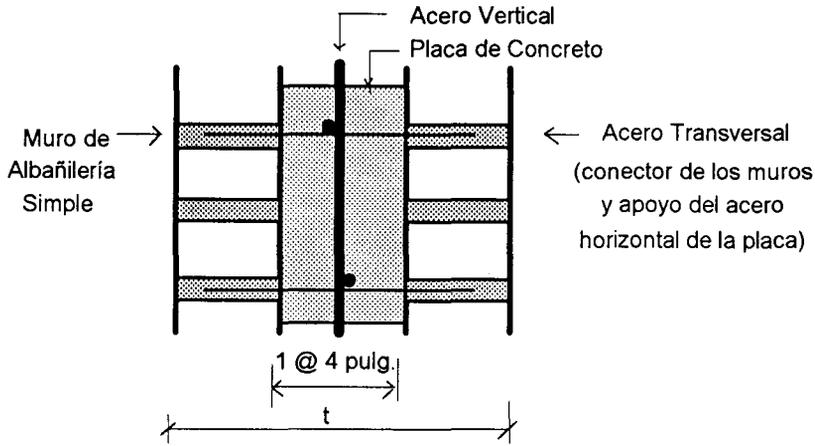


Fig. 1.8. Sección transversal de un muro laminar.

A la fecha, con este sistema no se ha construido ningún edificio en el Perú; es más, nuestro reglamento no contempla este tipo de estructura, por lo que no lo estudiaremos en este libro. Sin embargo, debe mencionarse que en zonas sísmicas de los Estados Unidos (California) se ha empleado estos sistemas para construir edificios de hasta 20 pisos.

### b.3.- Albañilería Confinada

Este es el sistema que tradicionalmente se emplea en casi toda Latinoamérica para la construcción de edificios de hasta 5 pisos (Fig. 1.9).

La Albañilería Confinada se caracteriza por estar constituida por un muro de albañilería simple enmarcado por una cadena de concreto armado, vaciada con posterioridad a la construcción del muro. Generalmente, se emplea una conexión dentada entre la albañilería y las columnas; esta conexión es más bien una tradición peruana, puesto que en Chile se utiliza una conexión prácticamente a ras (Fig. 1.10) que tuvo un buen comportamiento en el terremoto de 1985.

El pórtico de concreto armado, que rodea al muro, sirve principalmente para ductilizar al sistema; esto es, para otorgarle capacidad de deformación inelástica, incrementando muy levemente su resistencia, por el hecho de que la viga ("solera", "viga collar", "collarín" o "viga ciega") y las columnas son elementos de dimensiones pequeñas y con escaso refuerzo. Adicionalmente, el pórtico funciona como elemento de arrioste cuando la albañilería se ve sujeta a acciones perpendiculares a su plano.

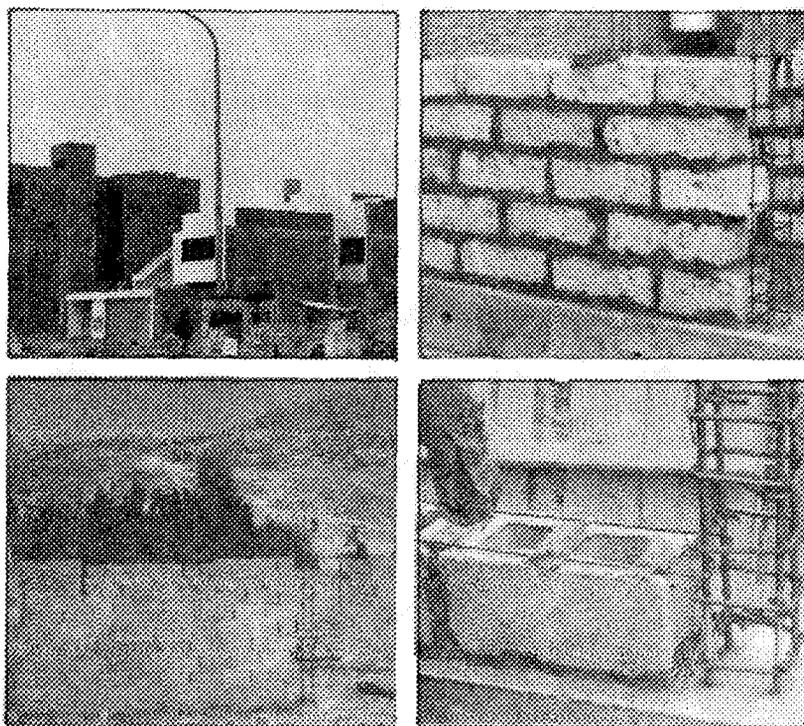
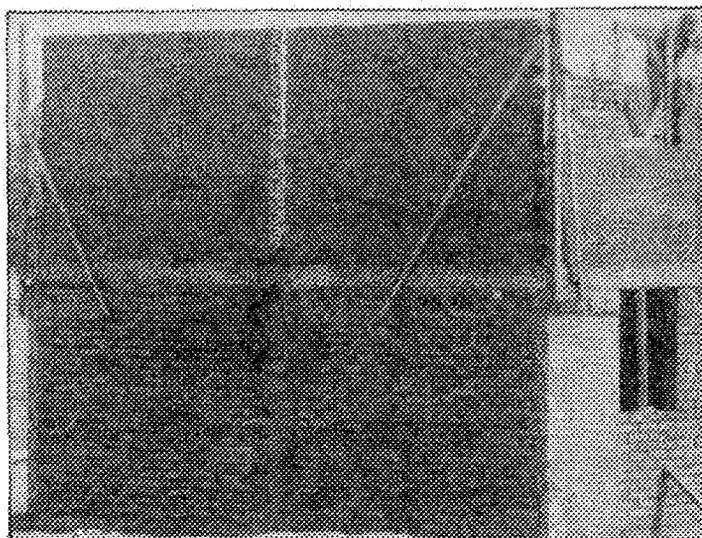


Fig. 1.9. Variedad de muros confinados con unidades de arcilla, bloques de sillar y de concreto.

Fig. 1.10

*Vivienda Chilena  
con junta prácticamente  
a ras  
entre la albañilería y la co-  
lumna (Ref. 8).*



La acción de confinamiento que proporciona el pórtico de concreto puede interpretarse físicamente mediante el ejemplo siguiente:

*Supóngase un camión sin barandas, que transporta cajones montados unos sobre otros. Si el camión acelera bruscamente, es posible que los cajones salgan desperdigados hacia atrás por efecto de las fuerzas de inercia, lo que no ocurriría si el camión tuviese barandas.*

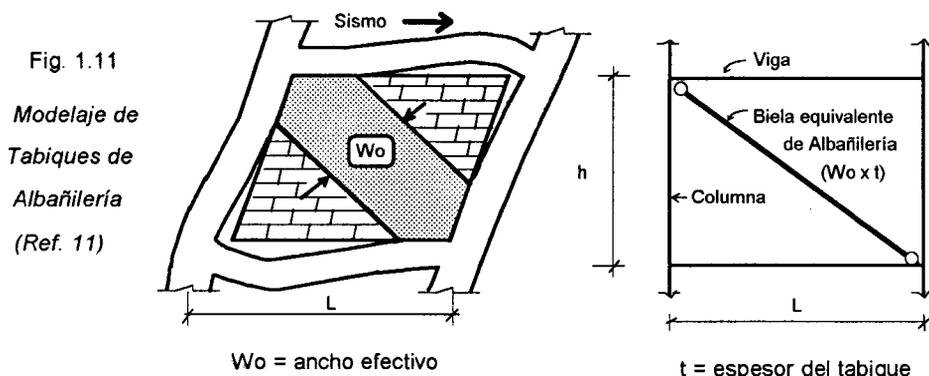
Haciendo una semejanza entre ese ejemplo y la albañilería confinada sujeta a terremotos, la aceleración del camión correspondería a la aceleración sísmica, los cajones sueltos serían los trozos de la albañilería simple ya agrietada por el sismo y las barandas del camión corresponderían al marco de concreto, el que evidentemente tiene que ser especialmente diseñado a fin de que la albañilería simple continúe trabajando, incluso después de haberse fragmentado.

Es destacable señalar que el comportamiento sísmico de un tabique en el interior de un pórtico principal de concreto armado, es totalmente diferente al comportamiento de los muros confinados. La razón fundamental de esa diferencia se debe al procedimiento de construcción, al margen del tipo de unidad o mortero que se emplea en cada caso.

Mientras que en el caso de los tabiques primero se construye la estructura de concreto armado (incluyendo el techo que es sostenido por el pórtico) y finalmente se levanta el tabique, en el caso de los muros confinados el proceso constructivo es al revés; esto es, primero se construye la albañilería, posteriormente se procede con el vaciado de las columnas y luego se vacían las soleras en conjunto con la losa del techo. Con lo cual, el muro confinado es capaz de transportar y transmitir cargas verticales, cosas que no lo hacen los tabiques.

La técnica constructiva descrita hace que en los muros confinados se desarrolle una gran adherencia en las zonas de interfase columna-muro y solera-muro, integrándose todo el sistema; con lo cual estos elementos trabajan en conjunto, como si fuese una placa de concreto armado sub-reforzada (con refuerzo sólo en los extremos), evidentemente con otras características elásticas y resistentes.

Lo expresado en el párrafo anterior no se produce en los tabiques, ya que la zona de interconexión concreto-albañilería es débil (la interfase pórtico-tabique es usualmente rellena con mortero), lo que hace que incluso ante la acción de sismos leves se separen ambos elementos, trabajando la albañilería como un puntal en compresión (Fig. 1.11); esto se debe a que la zona de interacción (contacto) sólo se presenta en las esquinas, al deformarse el tabique básicamente por corte ("panel de corte"), mientras que el pórtico (más flexible que el tabique) se deforma predominantemente por flexión. Este efecto así como las características del puntal, se estudiarán en detalle en el Acápito 4.6



Los requisitos mínimos que señala la Norma E-070, para que un muro se considere confinado son:

1. El muro debe estar enmarcado en sus 4 lados por elementos de concreto armado (o la cimentación) especialmente diseñados; esto se debe al carácter cíclico del efecto sísmico. Véase el comportamiento sísmico de un muro con una sólo columna en la Fig. 3.7.
2. La distancia máxima entre los confinamientos verticales (columnas) debe ser 2 veces la distancia que existe entre los confinamientos horizontales (soleras); más allá, la acción de confinamiento se pierde, especialmente en la región central de la albañilería donde el tamaño de las grietas se vuelve incontrolable. Cabe hacer mención que en la Norma Mexicana se especifica que la distancia máxima entre los confinamientos verticales es 4 m, y entre los horizontales es 3 m.

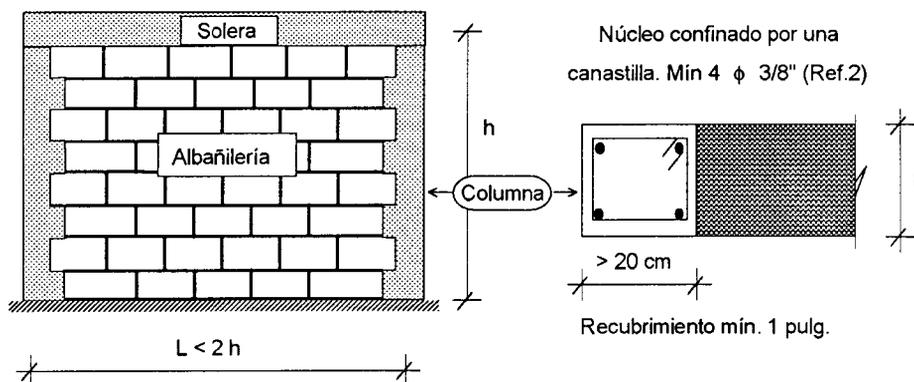


Fig. 1.12. Requisitos mínimos para que un muro se considere confinado

3. El área mínima de las columnas de confinamiento debe ser:

$$A_c (\text{mín}) = 20 t (\text{cm}^2); \text{ donde: } t = \text{espesor efectivo del muro (cm)}$$

Con respecto a la solera, ésta puede tener un peralte igual al espesor de la losa del techo, con un área suficiente para alojar al refuerzo respectivo; esto se debe a que la solera trabaja a tracción y más bien debe servir como un elemento transmisor de cargas verticales y horizontales hacia la albañilería. Cabe mencionar que estudios realizados mediante el método de Elementos Finitos, variando el peralte de la solera de 0.2 a 0.6 m, en muros confinados de forma cuadrada, demostraron que era innecesario incrementar dicho peralte, en vista que los esfuerzos producidos por la carga vertical (en las columnas y en la albañilería) resultaron ser prácticamente independientes de esa variable.

4. El área de acero mínimo del refuerzo a emplear en los elementos de confinamiento horizontales y verticales, debe ser:

$$A_s (\text{mín}) \geq 0.1 f_c A_c / f_y$$

Esta expresión proviene de suponer que en caso el concreto fisure por tracción, debe existir un refuerzo mínimo capaz de absorber esa tracción (T); esto es:

$$T = f_t A_c = (0.1 f_c) A_c \leq A_s f_y \rightarrow A_s (\text{mín}) \geq 0.1 f_c A_c / f_y$$

Al respecto, en la Ref. 2 se aconseja utilizar como mínimo  $4 \phi 3/8"$ , de manera que exista un núcleo de concreto bordeado por una canastilla de acero que lo confine (Fig. 1.12). Adicionalmente, en dicha referencia se indica que debe emplearse un concreto cuya resistencia mínima sea  $f_c = 175 \text{ kg/cm}^2$ .

5. El anclaje del refuerzo vertical y horizontal, así como los traslapes, deben ser diseñados a tracción. De esta manera, la longitud de traslape de acuerdo a la Norma de Concreto E-060 es:  $L_T (\text{clase C}) = 1.7 (0.006 D f_y) \approx 45 D$ ; donde  $D$  = diámetro de la barra  $\leq 3/4"$ , y  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ ; en tanto que la longitud de desarrollo de la parte recta de una barra que termina en gancho estándar es:  $L_{dg} = 318 D / \sqrt{f_c} \geq 8 D$  o 15 cm. Esto último conlleva a que las columnas deban tener un peralte adecuado (mínimo 20 cm), de modo que permita anclar el refuerzo longitudinal empleado en las soleras.
6. En previsión del corrimiento de la falla diagonal del muro sobre los elementos de confinamiento, debe existir concentración mínima de estribos en las esquinas del marco de confinamiento. Según la Norma E-070, la longitud a confinar es 50 cm o 2.5 d (d = peralte de la columna o solera). Al respecto, en la Ref. 2 (basada en los múltiples ensayos realizados en la PUCP) se aconseja utilizar como mínimo el siguiente espaciamiento entre estribos:  $[\phi 1/4", 1 @ 5, 4 @ 10 \text{ cm, resto } @ 25 \text{ cm (montaje), con una zona a confinar igual a } 45 \text{ cm o } 1.5 d \text{ (menor a la especificada en la Norma E-070), adicionando por lo menos 2 estribos en los nudos (Fig. 1.13).}$

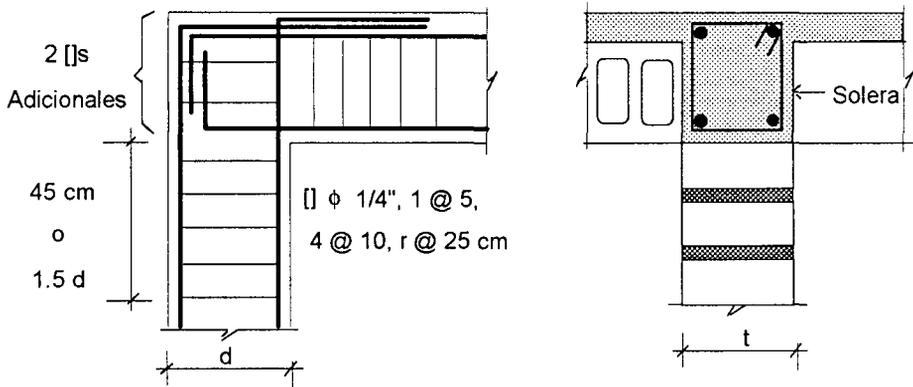


Fig. 1.13. Disposición mínima de estribos según la Ref. 2

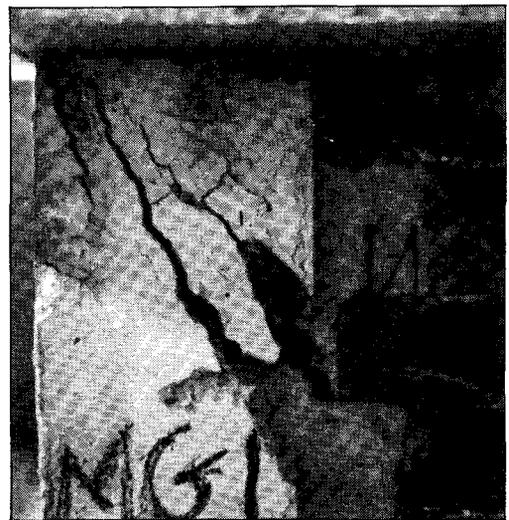


Fig. 1.14. Extremo superior de una columna con estribos a corto espaciamiento (izquierda) y a gran espaciamiento (derecha).

7. Aunque este punto no está contemplado por la Norma E-070, debe señalarse que los múltiples ensayos realizados sobre muros confinados indican que, cuando ellos están sujetos a una elevada carga vertical (definida como un esfuerzo axial que excede el 5% de la resistencia a compresión de las pilas de albañilería:  $\sigma > 0.05 f_m$ ), tienen un mal comportamiento sísmico, disminuyendo drásticamente su ductilidad. Para evitar este problema, debe adicionarse una cuantía mínima de refuerzo horizontal (0.001),

el cual debe ser continuo y anclado en las columnas con ganchos verticales (Figs. 1.15 y 1.16). El doblé de estos ganchos debe ser vertical, en previsión de fallas por anclaje que podrían generarse cuando se formen fisuras horizontales de tracción por flexión en las columnas. Sin embargo, aun existiendo ese refuerzo horizontal, el esfuerzo axial actuante no debe exceder de  $0.15 f'm$ .

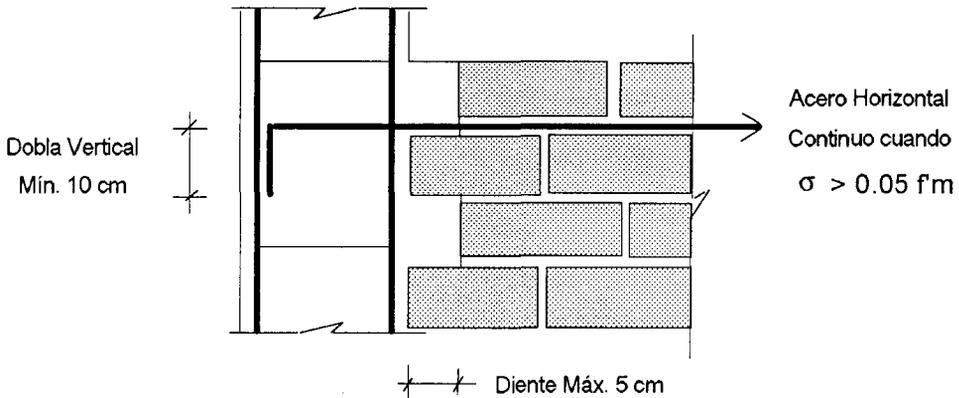
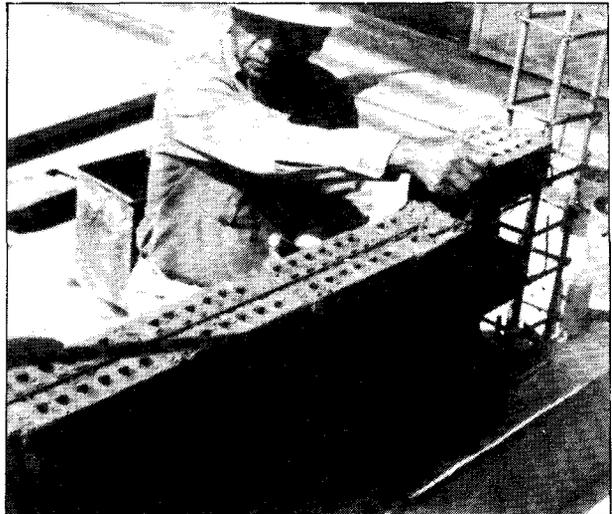


Fig. 1.15. Detalle del anclaje del refuerzo horizontal continuo en un muro confinado (Ref. 2)

Fig. 1.16

Refuerzo horizontal mínimo en un muro con esfuerzo axial mayor a  $0.05 f'm$  (Ref. 2).



# 2

## PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION

### 2.1 PROCEDIMIENTOS GENERALES DE CONSTRUCCION. RECOMENDACIONES y DETALLES DEL REFUERZO

Los procedimientos generales de construcción, así como las recomendaciones respectivas, se darán a conocer mediante una serie de figuras. Debe anotarse que varias de las recomendaciones podrán parecer utópicas; sin embargo, es conveniente que el lector sepa cuales son las condiciones ideales para lograr el mejor comportamiento estructural de la mampostería, esto a su vez permitirá, de no seguirse estrictamente las recomendaciones que se den, realizar en obra algo semejante a lo que se explica.

#### 2.1.1. Muros Confinados

##### Materiales:

La diversidad de materiales (concreto, acero, ladrillo y mortero) que se emplean en la construcción de los muros confinados, hace que su comportamiento sea muy complejo de analizar y por lo tanto, el comportamiento ideal queda sujeto a observaciones experimentales. Tomando como base los experimentos realizados en la PUCP se puede decir:

**CONCRETO.** El estado de esfuerzos a que se ven sujetas las columnas de concreto (compresión, tracción y corte-fricción, Fig. 2.1) de un muro sometido a carga lateral y vertical, crean la necesidad de emplear un concreto cuya resistencia mínima ( $f_c$ ) sea igual a  $175 \text{ kg/cm}^2$ .

Fig. 2.1

*Talón de un muro confinado sujeto a carga lateral y a una elevada carga vertical. Obsérvese que por más estribos que tenga la columna resulta imposible controlar el cizallamiento, por lo que en estos casos es necesario añadir refuerzo horizontal en el muro (Fig.1.16)*

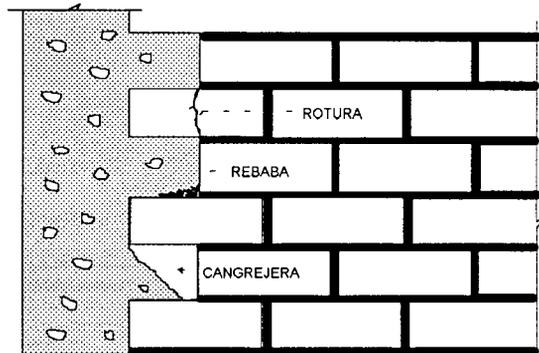


Por otro lado, las pequeñas dimensiones de las columnas, los ganchos de los estribos y su conexión dentada con la albañilería, hacen que el concreto deba tener un alto revenimiento (se recomienda un slump de 5") y que se use piedras con tamaños menores de 1/2", con una buena técnica de vibración o de chuceo. La finalidad de estas recomendaciones es que el concreto pueda discurrir llenando todos los intersticios, para así evitar la formación de cangrejas, las que pueden disminuir la resistencia al corte del muro hasta en 50%.

El problema de las cangrejas es importante cuando se producen en los extremos de las columnas (Fig. 2.2); de ocurrir esto, será necesario remover el concreto de esa zona y reemplazarlo por otro de mejor calidad, usando resina epóxica en la unión entre ambos concretos. En el caso que la cangrejera ocurriese en la región central de las columnas, el problema resulta menos crítico; en tal situación, podrá picarse esa zona, limpiarla de gránulos sueltos, humedecerla y rellenarla con concreto o mortero 1:3, de acuerdo al tamaño de la cangrejera.

Fig. 2.2

*Tres defectos en la conexión dentada columna-albañilería: Rotura de la unidad por el vibrado; Rebabas del mortero que debieron limpiarse antes de vaciar el concreto; y, Cangrejera bajo el diente.*



Una de las causas por las cuales se forman cangrejas en las columnas, se debe a que el concreto no penetra adecuadamente bajo los dientes de la albañilería, los que incluso pueden fracturarse al chucear o vibrar el concreto. Para estudiar este problema, Italo González realizó un trabajo experimental en la PUCP (Proyecto C4 del Capítulo 7), y demostró que con el uso de una conexión a ras y la adición de "chicotes" (o "mechas", Fig 7.41) de anclaje, puede lograrse una adherencia en la zona de contacto columna-albañilería similar a la que proporciona la conexión dentada. Por otro lado, existen evidencias (terremoto de Chile de 1985) en las que vaciando el concreto directamente contra la albañilería (con dientes pequeños), también se ha desarrollado una adherencia adecuada entre ambos materiales.

En conclusión, de emplearse una conexión dentada, los dientes deben tener una longitud máxima de 5 cm (Fig. 1.15); y si se utiliza una conexión a ras, debe colocarse "mechas" con una cuantía mínima de 0.1%, embutidas 40 cm en la albañilería y 15 cm en la columna más un gancho vertical a 90° de 10 cm (Fig. 2.3). El gancho debe ser vertical en previsión de fallas por anclaje que podrían generarse cuando se formen fisuras horizontales en las columnas.

Fig. 2.3  
Conexión a ras en  
un muro de soga

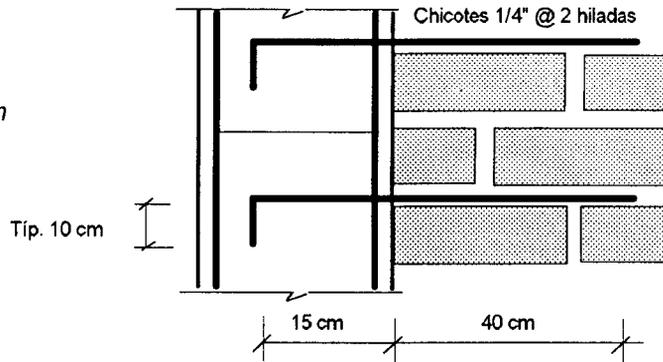
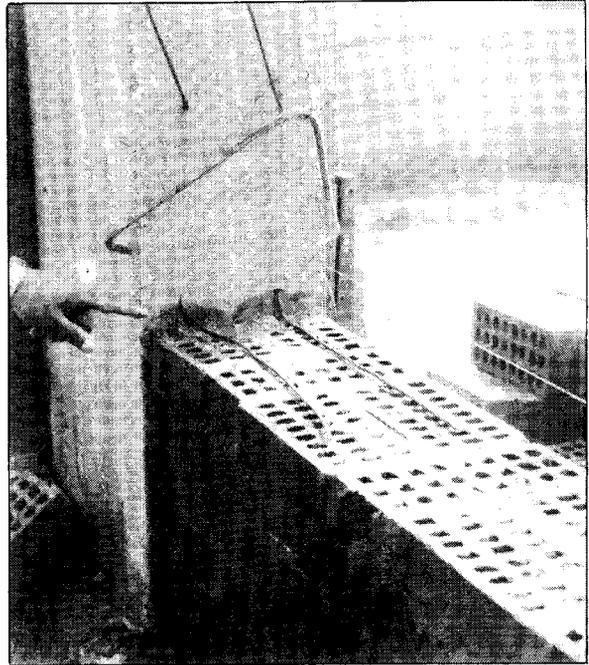


Fig. 2.4

*Defecto en el doblar del chicote en un muro confinado, donde primero se han construido las columnas. Obsérvese además el amarre americano en la albañilería.*



**ACERO DE REFUERZO.** El acero a utilizar debe ser corrugado y con un escalón de fluencia definido, permitiéndose el uso de acero liso (pero no trefilado) para los estribos.

En los extremos de las columnas del primer entpiso se recomienda usar zunchos (con paso máximo de 5 cm) que confinen el concreto; y con ello, eviten el pandeo del refuerzo vertical. Estos extremos se encuentran sujetos a fuertes compresiones luego de producirse la falla por corte del muro, ya que éste trata de volcar y de deslizarse en torno a la base de la columna (Fig. 2.1). Cabe señalar que el refuerzo vertical entra a trabajar luego de producirse las fisuras de tracción por flexión en las columnas, y su trabajo es pleno después de generarse la falla por corte en la albañilería.

Por otro lado, para edificaciones de más de 3 pisos, o cuando el esfuerzo axial en el muro exceda el 5% de  $f_m$ , se recomienda usar en los primeros entrepisos una cuantía mínima de refuerzo horizontal equivalente a 0.1%, colocado en las juntas de mortero y convenientemente anclado mediante ganchos verticales en las columnas de confinamiento (Figs. 1.15 y 1.16).

A fin de evitar que los ganchos de los estribos (que tienen una longitud mínima de 7.5 cm) estorben el paso del concreto formando cangrejeras en las columnas, se recomienda adoptar una de las dos configuraciones mostradas en la Fig. 2.5.

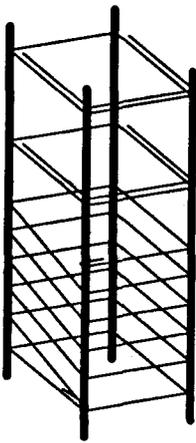
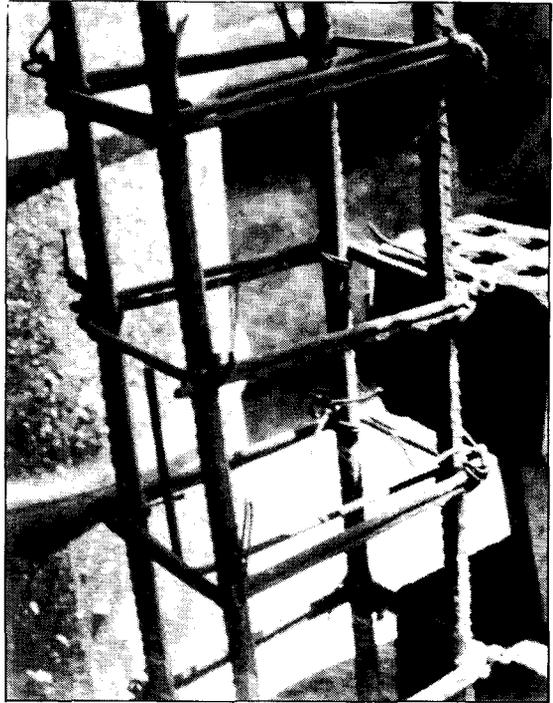


Fig. 2.5

*Estribos en espiral (zunchos) y estribos con 1 3/4 de vuelta*



**UNIDADES DE ALBAÑILERIA.** La variedad de unidades que se emplea en los muros confinados es elevada; las principales son de arcilla (con moldeo artesanal o industrial), sílico-calcareo (industrial) y bloques de concreto (artesanal o industrial).

Debe evitarse el uso de unidades fisuradas o mal cocidas, debido a que representan el punto de debilidad por donde se inicia la falla del muro. Al respecto, se debe tratar de cumplir con todas las especificaciones que aparecen en el acápite 3 de la Norma E-070, esto es:

- Al golpearse con un martillo deben tener un sonido metálico.
- No deben tener materias extrañas (guijarros, conchuelas, etc.)
- No deben tener manchas salitrosas ni blanquesinas (eflorescencia).
- Deben estar limpias de polvo y de gránulos sueltos.

La **efflorescencia** se produce cuando las sales (sulfatos) se derriten, ya sea por la saturación a que se someten las unidades antes de asentadas, como por la humedad del medio ambiente, o también porque el ladrillo absorbe el agua del mortero. Estas sales emergen a la superficie del ladrillo y se cristalizan destruyendo su superficie. De ocurrir este problema, se aconseja que después de un mes de construido el muro, se limpie en seco con una escobilla metálica.

Por la buena adherencia observada en múltiples ensayos, se recomienda emplear ladrillos de arcilla con un máximo de 33 % de perforaciones en su cara de asentado. Debe tenerse en cuenta que cuantas más perforaciones tengan las unidades, pueden fallar por concentración de esfuerzos de compresión con la tendencia a descascararse (desconcharse), lo cual es un tipo de falla muy frágil. Sin embargo, es conveniente que el ladrillo tenga perforaciones pequeñas en sus caras de asentado, con la finalidad de que el mortero penetre en ellas creando llaves de corte; asimismo, las perforaciones favorecen la cocción interna de la unidad.

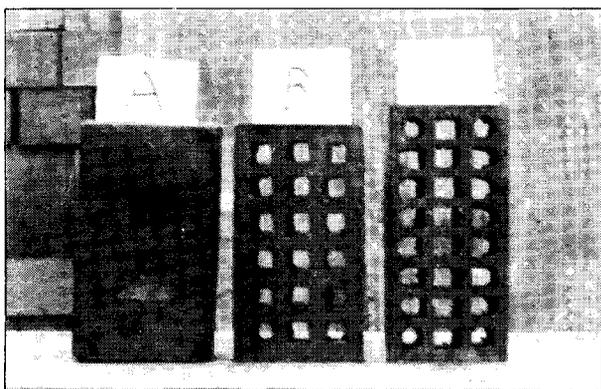


Fig. 2.6

*Unidades de Arcilla: A (KK artesanal); B (KK Industrial) y C (Rejilla). Además se observa el desconchamiento de unidades con alto contenido de perforaciones en una pila ensayada a compresión*



Respecto a la **succión**, debe destacarse que la mejor adherencia ladrillo-mortero se logra cuando el núcleo del ladrillo está saturado y su superficie se encuentra relativamente seca. Esto permite: 1) un curado natural del mortero evitando su agrietamiento al retardarse el fraguado (o endurecimiento) con el agua existente en el núcleo del ladrillo; y, 2) una adecuada succión del cementante del mortero.

Debe indicarse que todas las unidades de arcilla (artesanales o industriales) son ávidas de agua, por lo que se recomienda reducir la succión natural regándolas ("tratamiento de la unidad", Fig. 2.7) por lo menos durante 25 minutos un día antes de usarlas, de modo que la succión al asentadas esté comprendida entre 10 a 20 gr / 200cm<sup>2</sup>-min.

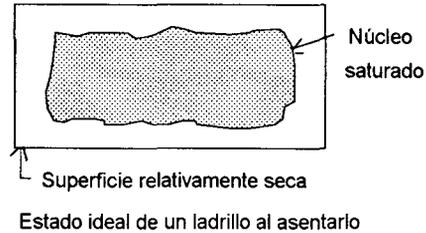
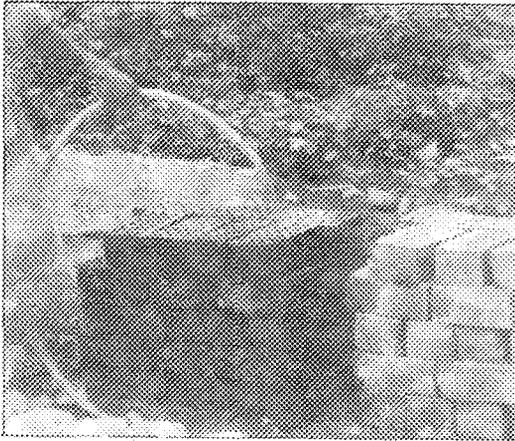


Fig. 2.7. Regado de las unidades un día antes de asentarlas.

Una manera práctica de evaluar la **succión** (método de campo) consiste en colocar un volumen definido de agua sobre un recipiente de sección conocida (midiendo la altura de agua con una wincha). Luego, vaciar una parte del agua a una bandeja; posteriormente, apoyar la unidad sobre 3 puntos, de modo que la superficie por asentar esté en contacto con una película de agua de 3 mm de altura durante un minuto. Después de retirar el ladrillo, vaciar el agua de la bandeja al recipiente y volver a medir el volumen de agua. La diferencia de volúmenes será el peso de agua succionado ( $1 \text{ cm}^3 = 1 \text{ gramo de agua}$ ) y este peso extrapolarlo a un área normalizada de  $200 \text{ cm}^2$ .

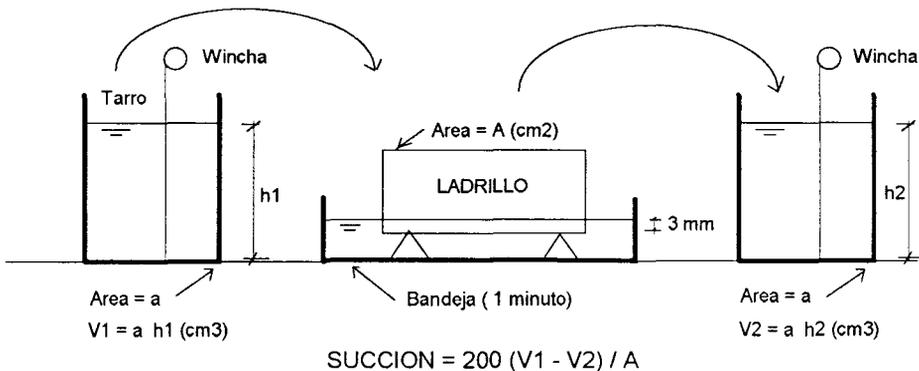
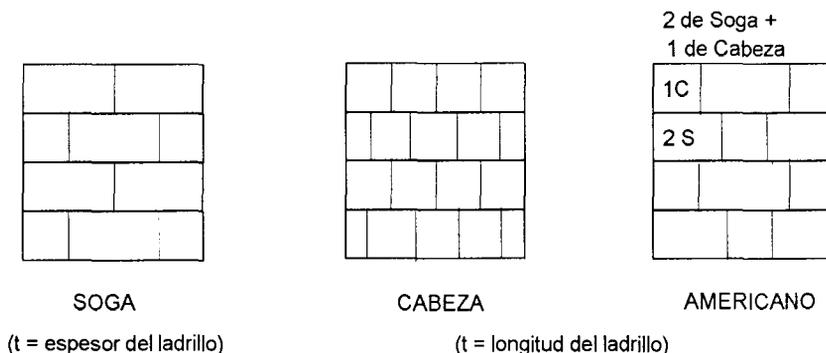


Fig. 2.8. Ensayo de campo para determinar la Succión

Conviene indicar que la Norma E-070 especifica que las unidades de arcilla industrial deben sumergirse un instante previo al asentado, y que las artesanales deben sumergirse durante una hora antes del asentado; de seguirse estas especificaciones se tendrá una unidad que continúa siendo ávida de agua, o una unidad a la cual se le ha sobresaturado ("emborrachado") y no podrá ser capaz de absorber el cementante del mortero.

Respecto al **amarre o aparejo** de las unidades, es necesario que entre hiladas éste sea traslapado (Fig. 2.9), pudiéndose utilizar muros en aparejo de sogá, de cabeza o el amarre americano; todo dependerá del espesor necesario que deba tener el muro para soportar las solicitaciones.



*Fig. 2.9. Tipos usuales de amarre, ver Figs. 2.4 y 2.11*

La cantidad de ladrillos por m<sup>2</sup> de pared (C), puede calcularse con la fórmula:

$C = 10000 / ((L+J) (H+J))$ ; donde:

*L = longitud del ladrillo en la dirección del asentado (cm)*

*H = altura del ladrillo (cm)*

*J = espesor de la junta de mortero (cm)*

Por ejemplo, en un muro de sogá con ladrillo King Kong (KK) Industrial de 9x13x24 cm, con juntas de 1 cm, se obtiene  $C = 10000 / ((24+1)x(9+1)) = 40$  unidades / m<sup>2</sup>.

Más adelante, en el Capítulo 6, se detallará: la fabricación de las unidades, los ensayos necesarios para clasificarlas y sus propiedades mecánicas.

**MORTERO.** El mortero a emplear debe ser trabajable, para lo cual deberá usarse la máxima cantidad de agua posible (se recomienda un slump de 6 pulgadas medido en el cono de Abrams), evitando la segregación y de tal manera que no se aplaste con el peso de las hiladas superiores.

Se permite el "retemplado" (echar agua antes que se seque la mezcla); pero pasada la fragua inicial del cemento, el mortero debe desecharse. El endurecimiento del mortero se inicia en los climas fríos después de 2 horas de preparado; y en los cálidos, después de 1 hora. Esto nos indica que el lapso de tiempo que transcurra entre el asentado de 2 hiladas consecutivas debe ser lo más breve posible.

Por lo general, la cantidad de agua la decide el albañil, quién prepara la mezcla conforme la necesita en una tina de madera. Sin embargo, es recomendable que se emplee un depósito no absorbente (de plástico, por ejemplo) y que el mortero se prepare en una mezcladora especial (trompo de 1 pie cúbico de capacidad), batiéndolo por lo menos durante 5 minutos.

Para edificaciones de más de 3 pisos, se recomienda usar las siguientes proporciones volumétricas (cemento portland tipo I : arena gruesa) 1:3 o 1:4; mientras que para edificaciones de 1 a 2 pisos es suficiente con emplear la mezcla 1:5. El uso de arena fina en el mortero no es adecuado, por elevar la contracción de secado y porque debido al tamaño uniforme de sus granos, se forman espacios vacíos difíciles de llenar con el cementante. El volumen de mortero (M) en  $m^3$  por  $m^2$  de muro, puede calcularse como:

$$M = t - C \times \text{Volumen de un ladrillo ... (sin desperdicios)}$$

donde:  $t$  = espesor del muro (m)  
 $C$  = cantidad de ladrillos por  $m^2$  de muro

Al resultado (M) se le agregará 20% por compactación de vacíos y 5% por desperdicios (total 25%); si la unidad es perforada, adicionar 50%. Luego, ese volumen se reparte en partes de cemento y arena, de acuerdo a las proporciones de la mezcla. De preferencia debe añadirse a la mezcla medio volumen de cal hidratada normalizada, ya que con el uso de la cal se logra un mortero de mayor plasticidad y retentividad (evita que el agua se seque rápidamente).

Todas las juntas deben quedar completamente llenas, recomendándose emplear un espesor máximo de 15 mm; al respecto, conviene indicar que cuanto mayor es el espesor de las juntas, decrece la resistencia a compresión y al corte en la albañilería. El espesor de las juntas horizontales (Fig. 2.10), es definido por la Norma E-070 como 4 mm más dos veces la desviación estándar ( $\delta$ , en mm) correspondiente a la variación en la altura de las unidades, debiéndose emplear como mínimo un espesor ( $e$ ) de 10 mm.

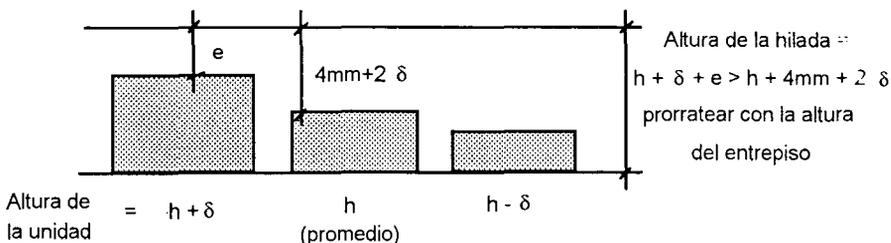


Fig. 2.10. Determinación de la altura de las hiladas

Una vez obtenida la altura de las hiladas, éstas se marcan sobre una regla denominada "escantillón", la que debe cubrir la altura del entrepiso. Los "ladrillos maestros" se asientan en los extremos del muro usando el escantillón y la plomada (para controlar la verticalidad); entre esos ladrillos se corre un cordel, que sirve para alinear horizontalmente el asentamiento del resto de unidades, así como para controlar la altura de la hilada (Fig. 2.11).

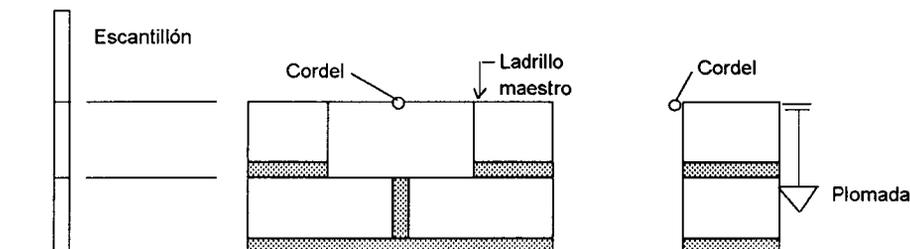
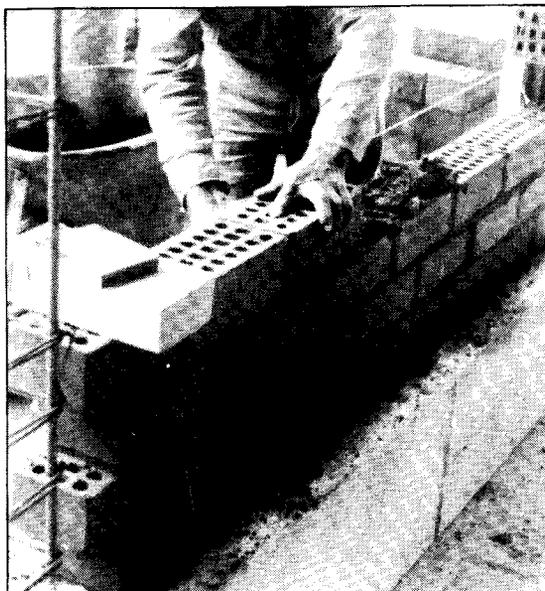


Fig. 2.11

*Asentado de las unidades en aparejo de soga, presionándolas verticalmente sin bambolearlas.*



Más adelante, en el Capítulo 6, se detallará: la tecnología del mortero, los ensayos necesarios para clasificarlos y las propiedades de sus ingredientes.

#### **OTRAS RECOMENDACIONES EN LA CONSTRUCCION DE LOS MUROS CONFINADOS**

- Con la finalidad de evitar excentricidades del tipo accidental y fallas prematuras por aplastamiento del mortero, se recomienda construir los muros a plomo y en línea, asentando como máximo hasta la mitad de la altura del entrepiso (o 1.3 m) en una jornada de trabajo.

- Con el fin de evitar fallas por cizallamiento en las juntas de construcción (Fig. 2.29), se recomienda (sólo para unidades totalmente macizas) que al término de la primera jornada de trabajo se dejen libres las juntas verticales correspondientes a la media hilada superior, llenándolas al inicio de la segunda jornada. Asimismo, que todas las juntas de construcción sean rugosas y que estén libres de gránulos sueltos (Fig. 2.12).

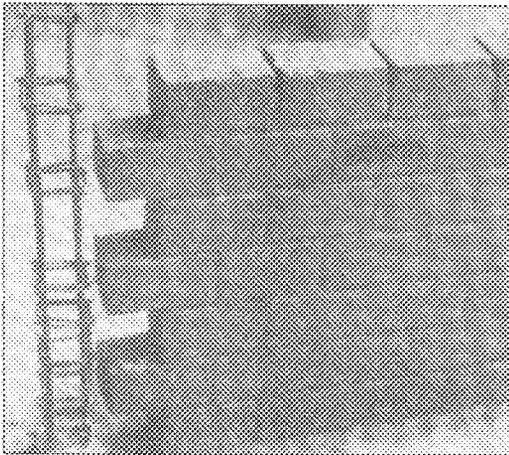
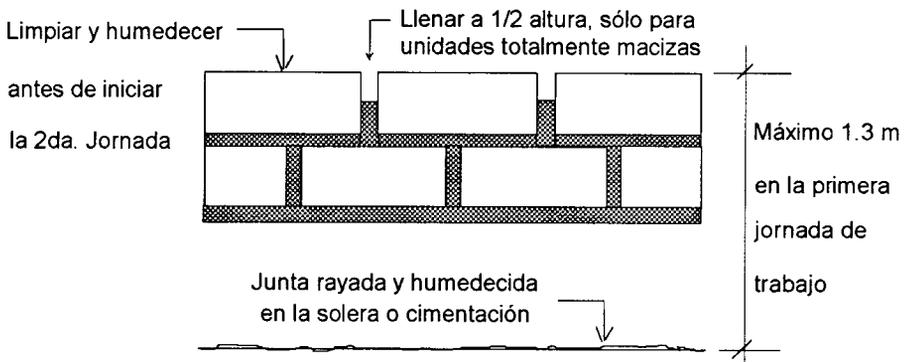


Fig. 2.12. Juntas de construcción.

- Para evitar problemas de concentración de esfuerzos y zonas de debilidad en la albañilería, se recomienda que los tubos para instalaciones tengan un recorrido vertical y que se alojen en los muros (sin picarlos, Fig. 2.13) sólo cuando tengan un diámetro menor a  $1/5$  del espesor del muro. De preferencia, los conductos deben ir alojados en ductos especiales, falsas columnas o en tabiques. Ver algunos defectos en la Fig. 2.14.

Fig. 2.13  
Ejemplo de un  
tomacorriente

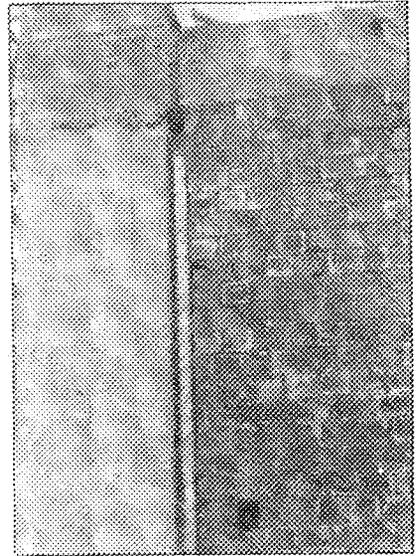
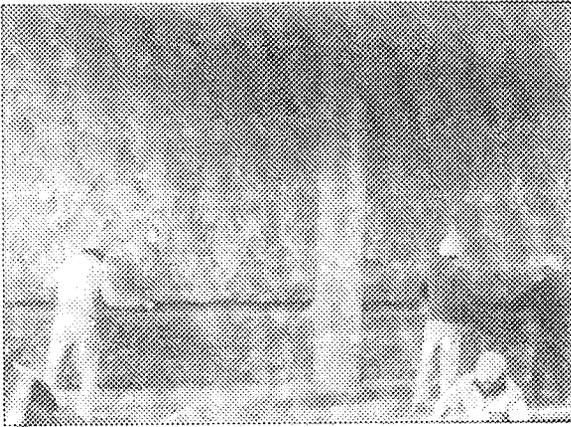
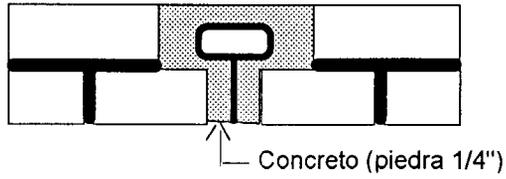


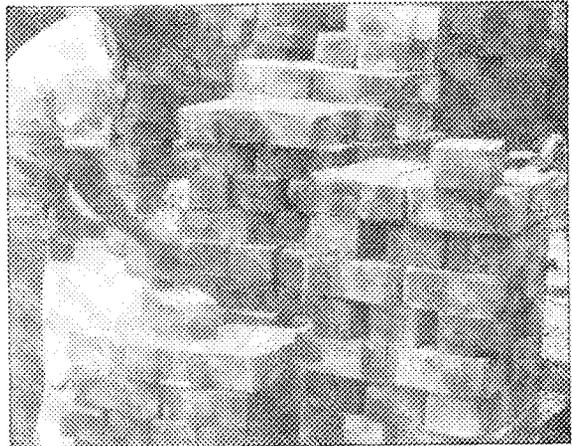
Fig. 2.14

*Debilitamiento de la albañilería  
y de su conexión con la columna.*

- Adicionalmente, se recomienda limpiar las unidades antes de asentarlas, con una brocha (Fig. 2.15) o con aire comprimido.

Fig. 2.15

*Eliminación del polvo para  
evitar problemas de adhe-  
rencia en la interfase  
ladrillo-mortero.*



### 2.1.2. Muros Armados

Prácticamente todo lo que se ha recomendado para la construcción de los muros confinados es aplicable a los muros armados, con las particularidades del caso.

**UNIDADES.** En nuestro medio se acostumbra utilizar para la construcción de los muros armados las unidades alveolares sílico-calcáreas (Figs. 2.18 y 6.18) y los bloques de concreto vibrado (Fig. 2.17), con una edad mínima de 28 días después de su fabricación. Hace algunos años se empleaba unidades de arcilla (bloques "PREVI"); sin embargo, éstas fueron discontinuadas, aunque es posible solicitar su preparación.

Tanto las unidades sílico-calcáreas como los bloques de concreto deben asentarse en seco, por lo que es necesario utilizar mortero con cal para proporcionar retentividad a la mezcla. Las razones por las cuales estas unidades se asientan en seco son:

- La unidad sílico-calcárea tiene baja succión natural (15 gr / 200 cm<sup>2</sup>-min).
- De saturarse el bloque de concreto, éste puede contraerse al secar, agrietándose el muro; sin embargo, es conveniente humedecer su cara de asentado con una brocha con agua para reducir su alta succión (40 gr / 200 cm<sup>2</sup>-min) y de paso, eliminar las partículas sueltas.
- La unidad debe absorber el aglomerante del grout, con el objeto de que ambos elementos se integren.

En algunos países se utilizan bloques de concreto en forma de H (Fig. 1.5), los que permiten instalar primeramente el refuerzo vertical, para luego insertar horizontalmente los bloques. Esta operación no es posible realizarla con las unidades que actualmente se producen en el Perú, por lo que es necesario asentar las unidades mediante uno de los dos procedimientos siguientes:

- a) Colocado el refuerzo vertical en su altura necesaria (incluyendo el traslape en el piso superior), se insertan verticalmente los bloques desde arriba, para finalmente rellenarlos con grout.
- b) Colocadas las espigas verticales ("dowel") en la cimentación, o los traslapes de los pisos superiores, se asientan las unidades del entepiso; posteriormente, se inserta el refuerzo vertical traslapándolo con la espiga y finalmente, se rellenan los alveolos con grout.

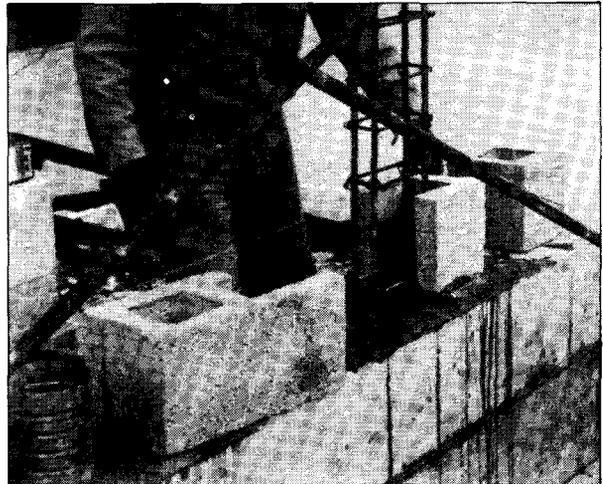
Al menos para el primer entepiso (el más solicitado por efectos sísmicos) se recomienda seguir el procedimiento "a", para de esta manera evitar problemas de traslapes entre las varillas verticales y procurar mantener la verticalidad de esas varillas. En el procedimiento "a" las varillas verticales quedan fijas al atortolarlas contra el acero horizontal, mientras que en el proceso "b" quedan sueltas.

Para ambos procedimientos, es necesario que el refuerzo vertical encaje en los alveolos de las unidades, por lo que se requiere emplantillar la cimentación y colocar con gran precisión dicho refuerzo. De esta manera, es necesario que la cimentación sea una losa de concreto (solado con un peralte que permita anclar el refuerzo vertical) o un cimiento corrido de concreto simple, ya que las grandes piedras que se emplean en los cimientos de concreto ciclópeo pueden golpear y desplazar al refuerzo vertical.

Uno de los grandes defectos que se ha observado en nuestro medio es que al no encajar las espigas con los alveolos de las unidades, estas varillas se doblan ("*grifan*") forzando la penetración, perdiéndose así la capacidad del refuerzo de transmitir tracciones o esfuerzos por corte-fricción (para que trabaje el refuerzo debe estar recto).

Fig. 2.16

*Bloques de concreto recortados para alojar al refuerzo vertical continuo, con estribos a corto espaciamiento en el talón del muro. En este caso, los bloques se encajan horizontalmente (proceso "a")*



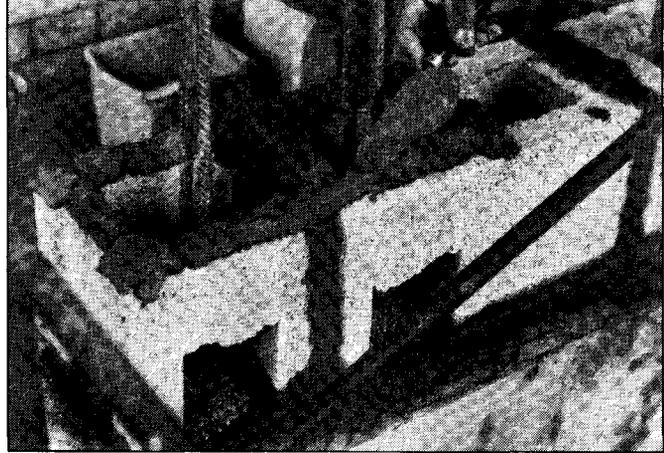
**CONCRETO y MORTERO FLUIDO ("GROUT").** Como se ha indicado anteriormente, dependiendo del tamaño de los alveolos se utiliza mortero o concreto líquido, con la consistencia de una sopa espesa de sémola.

Con el objeto de eliminar las juntas frías, producto de las rebabas del mortero que caen de las juntas horizontales, se usan 2 procedimientos de construcción dependiendo del tipo de unidad:

- a) En los **bloques de concreto** a emplearse en la primera hilada (base del muro), correspondientes a la zona donde exista refuerzo vertical, se abren unas ventanas de limpieza de 3x4 pulgadas. Luego de asentar la primera hilada, se coloca arena seca en el interior de dichas ventanas (Fig. 2.17), esto permite extraer constantemente los desperdicios del mortero. Finalmente, se limpian y se sellan (encofran) las ventanas antes de vaciar el concreto fluido.

Fig. 2.17

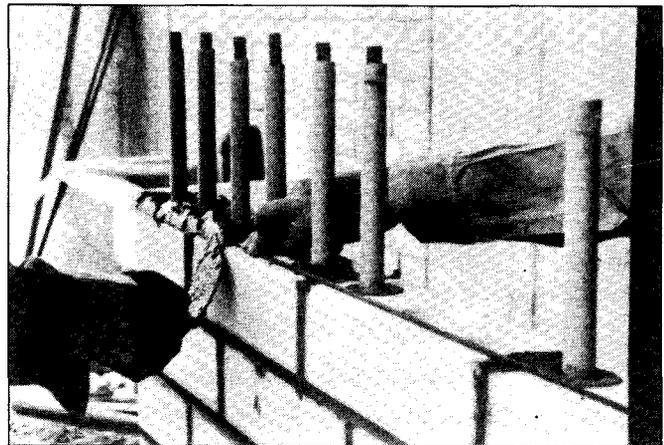
*Ventanas de limpieza en bloques de concreto, obsérvese la arena seca para eliminar los desperdicios del mortero.*



- b) Cuando se emplea unidades *silico-calcáreas*, se usan tubos de plástico (PVC) con una esponja en su extremo inferior, de manera que el tubo corra a través del refuerzo vertical y los desperdicios del mortero caigan sobre la esponja (Fig. 2.18).

Fig. 2.18

*Unidades Sílico- Calcáreas, los tubos PVC tienen en su extremo inferior una esponja. Nótese además, las espigas verticales y el refuerzo horizontal.*



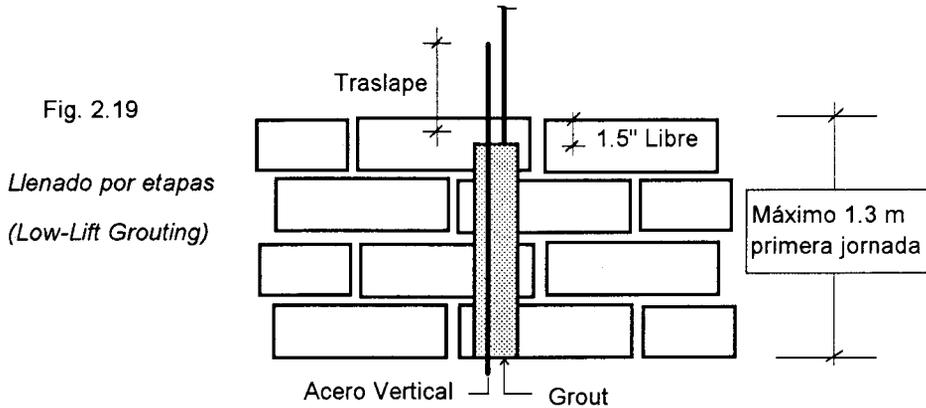
Es conveniente indicar que el vaciado del grout puede producir burbujas de aire creando cangrejas, especialmente cuando no se ha empleado ventanas de limpieza que permitan desfogar el aire entrampado en los alveolos, por lo que es recomendable crear pequeños agujeros en las unidades sílico-calcáreas.

En cuanto al proceso de *vaciado del grout*, antiguamente se rellenaban los alveolos conforme se levantaban las hiladas empleando el mortero de las juntas; sin embargo, se

creaban muchas juntas frías por el tiempo que transcurría entre la construcción de hiladas consecutivas y también porque las unidades son absorbentes. Actualmente se emplean 2 procesos de vaciado:

### I.- Llenado por Etapas ("Low-Lift Grouting")

En este proceso se construye el muro hasta la mitad del entrepiso (1.3 m). Al día siguiente se vacia el grout hasta alcanzar una altura de 1.5 pulgadas por debajo del nivel superior del muro (para crear una llave de corte, Fig. 2.19), dejando que el refuerzo vertical se extienda una longitud igual a la de traslape; luego, se construye la mitad superior, repitiendo el proceso.



### II.- Llenado Continuo ("High-Lift Grouting")

Este proceso se recomienda para un avance rápido de la obra y también porque así se elimina la posibilidad de formación de juntas frías en la mitad de la altura del entrepiso.

En este proceso se levanta la albañilería de todo el entrepiso; luego, estando colocado el refuerzo vertical, se vacia el grout hasta 1.3 m de profundidad, de manera que llegue hasta la mitad de la hilada central para crear una llave de corte. Posteriormente, se espera un tiempo prudencial, entre 15 a 60 minutos, de manera que el grout tenga tiempo para asentarse y también para evitar posibles roturas de las unidades por la presión hidrostática del grout. Finalmente, se procede con el vaciado de la mitad superior del muro (Fig. 2.20).

En el caso que la albañilería sea parcialmente rellena (con grout sólo en los alveolos que contengan refuerzo vertical), es conveniente rellenar previamente a media altura todos los bloques que no contengan refuerzo y que correspondan a la última hilada (Fig. 2.21); el objetivo de esta operación es crear llaves de corte entre el techo y la última hilada, así como evitar que el concreto del techo (o solera) se desperdicie en el interior del muro. Cabe recalcar que el empleo de muros portantes parcialmente rellenos no es recomendable en zonas sísmicas.

Fig. 2.20

*Llenado continuo (High-Lift-Grouting).*



Fig. 2.21

*Albañilería parcialmente rellena. Nótese el relleno a media altura de los bloques de la última hilada.*



En los dos procesos, el vibrado o chuceo es esencial para eliminar los bolsones de aire y también para favorecer una mejor adherencia entre el grout y el acero vertical, ya que al secarse el grout, tiende a separarse tanto del refuerzo como de la unidad.

Para el caso en que se utilice bloques de concreto, es mejor el chuceo con una madera de sección 1x2 pulgadas que el uso de una varilla de acero, puesto que con la madera se logra compactar adecuadamente el grout. De usarse vibrador, debe tenerse el cuidado de no tocar el refuerzo vertical; de hacerlo, es posible que se pierda su adherencia con el grout.

Es también necesario indicar que los *muros largos* (más de 10 m) tienen la tendencia a fisurarse, ya sea por efectos de contracción de secado del grout, como por cambios de temperatura. Por lo tanto, es necesario la colocación de juntas verticales de debilidad, creadas a lo largo de la altura total del muro (sin atravesar la losa del techo), rellenas con algún material blando como "tecnopor" o un mortero de baja calidad.

#### DETALLES ADICIONALES DEL REFUERZO EN MUROS ARMADOS

Fig. 2.22

*Escalerilla electro-soldada, con escalones @ 40 cm empleada en los muros con bloques de concreto.*

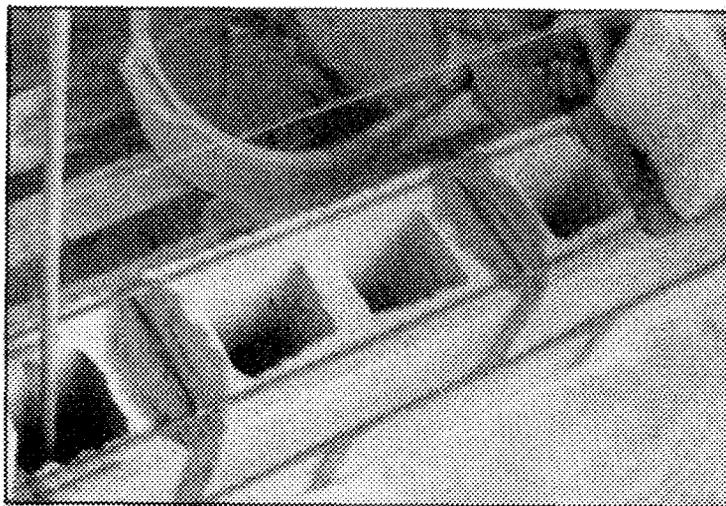
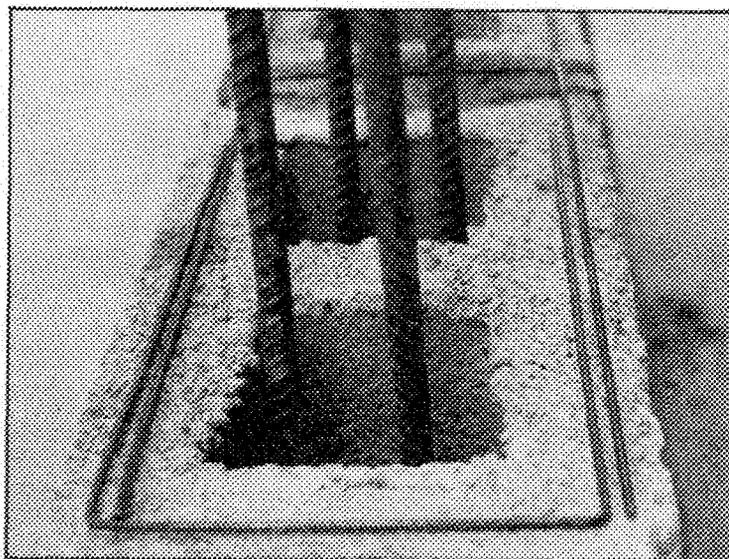


Fig. 2.23

*Horquilla en el extremo de un muro con bloques de concreto.*



### 2.1.3. Muros de Junta Seca

Las mismas recomendaciones dadas para los muros armados son aplicables en los muros de junta seca, con las particularidades del caso.

En el Perú se emplea el sistema *"Autoalineante o Apilable"*, con ladrillos alveolares sílico-calcáreos especiales, los que se apilan (sin mortero ni conectores) montándolos uno sobre otro en forma traslapada (Fig. 2.24). Estas unidades tienen un canal donde se aloja el refuerzo horizontal. Después de levantar el muro, el mortero fluido se vacía por los alveolos verticales, y éste discurre también por el canal horizontal.

Durante la etapa de apilamiento debe tenerse especial precaución para no apoyarse sobre el muro y desalinarlo, por lo que es recomendable apuntalarlo. Adicionalmente, el proceso de alineamiento durante el apilado debe ser constantemente verificado, ya que no existe perfección en las dimensiones de las unidades; para corregir el desalineamiento se insertan pequeñas cuñas de madera ("chiletas") entre las hiladas.

Fig. 2.24

*Sistema Autoalineante en proceso de apilamiento de las unidades sílico-calcáreas.*



En el Japón se emplea bloques de concreto de formas especiales, que permiten que el grout penetre entre sus intersticios (uñas) como si fuese una junta horizontal (Fig. 2.25); en este caso, se levanta la albañilería pegando las unidades con resina epóxica, después se procede con la inserción del refuerzo vertical y finalmente, con el vaciado del grout. En Italia, Canadá y los Estados Unidos, se emplean bloques de formas especiales (*"grapas"*) que permiten el engrape entre ellos al apilarlos, para después vaciar el grout. A pesar de que en nuestro país también se producen bloques de concreto con *grapas*, la información sobre el comportamiento sísmico-experimental de los muros construidos con esos bloques es insuficiente.

Fig. 2.25

*Sistema de junta seca empleado en el Japón. Obsérvese que la pared del fondo ha sido construida con ese sistema.*



## 2.2 PUNTOS A FAVOR Y EN CONTRA DE LOS MUROS ARMADOS Y CONFINADOS

Efectuando una comparación entre los muros armados y confinados, la albañilería confinada presenta más ventajas que la armada, por varias razones (los puntos a favor de la armada se entiende que están en contra de la confinada).

### A) Puntos a Favor de la Albañilería Armada

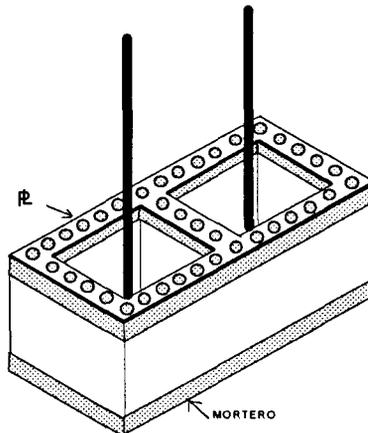
1. Al no existir columnas en los muros armados, no se requiere de encofrados para esos elementos. Sin embargo, el problema de cizallamiento (Fig. 2.29), que puede producirse por fuerza cortante a la altura de la junta de construcción entre jornadas de trabajo al levantar la albañilería, resulta menos crítico para los muros confinados, ya que el concreto de las columnas de confinamiento se vacía de una sóla vez en toda la altura del entrepiso.
2. Los conductos para las instalaciones eléctricas pueden colocarse en el interior de los alveolos de las unidades.
3. Presentan mejor acabado y, de emplearse unidades caravistas, no necesitan de tarrajeo ni de pinturas; algo que también podría lograrse en los muros confinados empleando unidades caravistas y enchapando (si se desea) las columnas.
4. Al emplearse refuerzo vertical uniformemente distribuido se mejora la transferencia de esfuerzos por corte-fricción entre el techo y el muro; y también, entre el muro y la cimentación.

## B) Puntos en Contra de la Albañilería Armada

1. Las unidades que se emplean son más costosas que las tradicionales, ya que éstas son especiales. En la tesis (PUCP-1989) desarrollada por la Ing. Liliana Ugaz, se observó en un edificio de 4 pisos que la solución estructural con muros de Albañilería Armada y unidades silico-calcáreas era 25% más costosa que la Confinada con unidades de arcilla.
2. El concreto fluido requiere de un 50% más de cemento para lograr la misma resistencia que un concreto normal. Además, en las regiones sísmicas, es recomendable rellenar todos los alveolos de los muros portantes, a no ser que se usen unidades sólidas en las zonas del muro donde no exista refuerzo vertical, lo que evidentemente complica el proceso constructivo.
3. En todos los entrepisos se requiere utilizar refuerzo mínimo (horizontal y vertical), para evitar que los muros se fisuren por contracción de secado del grout.
4. Se requiere de una mano de obra especializada y de un trabajo de alta precisión, para no terminar grifando el refuerzo vertical al forzar su penetración en los alveolos de la unidad.
5. Se requiere que los ambientes tengan dimensiones modulares que encajen con las medidas de las unidades alveolares.
6. No es recomendable el uso de concreto ciclópeo en la cimentación, más bien debe usarse un sistema de cimentación más caro, como el solado o el concreto simple corrido.
7. Para evitar la falla de los talones flexocomprimidos (Figs. 2.29, 3.12 y 3.24) se utilizan planchas de acero con perforaciones (Fig. 2.26), que son elementos más costosos que los estribos convencionales empleados en las columnas de los muros confinados.

Fig. 2.26

Plancha de acero con perforaciones. Espesor  $t = 1/8"$ . Diámetro de los huecos  $1/2"$ . Colocada sobre la junta horizontal. Ver además la Fig. 2.16.



8. Generalmente, en el primer entrepiso (que sísmicamente es el más desfavorable por flexión, corte y carga axial) se traslapa el 100% de las varillas verticales con dowells dejados en la cimentación; además, esas varillas no guardan la verticalidad deseada al insertarse después de haber asentado las unidades del muro. Para solucionar ese problema, en otros países se emplea bloques en forma de H (Fig. 1.5), que permiten encajarlos horizontalmente contra las varillas previamente fijadas. Este problema no se presenta en los muros confinados, donde se emplea refuerzo vertical continuo en el primer entrepiso.
9. Al no existir columnas en los extremos de los muros armados, la fisuración por flexión (punto F en la Fig. 2.27) ocurre en una etapa temprana de sollicitación sísmica; asimismo, su rigidez lateral inicial es más baja que la de los muros confinados (en los muros confinados las columnas de concreto deben transformarse en área equivalente de albañilería, incrementándose sustancialmente el momento de inercia de la sección transversal).

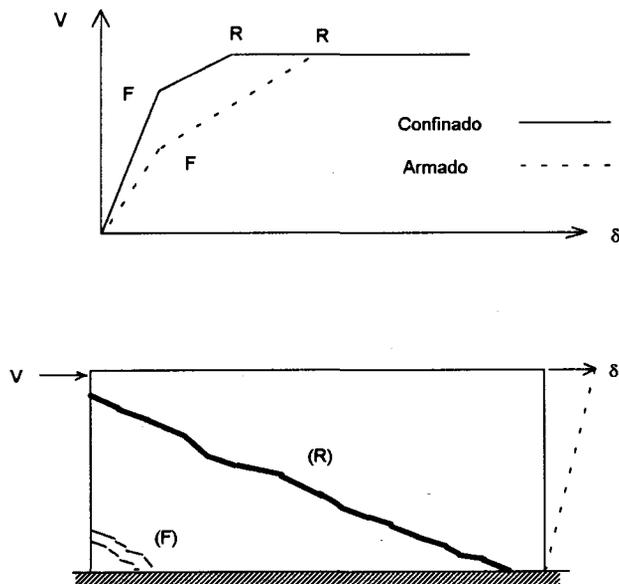


Fig. 2.27. Esquema comparativo del comportamiento de los muros armados y confinados.

10. En el caso del terremoto chileno de 1985, pudo observarse un mejor comportamiento de los muros confinados sobre los armados; incluso hubo el caso de un edificio de 4 pisos (Calle Valdivia con Quilín -Santiago de Chile- Ref.8, Fig. 2.28), donde el primer piso era de albañilería confinada y los 3 restantes de albañilería armada, en ese edificio la falla por corte se produjo en el segundo piso.

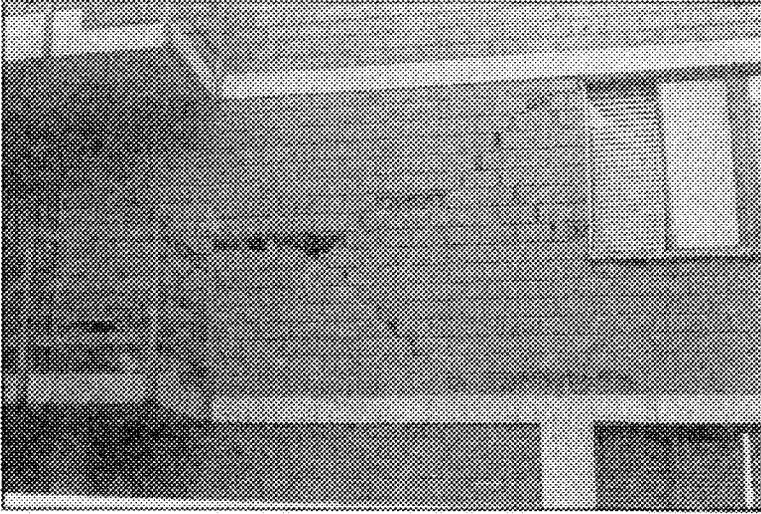


Fig. 2.28

*Edificio Chileno de 4 pisos. El primer piso es de albañilería confinada y los 3 pisos superiores son de albañilería armada. La falla por corte se produjo en el segundo piso. Nótese el refuerzo vertical, y el relleno de los alveolos en los ladrillos triturados.*

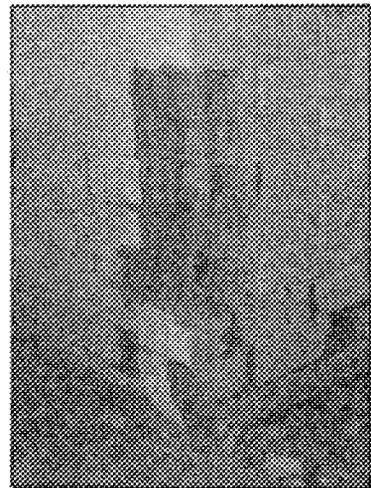


Fig. 2.29

*Edificio "Villa Santa Carolina" de Albañilería Armada (3 pisos) en Santiago de Chile (Ref. 8). A la izquierda se aprecia una falla por cizallamiento a la altura de la junta de construcción, y a la derecha la destrucción del talón, pese a la existencia de refuerzo horizontal en cada hilada del muro.*

## 3

## COMPORTAMIENTO SISMICO

El objetivo de este Capítulo es mostrar, a través de una serie de figuras, los tipos de falla que suelen presentarse en las construcciones de albañilería sujetas a terremotos; adicionalmente, se proporcionan recomendaciones estructurales que tienen la intención de mejorar el comportamiento sísmico de estas edificaciones y de evitar los errores cometidos en el pasado.

### 3.1 COMPORTAMIENTO SISMICO PASADO

Los casos que se estudiarán corresponden a los siguientes terremotos:

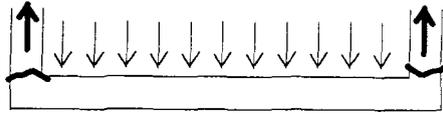
SISMO	FECHA	MAGNITUD	INTENSIDAD	FOCO (Km)	ESTACION	ACELERACION (g)	DURACION (seg)
Popayán	31/3/83	5.5	VIII	5	Cauca	---	19
Chile	3/3/85	7.8	VIII	--	Algarrobo	0.67	30
México	19/9/85	8.1	VIII	35	México D.F.	0.20	240
Chimbote	31/5/70	7.7	IX	56	Lima	0.11	45

#### 3.1.1. Albañilería No Reforzada

El comportamiento sísmico de los edificios de albañilería no reforzada ha resultado ser en muchos casos deplorable, llegando incluso a presentar un estado de colapso total, principalmente cuando estas edificaciones estaban situadas sobre suelos blandos. Entre las fallas típicas (ocurridas en el Perú y en el extranjero) que presentan los edificios de albañilería no reforzada se tiene:

1. Deslizamiento de la losa del techo a través de la junta de construcción existente entre el techo (o la solera) y la última hilada del muro. Esta falla se produce cuando no existe refuerzo vertical que permita una adecuada transferencia de las fuerzas de inercia por corte-fricción, desde el techo hacia el muro. En tal situación, se recomienda crear una conexión dentada en la zona de unión solera-albañilería; o adicionar, en las esquinas del edificio, espolones de concreto armado capaces de contener el deslizamiento de la losa.
2. Vaciamiento de muros perimétricos producido por acción sísmica perpendicular al plano del muro, favorecido por un débil encuentro contra la pared transversal (pese a la existencia de una conexión dentada). La zona de unión entre los muros ortogonales está sujeta a esfuerzos normales de tracción (Fig. 3.1), por lo que es necesario transmitirlos de un muro al otro, ya sea a través de una columna de concreto (muros confinados) o mediante el refuerzo horizontal (muros armados).

Vista en planta  
de la falla en el encuentro  
de dos muros ortogonales



Edificio Chileno.  
Obsérvese que el  
techo del tercer  
nivel es metálico,  
por lo que no fun-  
cionó como elemen-  
to de arriostre  
horizontal y mucho  
menos como dia-  
fragma rígido.

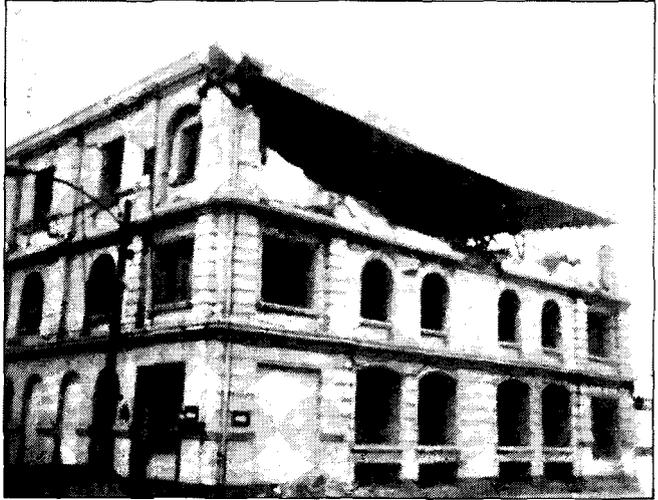
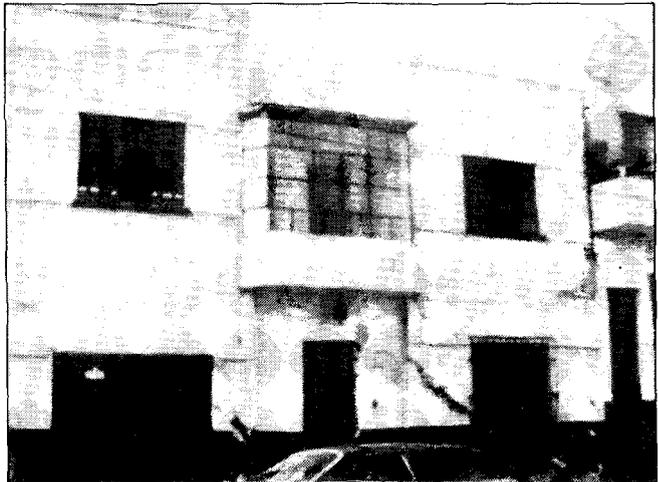


Fig. 3.1. Falla por carga ortogonal al plano del muro.

3. Agrietamiento diagonal del muro (Fig. 3.2); esto se produce cuando la sollicitación excede la resistencia al corte por no existir la suficiente densidad de muros en una dirección determinada del edificio. Esta falla es muy frágil y tanto la resistencia como la rigidez se degradan violentamente cuando no existe refuerzo que controle el tamaño de las grietas.

Fig. 3.2

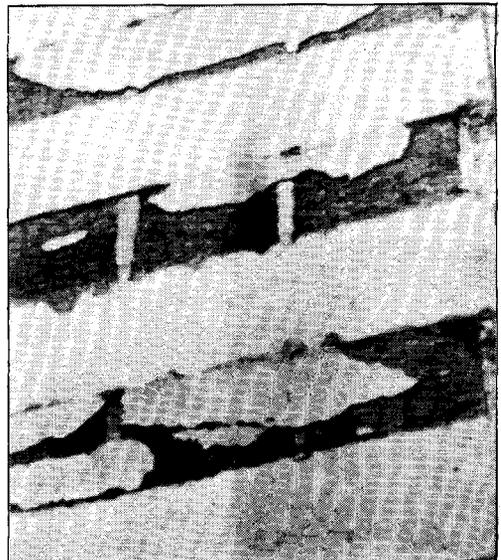
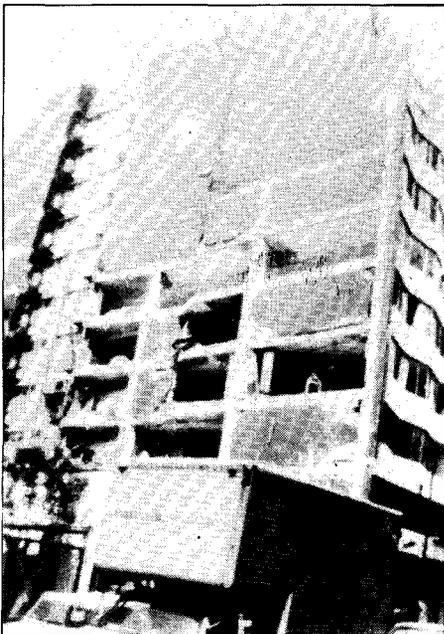
Edificio Chileno  
de 2 Pisos. Obsér-  
vese que el edi-  
ficio vecino con-  
tuvo su colapso.



4. Cambios en la sección del muro debido a los vanos de ventanas (Fig. 3.27). El alféizar de las ventanas da lugar a la formación de muros de poca altura, originando un problema similar a las "columnas cortas" de las escuelas. Dichos muros son sumamente rígidos, lo que puede causar problemas de torsión en el edificio; asimismo, la mayor rigidez lateral que tienen esos muros hace que absorban un gran porcentaje de la fuerza cortante total.
5. Caída de parapetos y tabiques no arriostrados, por acción sísmica ortogonal a su plano.

Fig. 3.3

*Edificios aporticados con tabiques de albañilería. La vista derecha corresponde al sismo de Popayán y las inferiores al de México. Para el caso de Popayán, los tabiques están fuera del plano del pórtico. Nótese en la vista inferior derecha el desprendimiento del tarrajeo.*



6. Empuje de escaleras contra muros que se emplean como apoyos del descanso, lo que origina una falla por punzonamiento del muro. En estos casos se recomienda que el empuje sea absorbido por columnas colocadas en los extremos del descanso.
7. Choque entre edificios vecinos debido a la falta de juntas sísmicas (Fig. 3.4). Estos choques producen una carga de impacto no contemplada en el análisis sísmico. A veces, construir viviendas pegadas unas a otras ha sido beneficioso porque entre ellas se confinan; sin embargo, de colapsar una de ellas, el resto puede fallar en simultáneo.

Fig. 3.4

*Sismo de México. Impacto entre un edificio flexible (aporticado) y otro rígido (albañilería no reforzada)*



8. Edificios antiguos con altura de entrepiso muy elevada. La esbeltez de los muros reduce su resistencia al corte; además, estos muros son muy flexibles ante cargas perpendiculares a su plano, originándose problemas  $P-\delta$  y fallas por pandeo.
9. Falta de continuidad vertical en los muros. Este problema es muy común en las viviendas unifamiliares de 2 pisos, lo que trae por consecuencia una mala transmisión de esfuerzos desde los muros superiores hacia los inferiores.
10. Dinteles discontinuos en los vanos de puertas y ventanas. En el rango elástico, se generan momentos y reacciones verticales importantes en los extremos del dintel, que dan lugar a concentraciones de esfuerzos de compresión en los apoyos (muros de albañilería), giros del dintel y golpes del dintel contra la albañilería, produciéndose finalmente la trituration de los apoyos. En estos casos es recomendable que los vanos se extiendan hasta tocar el techo.

11. Distribución inadecuada de los muros en la planta del edificio, lo que origina problemas de torsión.
12. Asentamientos diferenciales. La albañilería es un material muy frágil, ya que basta unos cuantos milímetros de deformación para que se agriete. Estas fallas pueden presentarse cuando los muros son muy alargados (más de 30 m); cuando el suelo de cimentación es arena suelta susceptible de densificarse ante la acción de los sismos; o, cuando se cimienta sobre arcilla expansiva. Ejemplos de hechos recientes se han dado en Talara (Fig. 3.5) y en Ventanilla (suelo colapsable con sulfatos y cloruros en contacto con el agua), donde a pesar de haberse utilizado sobrecimientos armados, con un peralte de más de 1 m, los muros y la cimentación sufrieron serios daños (Fig. 3.6). En estos casos es recomendable emplear estructuras ligeras y flexibles, como la Quincha.

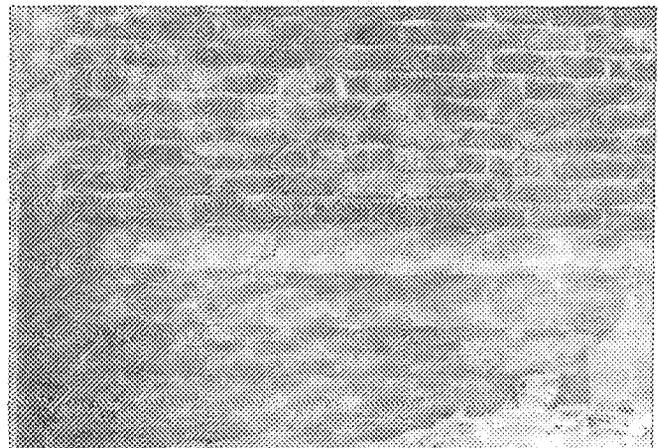
Fig. 3.5

*Efectos del hinchamiento de la arcilla expansiva. Talara, 1983.*



Fig. 3.6

*Sobrecimiento armado sobre suelo colapsable. Ventanilla, 1989.*

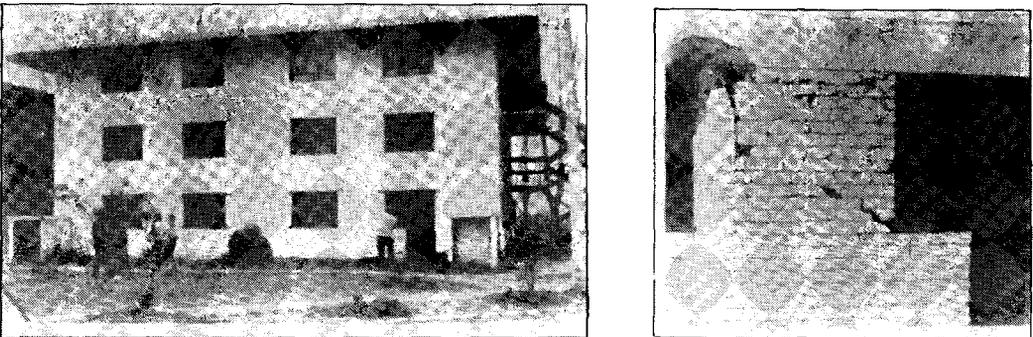


### 3.1.2. Albañilería Confinada

Los problemas anteriormente mencionados motivaron que en la década de los 40 se comience en nuestro medio a confinar los muros de albañilería, mediante el empleo de elementos de concreto armado. Sin embargo, también ocurre la posibilidad de fallas en edificaciones con elementos de confinamiento mal diseñados, o mal construidos; aunque a la fecha no se ha reportado en el mundo el colapso total en este tipo de estructura.

Entre los principales defectos se tiene:

1. Creencia de que basta una sola columna para confinar un muro (lo que no está permitido por la Norma E-070), olvidándose que la acción sísmica es de carácter cíclico. Por lo general, este caso ocurre en los muros con vanos (Fig. 3.7).

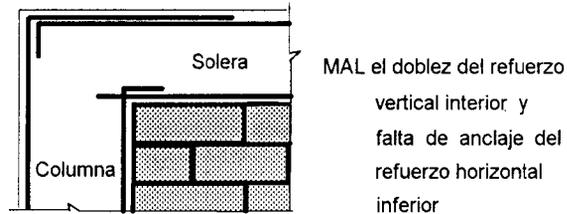


*Fig. 3.7. Chile (Ref. 8), edificio de tres pisos con muros bordeados por una columna. Nótese la falla por corte-fricción en la conexión viga-columna y cómo la grieta diagonal en el muro se vuelve incontrolable ante la ausencia de una columna que lo confine.*

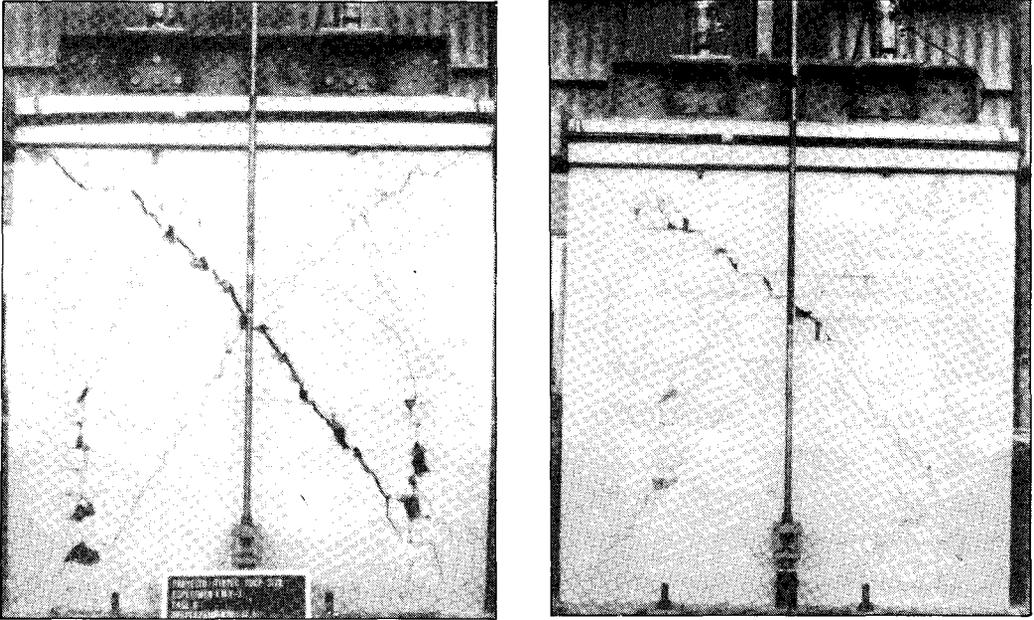
2. Columnas muy espaciadas entre sí. Se pierde el efecto de confinamiento en la región central del muro y el tamaño de las grietas diagonales se torna incontrolable, deteriorándose la albañilería.
3. Cangrejas en las columnas. Las cangrejas ocurren por las siguientes razones: 1) el concreto se encuentra muy seco al instante de vaciarlo; 2) por el tamaño excesivo de las piedras del concreto a vaciar en columnas de poca dimensión; 3) ganchos de estribos con gran longitud que estorban el paso del concreto; 4) por la zona de interfase columna-albañilería con dientes muy largos (Fig. 2.2); y, 5) por la mala vibración o chuceo defectuoso del concreto. La presencia de cangrejas reduce drásticamente la resistencia a compresión, tracción y corte de las columnas.

4. Propagación de la falla por corte desde la albañilería hacia los extremos de los elementos de confinamiento. La energía acumulada en un muro antes de su falla por corte es elevada y aunque va disipándose a través de las grietas de flexión (que generalmente se forman en las columnas antes que se inicie la grieta por corte en el muro), también puede disiparse en forma explosiva deteriorando los elementos de confinamiento. Si estos elementos poseen estribos muy espaciados en sus extremos, no se podrá controlar el tamaño de dichas grietas (Fig. 1.14).
5. Anclaje insuficiente del refuerzo vertical u horizontal. Un problema que puede surgir es que el acero vertical no penetre adecuadamente en la solera, doblando en su zona inferior (Fig. 3.8), lo que produce un decrecimiento de la resistencia a corte-fricción en la junta solera-columna. Deberá tenerse especial cuidado con las columnas ubicadas en el perímetro del edificio, éstas deberán tener un peralte suficiente que permita anclar el refuerzo longitudinal de la solera.

Fig. 3.8  
Problemas de  
anclaje del  
refuerzo



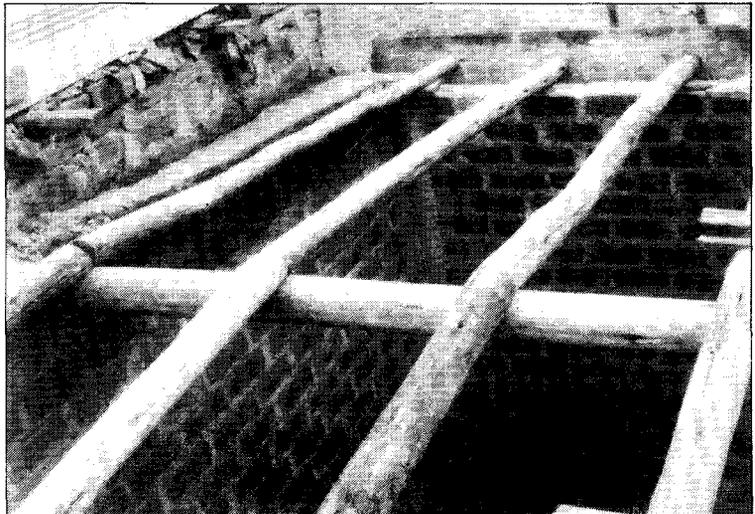
6. Traslape del 100% del refuerzo en la misma zona. En estos casos, según la Norma de Concreto E-060, la longitud traslapada debe incrementarse considerablemente.
7. Inadecuada transferencia de la fuerza cortante desde la solera hacia el muro. De llegarse a presentar el deslizamiento del techo, la armadura vertical trabajará a corte-fricción, por lo que es recomendable que la última hilada del muro penetre 1 cm al interior de la solera (sólo cuando se use unidades no perforadas, ya que las perforadas permiten la formación de llaves de corte) y además crear una unión rugosa en la zona columna-solera (Fig.2.12).
8. Muros con excesiva carga vertical (Fig.3.9). La mayor carga axial genera un incremento de la resistencia al corte, pero disminuye la ductilidad, pudiendo incluso flexionar a las columnas en el plano del muro deteriorando la unión muro-columna. Luego que se generan las grietas diagonales en el muro, las bases de las columnas pueden fallar por compresión al rotar el muro en torno a ellas (Fig. 2.1). La recomendación es distribuir la carga vertical sobre todos los muros del edificio, usando una losa (aligerada o maciza) armada en 2 sentidos; o, en todo caso, adicionar refuerzo horizontal en el muro cuando el esfuerzo vertical actuante (limitado a un valor máximo de 0.15 f'm) supere a 0.05 f'm.
9. Adicionalmente se tienen los problemas clásicos de: torsión por una mala distribución de los muros en la planta del edificio, escasa densidad de muros, falta de continuidad vertical de los muros, asentamientos diferenciales y la existencia de grandes ductos en la losa del techo que atentan contra la hipótesis de diafragma rígido.



*Fig.3.9. Vista de 2 muros confinados sujetos al mismo desplazamiento lateral (17.5 mm) y al mismo esfuerzo axial (9% de  $f'm$ ). El muro de la izquierda no tiene refuerzo horizontal, mientras que el de la derecha tiene una cuantía de 0.1%.*

Fig. 3.10

*Techo rústico de madera sobre muros confinados. Este techado no constituye un diafragma rígido.*

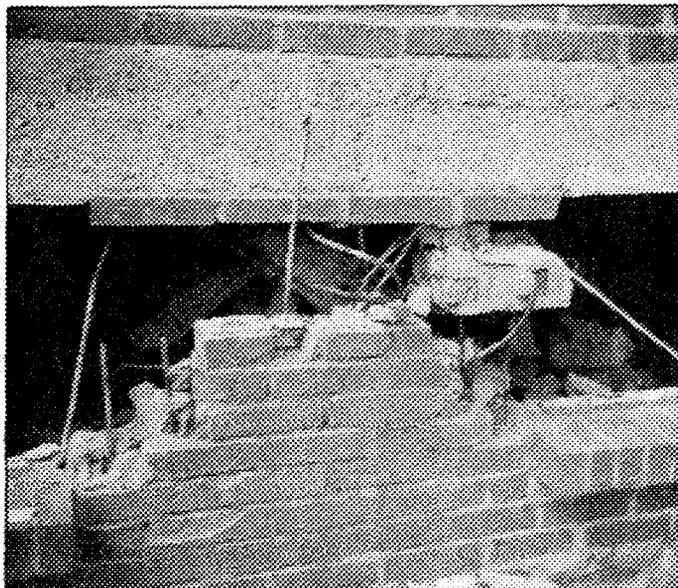


### 3.1.3. Muros Armados

En edificios hechos con este tipo de estructura sí se ha producido, en ciertos casos, el colapso total; por ejemplo, en el terremoto de Popayán-Colombia (Fig. 3.11).

Fig. 3.11

*Edificio de albañilería armada de 4 pisos. Colapso del primer piso. En la vista inferior se aprecia el detalle de la falla, donde se nota el dowell que nace de la cimentación y el refuerzo horizontal utilizado.*



En la mayoría de los casos, el colapso se ha explicado por defectos en el proceso de construcción, principalmente por la creación de bolsones de aire (cangrejas) producidos por el mal llenado del concreto fluido en los alveolos de la unidad. Una de las razones

por las cuales se discontinuó la producción de los bloques de arcilla ("PREVI") en el Perú, fue debido a la falla del edificio "INDUPERU" (La Molina) ante el terremoto de 1974, atribuible a defectos constructivos. Otros defectos que suelen presentarse en este tipo de sistemas son:

1. La falta de supervisión en el proceso constructivo. Debido a que la albañilería armada no es un sistema tradicional, se requiere de una mano de obra entrenada y a su vez, supervisada por un especialista.
2. Las bases extremas del muro constituyen el talón de Aquiles de estos sistemas. Esto se debe a que el refuerzo de estos muros es usualmente una malla de acero sin elementos de confinamiento, salvo que se usen planchas metálicas que confinen al concreto fluido y con ello, al refuerzo vertical (Fig. 2.26). En los talones flexocomprimidos las caras de la unidad tienden a explotar por el efecto de expansión lateral que tiene el grout al comprimirse (efecto de Poisson). Ver las Figs. 2.29 y 3.12.

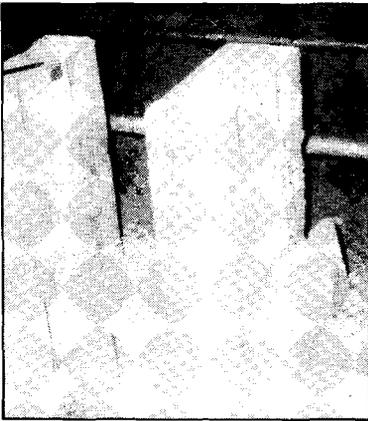
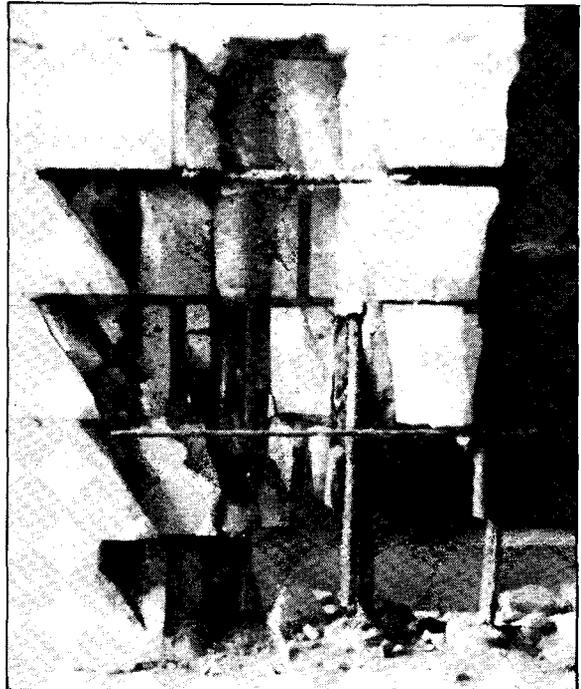


Fig. 3.12

*Expulsión de la cara lateral del bloque por expansión del grout en una pila ensayada a compresión; y talón de un muro de albañilería armada con unidades sílico-calcáreas.*



3. Traslapes del 100% del refuerzo vertical en el primer piso. Este entrepiso es el más solicitado por fuerza cortante, momento flector y fuerza axial (Figs. 3.11); por lo tanto, se sugiere evitar los traslapes del refuerzo vertical al menos en ese entrepiso. Por otro lado, el refuerzo vertical debe ser colocado con gran precisión en la cimentación, a fin de que penetre adecuadamente (sin doblarlos) en los alveolos de la unidad; de lo contrario, dicho refuerzo no aportará resistencia a flexión ni a corte-fricción.

4. Empleo de unidades con alveolos pequeños. Investigadores chilenos (Ref. 8) plantean eliminar el uso de esas unidades y más bien recomiendan emplear bloques de concreto vibrado con huecos grandes, que permitan introducir fácilmente el concreto fluido (compactándolo adecuadamente) y el refuerzo vertical, indicando que es este concreto el elemento que aporta la mayor parte de la resistencia al corte.
5. Uso de una sólo malla de refuerzo en los muros armados. Al respecto, en el reglamento americano de concreto armado (ACI) se estipula que cuando la fuerza cortante actuante en las placas supere a la resistencia aportada por el concreto, tiene que emplearse una doble malla de refuerzo, con la finalidad de que el concreto fragmentado siga confinado y, por lo tanto, continúe trabajando por fricción; éste es un aspecto que aún falta estudiarse en los muros armados.

### 3.2 TIPOS DE FALLA ESTRUCTURAL. LA FALLA POR CORTE y POR FLEXION

Básicamente los muros sujetos a carga sísmica en su plano muestran dos tipos principales de falla: flexión y corte.

Debe entenderse que la falla principal es aquella donde se acumulan las mayores grietas, originando una fuerte degradación tanto de la resistencia como de la rigidez. Esto es, en una **falla por flexión** es posible que previamente se hayan formado pequeñas fisuras diagonales por corte (controladas por el refuerzo horizontal), pero las grietas principales se encuentran localizadas en la parte inferior del muro, y la degradación de la resistencia se produce generalmente por los siguientes efectos: 1) la trituración de los talones flexocomprimidos; 2) el deslizamiento a través de la base del muro; o, 3) la rotura del refuerzo vertical por tracción, pandeo o cizalle. Ver las Figs. 3.13 y 3.14.

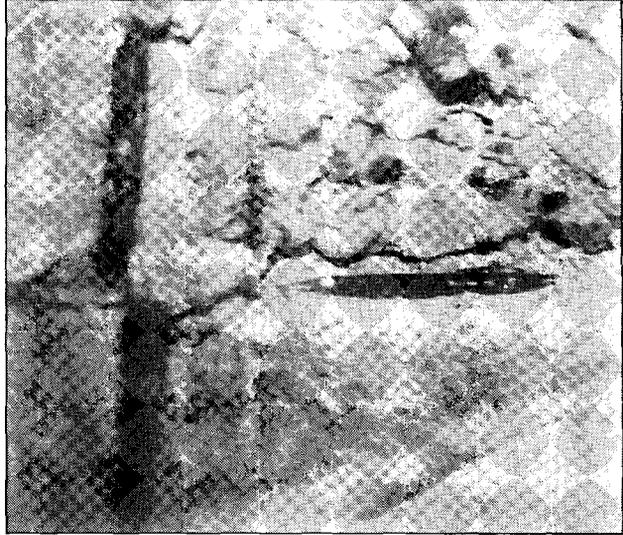
Fig. 3.13

*Edificio "Canal Beagle", Chile, de 5 pisos, hecho con placas de concreto armado. Falla por flexión degenerada en pandeo del refuerzo vertical y deslizamiento horizontal de la placa.*



Fig. 3.14

*El mismo edificio de la Fig. 3.13, falla por cizallamiento del refuerzo vertical.*



En una **falla por corte** es posible que primero se originen fisuras por flexión (incluso el refuerzo vertical puede entrar en fluencia) degradando la rigidez, pero no la capacidad de carga. Luego se producen las grietas diagonales y a partir de ese instante, el muro se desplaza manteniendo su capacidad de carga (la curva cortante-desplazamiento se vuelve plana); posteriormente, se trituran la región central de la albañilería (Fig. 3.15) y los extremos del muro (Fig. 2.1), produciéndose finalmente una severa degradación de resistencia.

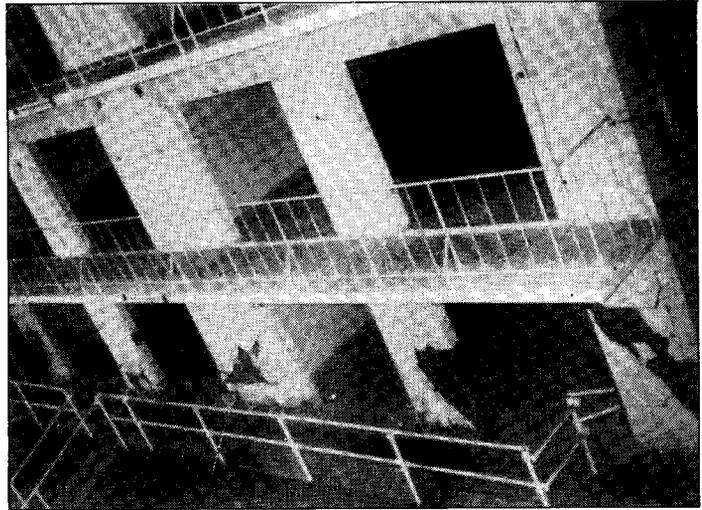
Fig. 3.15

*Trituración de las unidades huecas de concreto en un muro confinado. Falla por corte. Obsérvese que las columnas no presentan fisuras de importancia. Véase en la Fig.1.9 una vista del proceso constructivo seguido en este espécimen.*



Fig. 3.16

*Experimento japonés en un edificio de albañilería armada de cinco pisos, con bloques de concreto. Falla por corte.*

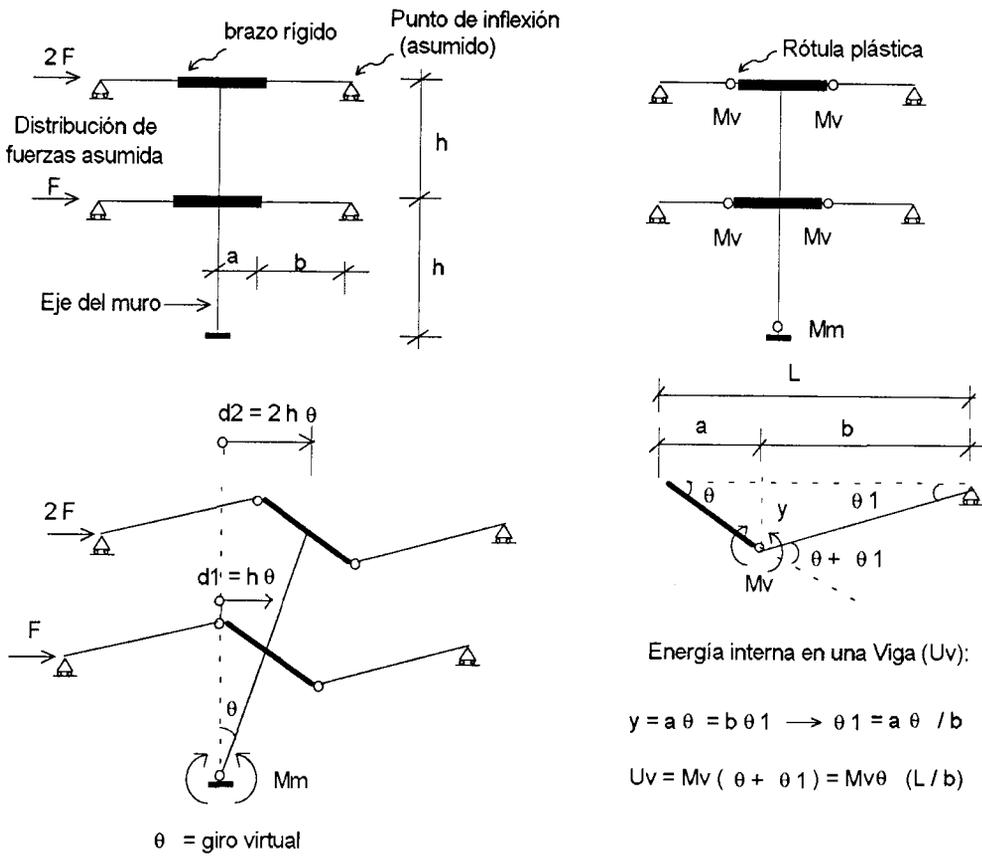


La capacidad resistente a flexión está proporcionada por: el refuerzo vertical existente en el muro (incluyendo parte del refuerzo del muro ortogonal); el peralte y refuerzo de las vigas de borde (coplanares y ortogonales al plano del muro en análisis); y, la magnitud de la carga vertical actuante sobre el muro (incluyendo la carga tributaria del muro transversal). En tanto que la resistencia al corte (en el caso de los muros reforzados) está proporcionada por la resistencia de la albañilería en sí, con una baja influencia del refuerzo horizontal.

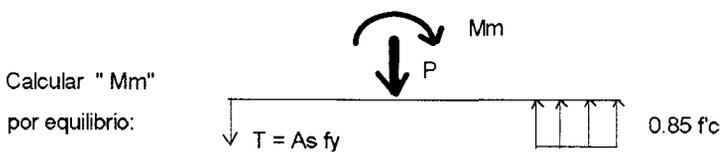
*Respecto a la influencia del refuerzo horizontal sobre la resistencia a fuerza cortante, los ensayos han demostrado que mientras se emplee cuantías mínimas (usualmente acero liso embutido en las juntas), este refuerzo mejora la ductilidad del muro mas no su resistencia; a no ser que se utilice refuerzo corrugado con cuantías muy elevadas (por encima de 0.0025), como si fuese una placa de concreto armado (Fig. 1.5).*

Mientras que la resistencia al corte se predice usando fórmulas experimentales, existen maneras teóricas de evaluar la capacidad de flexión. Una forma aproximada de obtener el cortante ( $V_{\text{máx}}$ ) asociado al mecanismo de falla por flexión, consiste en aplicar el principio del trabajo virtual, tal como se ilustra en la Fig. 3.17, donde debe entenderse que el refuerzo horizontal es capaz de soportar " $V_{\text{máx}}$ ", a fin de que pueda desarrollarse ese mecanismo.

Teóricamente, el muro debería tener una forma de falla dependiendo de cuál de las resistencias sea menor; sin embargo, la mayoría de las fallas registradas en los edificios reales de albañilería han sido por fuerza cortante y no por flexión. Este hecho se produce incluso cuando los muros no son reforzados (Fig. 3.2), donde la ausencia de refuerzo vertical hace que esos muros tengan una capacidad de flexión (proporcionada sólo por la carga vertical) notoriamente menor a la capacidad de corte; y aun así, fallan por corte.



Energía interna en una Viga (Uv):  
 $y = a \theta = b \theta_1 \rightarrow \theta_1 = a \theta / b$   
 $Uv = Mv (\theta + \theta_1) = Mv\theta (L/b)$



$W = \text{Trabajo Externo} = \sum F_i d_i = 5 F h \theta \dots (1)$

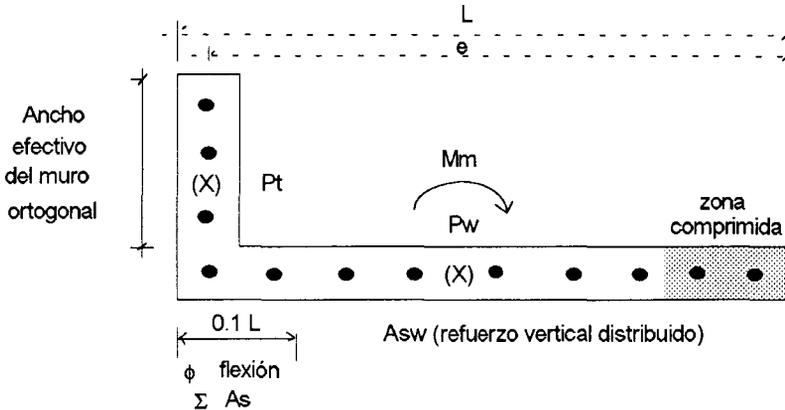
$U = \text{Energía Interna} = \sum Uv + Mm \theta \dots (2)$

Igualando (1) y (2), se obtiene "F"; luego por equilibrio se calcula el Cortante Basal asociado al mecanismo de falla por flexión.

Fig. 3.17. Determinación de las Fuerzas Laterales asociadas al mecanismo de falla por flexión, aplicando el principio de Trabajo Virtual.

### CAPACIDAD DE FLEXION ( $M_m$ ) DE UNA SECCION SEGUN LA NORMA JAPONESA

El valor " $M_m$ " es utilizado en el método del trabajo virtual (Fig. 3.17) en conjunto con los momentos plásticos de las vigas ( $M_v$ ), para evaluar el cortante asociado al mecanismo de falla por flexión. El ancho efectivo del muro transversal, es considerado como la cuarta parte de la longitud libre del muro transversal o un metro, lo que sea mayor.



$$M_m = [(\Sigma A_s) f_y] d + [(\Sigma A_{sw}) f_y] (0.5 d) + P_w (0.5 d) + (P_t) e$$

Donde:  $d = 0.9 L$   
 $\Sigma A_s$  = sumatoria del refuerzo en el extremo del muro ( $0.1 L$ ) incluyendo el refuerzo existente en el ancho efectivo.  
 $\Sigma A_{sw}$  = refuerzo vertical distribuido en el alma del muro.  
 $P_t$  = carga vertical sobre el ancho efectivo.  
 $P_w$  = carga vertical en el alma del muro en análisis.

NOTA: La carga vertical incluye el cortante que se desarrolla en las vigas de borde cuando éstas plastifican por flexión.

### FORMULA DE PRIESTLEY PARA UN MURO EN VOLADIZO DE SECCION RECTANGULAR CON REFUERZO VERTICAL DISTRIBUIDO ( $A_{st}$ = refuerzo total en la sección)

$$M_m = A_{st} f_y d/2 + P_u L / 2$$

Donde:  $d = 0.8 L$   
 $P_u$  = Carga Axial Amplificada

Fig. 3.18. Cálculo del momento plástico ( $M_m$ ) en un muro de albañilería armada, según la Norma Japonesa y Priestley

Las razones que podrían explicar el predominio de la falla por corte sobre la de flexión son:

1. La deformación por fuerza cortante predomina sobre la de flexión, ya que los muros son de baja altura y el momento de inercia de su sección transversal es elevado; más aún, cuando los muros son confinados, la sección de concreto debe transformarse en área equivalente de albañilería, incrementándose sustancialmente el momento de inercia. En otras palabras, la deformación que prevalece en el primer entrepiso es la de distorsión angular por fuerza cortante con baja curvatura por flexión, con lo cual la deformación axial del refuerzo vertical es pequeña (como una biela que rota en torno a su base sin alargarse).

La distorsión angular ( $\gamma$  = desplazamiento lateral relativo nivel a nivel entre la altura del entrepiso) es la que origina esfuerzos principales de tracción diagonal en la albañilería, dando origen a las grietas diagonales (Fig. 3.19); al respecto, los experimentos muestran que el agrietamiento diagonal ocurre al alcanzarse una pequeña distorsión, aproximadamente del orden de 1/800 (incluyendo los desplazamientos por flexión y corte), independientemente del tipo de albañilería empleada.

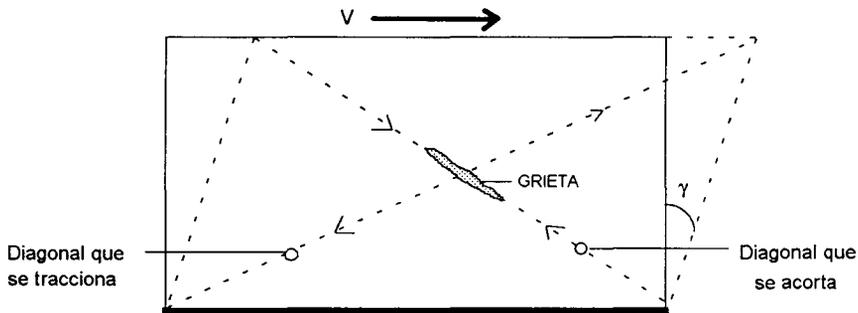
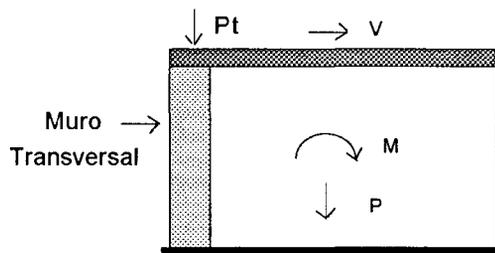


Fig. 3.19 Esquema de distorsión angular por corte puro

2. Si se agrega el efecto de los muros transversales (incluyendo su carga tributaria  $P_t$ , Fig. 3.20), al flectarse el muro debería levantar al muro perpendicular, lo que es muy difícil de lograr; esto disminuye aún más las deformaciones por flexión.

Fig. 3.20  
Efecto del muro  
ortogonal sobre  
la deformación  
por flexión.



3. El momento flector basal, asociado al análisis sísmico estático usual, se ve reducido por efectos de: la rotación de la cimentación, los modos altos de vibrar y por la interacción losa-muro (según la Ref. 9, la relación de momentos entre un análisis refinado y uno aproximado puede llegar a ser 0.3). Por este motivo, los diseños convencionales muestran una sobrecapacidad de flexión; más aún, si se agrega el hecho de que el refuerzo producido en el Perú presenta un escalón de fluencia reducido, incurriendo rápidamente en la zona de endurecimiento ( $f_s \text{ máx} \approx 1.5 f_y$ ).
4. El edificio de albañilería es un conjunto mixto de masas repartidas (muros) y concentradas (techos); a su vez, es un sistema muy rígido (tipo cajón), por lo que las aceleraciones de los niveles son parecidas a las del suelo. Este hecho indicaría que para el caso de las edificaciones de albañilería, debería más bien de adoptarse una distribución de fuerzas de inercia del tipo uniforme y no la triangular dispuesta por la Norma (Fig. 3.21), con lo que el momento basal disminuye más (aparte de los efectos indicados en el párrafo anterior). Esta aseveración ha sido demostrada en un ensayo hecho en la PUCP en mesa vibradora, sobre un espécimen de tres pisos (ver el Proyecto C1 en el Capítulo 7).

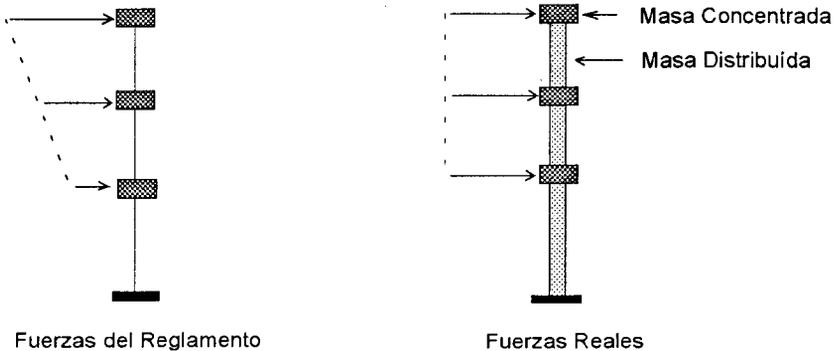
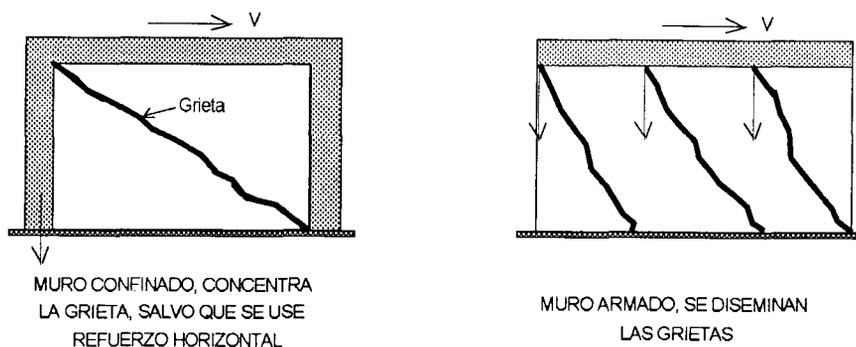


Fig. 3.21. Efectos de la distribución de las masas y de las rigideces sobre las fuerzas de inercia en un edificio de albañilería.

5. El caso de los edificios de albañilería compuestos por muchos muros es distinto al de los edificios elevados de concreto armado con pocas placas, donde los efectos de flexión son importantes, y en donde es posible concentrar refuerzo horizontal corrugado que incremente la capacidad de corte por encima de la de flexión. En el caso de los edificios de albañilería armada, la concentración del refuerzo horizontal podría lograrse colocándolo no sobre las juntas, sino en las hendiduras (canales) de la unidad, cosa que no es posible realizar con las unidades que actualmente se fabrican en nuestro medio.
6. En el caso de los muros confinados, el refuerzo vertical colocado en las columnas crea una especie de tirante interno que en conjunto con la carga lateral, hacen trabajar a la albañilería a compresión diagonal, induciéndoles tracciones principales ortogonales a la diagonal comprimida. Esta es una de las razones por la que se recomienda repartir el refuerzo vertical en los muros armados. Ver la Fig. 3.22.



Muro confinado de 3 paños cuadrados (4 columnas).

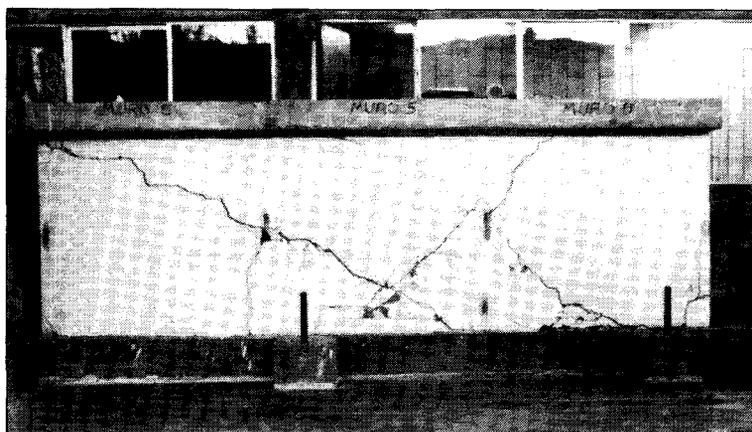
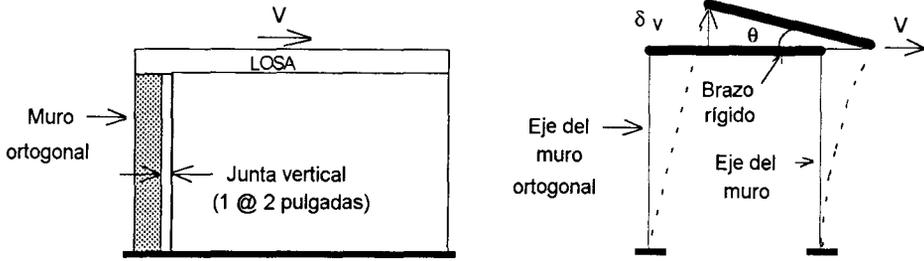


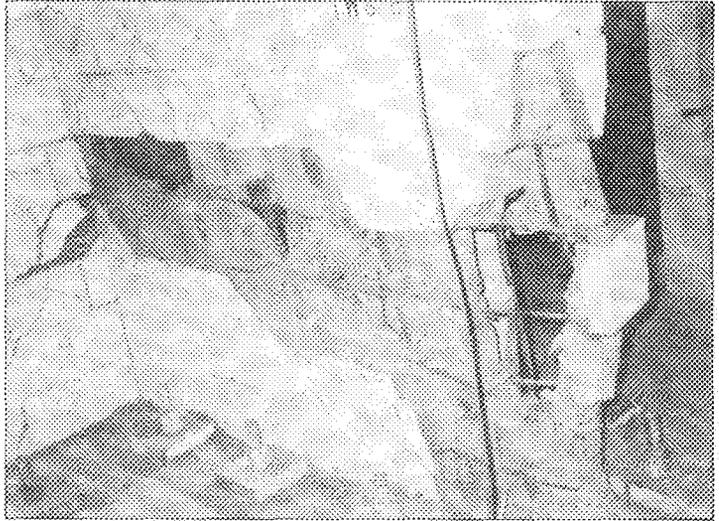
Fig. 3.22. Efectos de la distribución del refuerzo vertical sobre el patrón de agrietamiento.

7. Más adelante, cuando se estudie el experimento japonés (Capítulo 7, Fig. 3.16) sobre un edificio constituido por muros armados, veremos en detalle cómo aquellos muros que tenían una capacidad de corte mayor a la de flexión iniciaron su falla por flexión, pero terminaron fallando por corte; esto ocurrió principalmente porque las vigas, la losa del techo y los muros transversales interactuaron con los muros de corte.
8. Los experimentos muestran que: la resistencia al corte crece más lentamente con el incremento de la carga axial (menor a la balanceada) que la resistencia a flexión; y en los muros esbeltos, la resistencia al corte disminuye en proporción a la relación altura-longitud (fenómeno que no es contemplado por nuestra Norma). Lo último puede explicarse si se supone que la albañilería falla al alcanzar una tracción principal determinada ( $\sigma_p$ ). En ese caso, cuando se incrementa la compresión ( $\sigma_c$ ), se incrementará la resistencia ( $v1$ ); mientras que cuanto más esbelto sea el muro, las tracciones aumentarán por los efectos de flexión ( $\sigma_x$ ), disminuyendo así la resistencia ( $v2$ ). Ver la Fig. 3.23.





Experimento japonés. Obsérvese que el muro transversal evita el deterioro del talón por flexocompresión; en el extremo opuesto, el talón está zunchado.



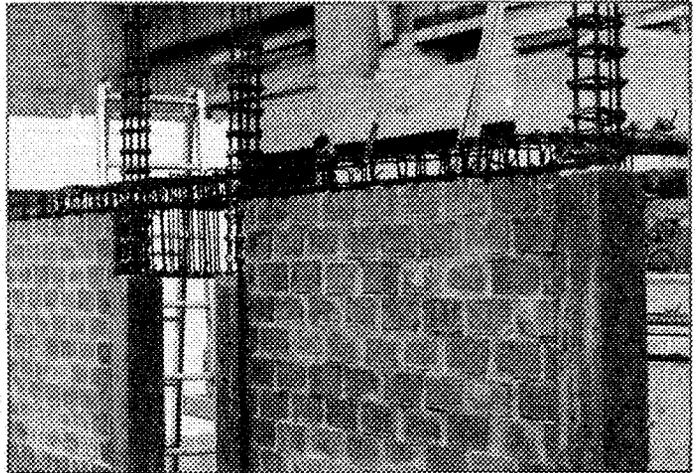
Edificio chileno de albañilería armada. Pese a que los muros son esbeltos, se tiene una falla por corte que atraviesa el primer y segundo piso cortando la losa.



Fig. 3.24. Efectos de los muros transversales y de la esbeltez.

2. Es preferible emplear vigas de un peralte suficiente de modo que fallen dúctilmente por flexión (disipando energía) antes que se produzca la falla por corte en los muros. Adicionalmente, las vigas peraltadas permiten: 1) atenuar los giros por flexión del muro, disminuyendo las concentraciones de esfuerzos en la losa; 2) rigidizar más a los muros, lo que es conveniente ya que la falla diagonal se produce para una distorsión angular de  $1/800$ ; y, 3) disminuir el momento basal, lo que a su vez trae por consecuencia una reducción en: el tamaño de la cimentación, la flexocompresión en los talones del muro, el refuerzo vertical en los extremos del muro y, de otro lado, un incremento en la resistencia al corte al disminuir las tracciones por flexión.

*Dinteles peraltados sugeridos en los muros confinados.*



*Experimento japonés. Apréciase la propagación de las grietas sobre la losa maciza de 15 cm de espesor cuando las vigas tienen poco peralte, cosa que no ocurre cuando la viga es peraltada*



*Fig. 3.25. Efectos del peralte de las vigas.*

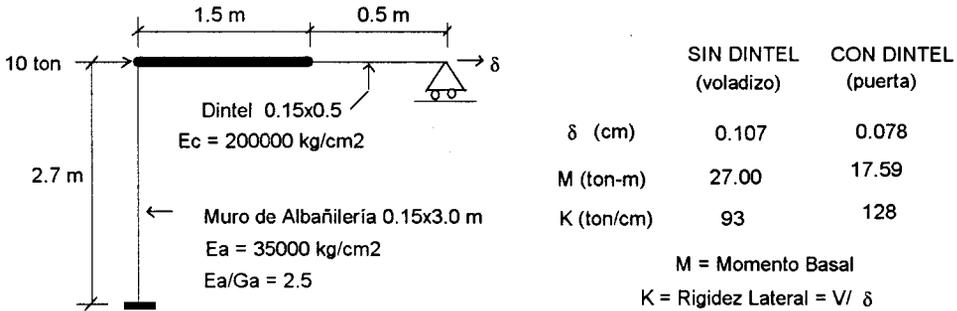
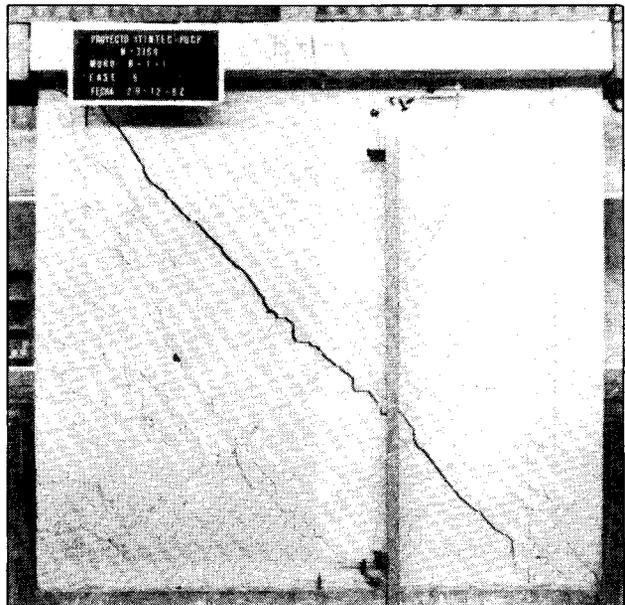


Fig. 3.25A. Efectos del peralte del dintel sobre un muro de 1 piso.

Debe quedar claro que no se busca provocar intencionalmente la falla por corte (la que de hecho es más frágil que la de flexión), sino que este tipo de falla es propiedad característica de los edificios de albañilería de mediana altura compuestos por muchos muros, a diferencia de los edificios elevados de concreto armado, donde el momento flector tiende a concentrarse en las pocas placas existentes. Además, es necesario precisar que todo tipo de falla resulta peligrosa, cuando no se controlan sus efectos secundarios y no se trata de evitar la degradación de resistencia y el deterioro de la albañilería (Fig. 3.26). Al respecto, el espécimen japonés mostró un buen comportamiento inelástico (Fig. 7.42) a pesar de que los muros del primer y segundo piso fallaron por corte, y su resistencia degradó sólo después que se produjeron daños severos en los talones de los muros, fenómeno que puede ocurrir tanto en la falla por flexión (Fig. 3.13) como en la falla por corte (Fig. 2.1).

Fig. 3.26

Muro confinado diseñado adecuadamente por corte. En ese instante está sujeto a un desplazamiento lateral de 15 mm, mayor al límite de reparabilidad sugerido ( $h/200 = 11$  mm)



### 3.3 CRITERIOS GENERALES DE ESTRUCTURACION EN EDIFICIOS DE ALBAÑILERIA

Aparte de los requisitos reglamentarios y recomendaciones que se han dado para los muros armados y confinados (Capítulos 1, 2 y Acápites 3.1, 3.2), se sugiere lo siguiente:

1. Por la importancia que tienen los muros ubicados en el perímetro del edificio (son los que aportan la mayor rigidez torsional), y todo aquél que absorba más del 10% del cortante basal sísmico, éstos deberán ser reforzados. Al respecto, en la Norma E-070 se especifica que como mínimo un 70% de los muros que conforman el edificio (en cada dirección) deben ser reforzados.
2. El **espesor efectivo** (sin recubrimientos) mínimo de los muros debe ser  $h / 20$ , donde "h" es la altura libre del muro (altura de pandeo).
3. Los techos deben ser diafragmas rígidos, de manera que permitan uniformizar los desplazamientos laterales de los muros. De preferencia, debe emplearse como sistema de techado la losa (aligerada o maciza) armada en 2 sentidos, con el objeto de que todos los muros porten una carga vertical que no sea excesiva.
4. De preferencia, las vigas aisladas y coplanares con los muros no deben ser chatas, ya que las vigas (de un peralte suficiente) son elementos dúctiles que pueden aprovecharse como disipadores de energía antes que ocurra la falla por corte en los muros; además, las vigas peraltadas atenúan las concentraciones de esfuerzos en la losa del techo (producto del giro de los muros) e incrementan la rigidez lateral del sistema. De seguirse esta recomendación, se logrará una reducción en las dimensiones de la cimentación, al disminuir los momentos basales; adicionalmente, los efectos de flexocompresión en los talones de los muros se atenuarán.
5. **Densidad Mínima de Muros Reforzados.** Basado en un esfuerzo cortante promedio en los muros de  $1.8 \text{ kg/cm}^2$  y en un peso promedio de la planta de  $0.8 \text{ ton/m}^2$  (reduciendo la sobrecarga "s/c" al 25%), se recomienda que la densidad mínima de los muros reforzados en cada dirección del edificio sea:

$$A_m / A_p = \text{Area de Muros} / \text{Area en Planta} \geq Z U S N / 140$$

Fórmula que puede deducirse de la siguiente manera:

Cortante basal sísmico =  $H = Z U S c P \dots$  (ver el RNC-77)

Peso total del edificio =  $P = w A_p N$

Número de pisos del edificio =  $N$

Peso promedio de la planta =  $w \approx 0.8 \text{ ton/m}^2$

Area de la planta típica =  $A_p$

Coefficiente sísmico =  $c = 0.4/R_d = 0.4/2.5 = 0.16$

Esfuerzo cortante promedio en los muros =  $v = H/A_m \approx 18 \text{ ton/m}^2$

$A_m =$  Suma de las áreas de corte de los muros (de existir placas de concreto, transformarlas en muros equivalente de albañilería a través de la relación de los módulos de elasticidad).

Luego:

$H = 0.16 \times 0.8 \times Z U S A_p N = 0.13 Z U S A_p N$

$v = 18 = H/A_m = (0.13 Z U S A_p N) / A_m$

De la cual:  $A_m / A_p \approx Z U S N / 140$

5. El **alféizar de las ventanas** debe separarse de la estructura principal con una junta sísmica no menor de 1/2 pulgada (Fig. 3.28) y diseñarse ante acciones perpendiculares a su plano. Conviene indicar que de no realizarse esta independización, se creará problemas de "muros cortos" (Fig. 3.27) y además, el modelaje matemático del muro será muy complicado.

Fig. 3.27

Edificio de albañilería armada en Popayán. Alféizar sin aislar.

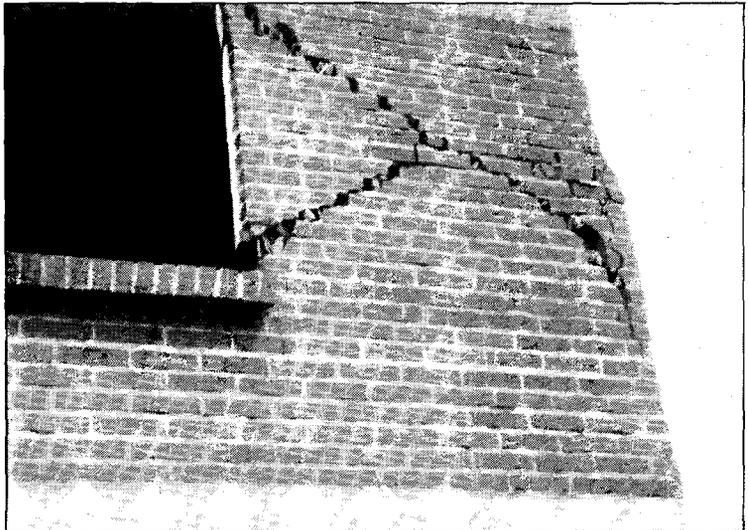
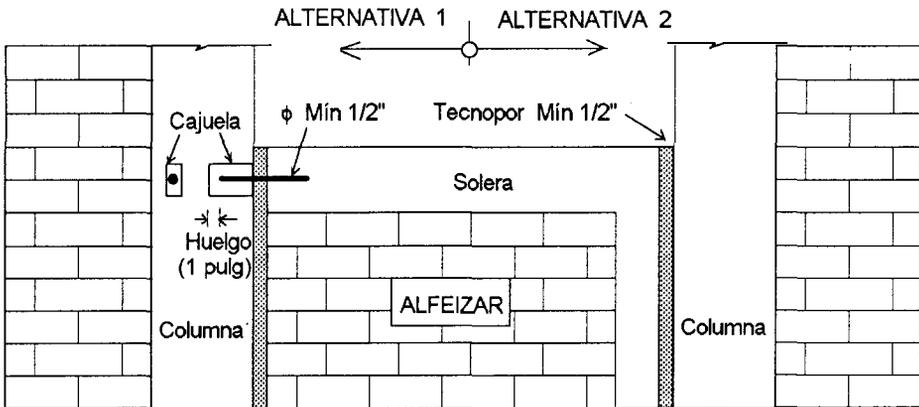
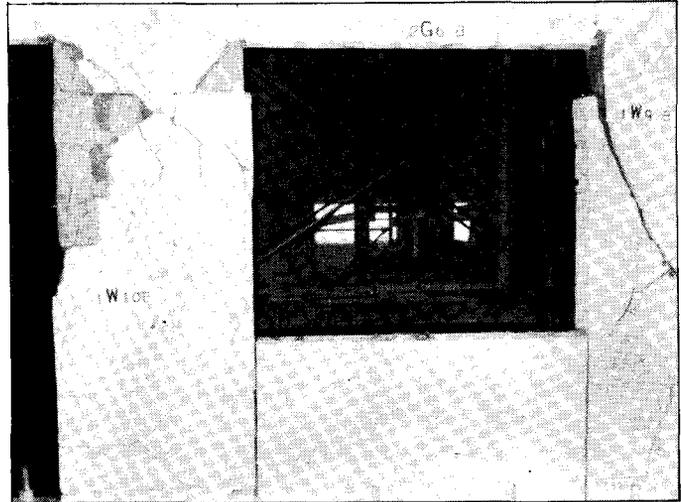


Fig. 3.28

Alternativas para aislar el alféizar de ventanas en muros armados (derecha) y en muros confinados (vista inferior). En el último caso, deberá emplearse una de las dos alternativas indicadas.



7. En los **Muros Armados** deberá rellenarse todos los alveolos con grout (contengan o no refuerzo vertical), o en su defecto deberá combinarse unidades sólidas con alveolares. No deberá traslaparse el refuerzo vertical en el primer entrepiso. Deberá usarse como cuantía mínima de refuerzo (vertical u horizontal) 0.001, distribuido uniformemente a lo largo de la altura y de la longitud del muro. Deberá tenerse especial precaución con los talones flexocomprimidos, se sugiere colocar planchas de acero (Fig. 2.26) en las zonas del muro donde el esfuerzo axial último (producto de la carga vertical y el momento último) exceda de 0.2 fm. No deberá emplearse cimientos de concreto ciclópeo, sino cimientos de concreto normal (simple o reforzado) o solados. De preferencia, deberá utilizarse bloques de concreto vibrado.

8. En los **Muros Confinados** la sección transversal mínima de las columnas deberá ser  $A_c = 20 t \text{ cm}^2$  ( $t$  = espesor del muro); el peralte de la columna debe ser suficiente como para permitir el anclar el refuerzo de la solera. Las columnas no deben estar espaciadas más del doble de la altura entre los arriostres horizontales. El refuerzo longitudinal mínimo debe ser  $4 \phi 3/8"$  y el estribaje mínimo de confinamiento es  $\square \phi 1/4"$ , 1 a 5 cm, 4 a 10 cm. Debe emplearse concreto con resistencia mínima  $f_c = 175 \text{ kg/cm}^2$ . El esfuerzo axial actuante ( $\sigma$ ) deberá ser menor a  $0.15 f_m$ ; si  $\sigma > 0.05 f_m$ , deberá emplearse refuerzo horizontal continuo anclado en las columnas (cuantía 0.001). De preferencia, deberá emplearse unidades de arcilla con 33% máximo de vacíos en su cara de asentado.

Usualmente es costumbre vaciar el sobrecimiento de los muros con una mezcla cemento - hormigón 1:8 más 30% de piedra mediana (3"); el concreto de este sobrecimiento es de menor resistencia al de las columnas. Puesto que las bases de las columnas van a estar sujetas a elevadas fuerzas axiales, producto de los momentos sísmicos y de las cargas gravitacionales, es recomendable que el concreto de las columnas llegue hasta el cimiento y que los estribos de confinamiento se cuenten a partir de ese encuentro.

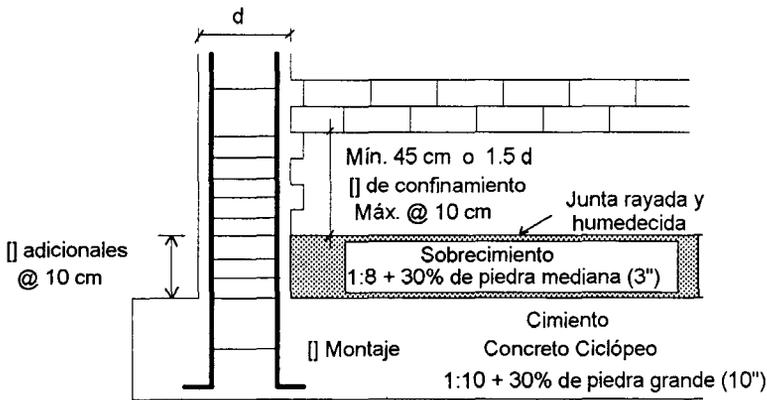
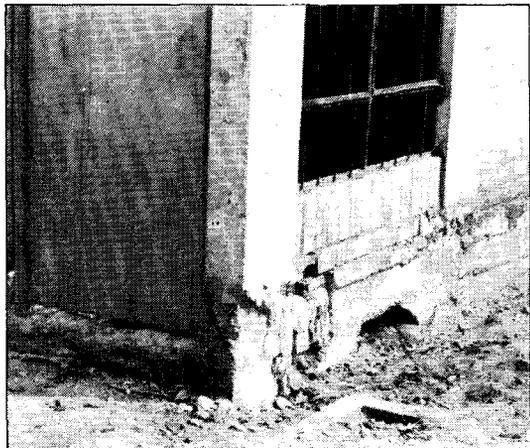


Fig. 3.29

En la vista superior se indica la recomendación a emplear en las bases de las columnas, y en la vista de la derecha se aprecia un procedimiento defectuoso.



## 4

## ANÁLISIS ESTRUCTURAL

El objetivo de este capítulo es explicar, utilizando un ejemplo sencillo, la manera de analizar estructuralmente un edificio de **Albañilería Confinada** sujeto a cargas sísmicas. Paralelamente, se indica las variantes en el análisis del mismo edificio cuando está compuesto por muros armados. Debido a lo extenso que resulta desarrollar completamente un ejemplo de esta naturaleza, se documenta sólo las partes más importantes del análisis estructural.

### 4.1 CARACTERÍSTICAS DEL EJEMPLO

En la Fig. 4.1 aparece la planta típica del edificio en estudio, así como los cortes típicos que muestran las dimensiones de las ventanas, alféizar, etc. Se ha supuesto que el edificio es de cuatro pisos y que está ubicado en Lima sobre un suelo de buena calidad (cascajo). El edificio está destinado a vivienda, con dos departamentos por piso (cada uno de 72 m<sup>2</sup>, descontando las áreas comunes). Por otro lado, por simplicidad, se ha supuesto que el peso del cuarto nivel (azotea con tanque de agua, parapetos y caseta de guardianía) es similar al peso del piso típico; para situaciones reales debe efectuarse el metrado de cargas de la azotea.

De acuerdo a la Norma Sismo-resistente (RNC-77), se tiene los siguientes factores para la evaluación del cortante basal sísmico (H):

*Factor de zona =  $Z = 1$*

*Factor de uso o importancia =  $U = 1$*

*Factor de suelo =  $S = 1$*

*Coefficiente Sísmico:  $0.16 \leq C = 0.8 / (1 + T/T_s) \leq 0.4$*

*Factor de reducción por ductilidad (albañilería reforzada) =  $R_d = 2.5$*

*Período predominante del suelo =  $T_s = 0.3 \text{ seg}$*

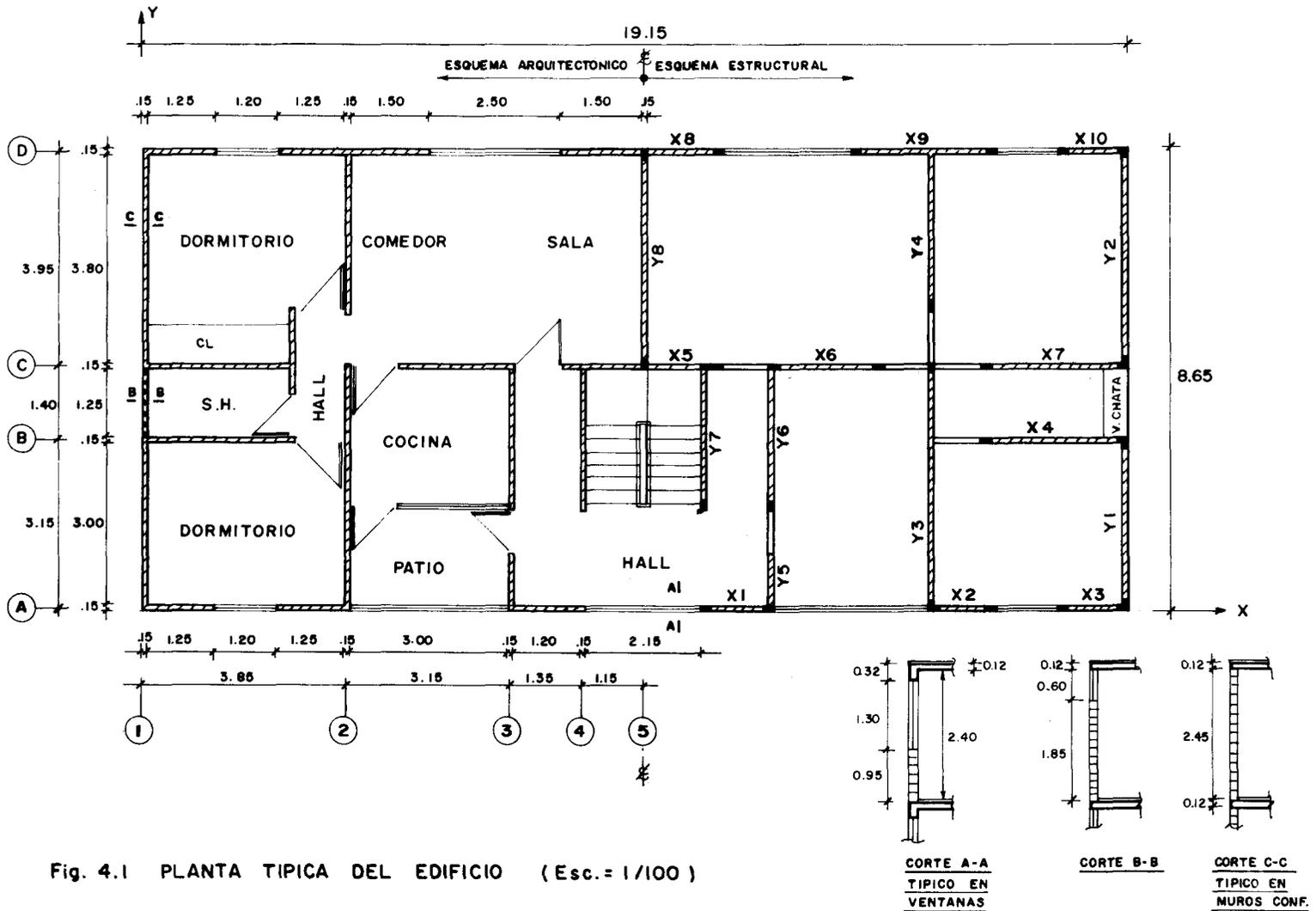
*Período =  $T = 0.05 h \sqrt{D}$ :  $T_{xx} = 0.05 \times 10.28 \sqrt{19.15} = 0.12 \text{ seg}$*

*$T_{yy} = 0.05 \times 10.28 \sqrt{8.65} = 0.17 \text{ seg}$*

Donde "h" es la altura total del edificio y "D" es la dimensión de la planta medida en la dirección en análisis. Al ser "T" menor que "Ts", el coeficiente sísmico resulta  $C = 0.4$ , por lo que el cortante basal en las dos direcciones (XX, YY) estará dado por:

$$H = Z U S C P / R_d = 1 \times 1 \times 1 \times 0.4 P / 2.5 = 0.16 P$$

Donde: P = peso total, considerando 25% de sobrecarga (s/c).



## 4.2 ESTRUCTURACION

Para la estructuración se ha seguido las recomendaciones indicadas en el Acápite 3.3; empleándose como sistema de techado una losa maciza armada en 2 sentidos, con 12 cm de espesor y 5 cm de acabados. Se entiende que el espesor de la losa es suficiente para soportar las cargas existentes en el mayor ambiente (sala-comedor:3.8x5.5 m).

En la Fig. 4.1 se muestra el esquema estructural de los muros de albañilería, así como una disposición tentativa de las columnas de confinamiento, las que se han supuesto de un peralte mínimo de 20 cm. Por otro lado, el alféizar de las ventanas y los muros del closet han sido aislados de la estructura principal, según se indica en las Figs. 3.28 y 4.1A.

Los muros del perímetro han sido confinados, en especial los dirigidos según XX, debido a que en su mayoría son esbeltos y por lo tanto, de baja resistencia al corte; mientras que en la dirección YY, tentativamente se ha dejado de confinar los muros Y4 y Y5 (en YY los muros no son esbeltos).

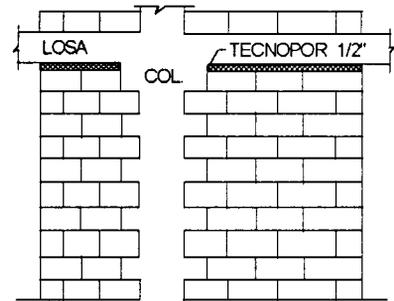


Fig. 4.1A. Aislamiento de los muros del Closet (tabiques)

Todas las vigas (excepto la del eje 1) son de un peralte igual al del dintel de las puertas y ventanas (32 cm); este peralte es suficiente incluso para las vigas largas (3 m) del eje A. El peralte de las soleras (y de la viga del eje 1) es igual al espesor de la losa (12 cm).

## 4.3 PREDIMENSIONAMIENTO DE LOS MUROS

Los muros se han supuesto en aparejo de soga, hechos con ladrillos KK industrial de 13 cm de espesor, que cumple con la fórmula:  $t > h / 20 = 245 / 20 = 12.3$  cm. Por otra parte, al estar distanciadas las columnas a menos del doble de la altura del entrepiso (h), no será necesario analizar los muros ante carga sísmica perpendicular al plano (ver el acápite 5.4).

Para la unidad indicada y usando mortero 1:4, la resistencia a compresión de las pilas es  $f_m = 65$  kg/cm<sup>2</sup> (ensayos PUCP). De emplearse muros de **Albañilería Armada** con unidades estándar sílico-calcareas (Fig. 6.18), puede adoptarse  $f_m = 100$  kg/cm<sup>2</sup>, mientras que con bloques nacionales de concreto vibrado la resistencia de las pilas es  $f_m = 85$  kg/cm<sup>2</sup>.

La densidad mínima de los muros reforzados, en cada dirección, está dada por:

$$A \text{ muros} / A \text{ planta} = A_m / A_p = Z U S N / 140 = 1 \times 1 \times 1 \times 4 / 140 = 0.029$$

Donde:  $A_p = 8.65 \times 19.15 = 166$  m<sup>2</sup>; y  $N = 4$  pisos

En la Tabla 4.1 se aprecia que el edificio cumple con la densidad mínima requerida.

TABLA 4.1. LONGITUDES DE MUROS (m)

MURO	Lxx	MURO	Lyy
X1	1.50	Y1	3.30
X2	1.40	Y2	4.10
X3	1.40	Y3	4.70
X4	2.95	Y4	3.05 (**)
X5	1.525 (*)	Y5	1.10 (**)
X6	2.25	Y6	2.80
X7	2.95	Y7	2.80
X8	1.575 (*)	Y8	2.05 (*)
X9	2.90	$\Sigma$ $\frac{1}{2}$ edif.	19.75
X10	1.40	$\Sigma$ total	39.50
$\Sigma$ $\frac{1}{2}$ edif.	19.85		
$\Sigma$ total	39.70		

(\*) : corresponde a medio muro

(\*\*) : descontado por no estar confinado

Según XX:  $Am/Ap = 0.13 \times 39.7 / 166 = 0.031 > 0.029 \dots Ok.$

Según YY:  $Am/Ap = 0.13 \times 39.5 / 166 = 0.031 > 0.029 \dots Ok.$

#### 4.4 METRADO DE CARGAS

Para el metrado de cargas se ha supuesto los siguientes pesos unitarios (ver la Norma de Cargas E-020, ININVI-85):

Concreto armado = 2.4 ton/m<sup>3</sup>

Acabados = 0.1 ton/m<sup>2</sup>

Albañilería sólida: 0.019 ton/m<sup>2</sup>-cm (\*) = 0.019x15 = 0.285 ton/m<sup>2</sup>

Parapetos y Tabiques (ladrillo pandereta) = 0.014x15 = 0.210 ton/m<sup>2</sup>

Ventanas = 0.02 ton/m<sup>2</sup>

s/c = 0.2 ton/m<sup>2</sup> (para efectos sísmicos se usó el 25%: 0.05 ton/m<sup>2</sup>)

(\*) Se ha considerado 1 cm de tarrajeo en cada cara del muro. Para muros de Albañilería Armada con unidades sílico-calcareas (caravista), puede usarse un peso volumétrico de 1.8 ton/m<sup>3</sup>, y con bloques de concreto vibrado rellenos con grout 2.2 ton/m<sup>3</sup>.

El metrado de cargas se ha realizado individualmente en cada muro, adoptando las áreas de influencia (A) mostradas en la Fig. 4.2, donde además aparece la carga proveniente de la losa ( $P = w A$ ; donde:  $w = 0.12 \times 2.4 + 0.1 + 0.05 = 0.438 \text{ ton/m}^2$ ). A esta carga se le ha agregado las que directamente actúan sobre el muro, como son: el peso del muro (media altura en cada nivel) y el peso de la solera, alféizar, vigas peraltadas y escalera (Tabla 4.2).

Debe indicarse que existe una propuesta simplificada del cálculo de la carga vertical en cada muro (para el caso en que exista losa armada en 2 sentidos), consistente en calcular el peso total del edificio, luego ese peso se divide entre la suma de las longitudes de los muros X y Y, obteniéndose "ω"; finalmente, la carga en cada muro se calcula multiplicando "ω" por la longitud del muro en análisis. La aplicación de esa propuesta a este ejemplo proporcionó hasta 45% de diferencia, por lo que es preferible usar la técnica de área de influencia.

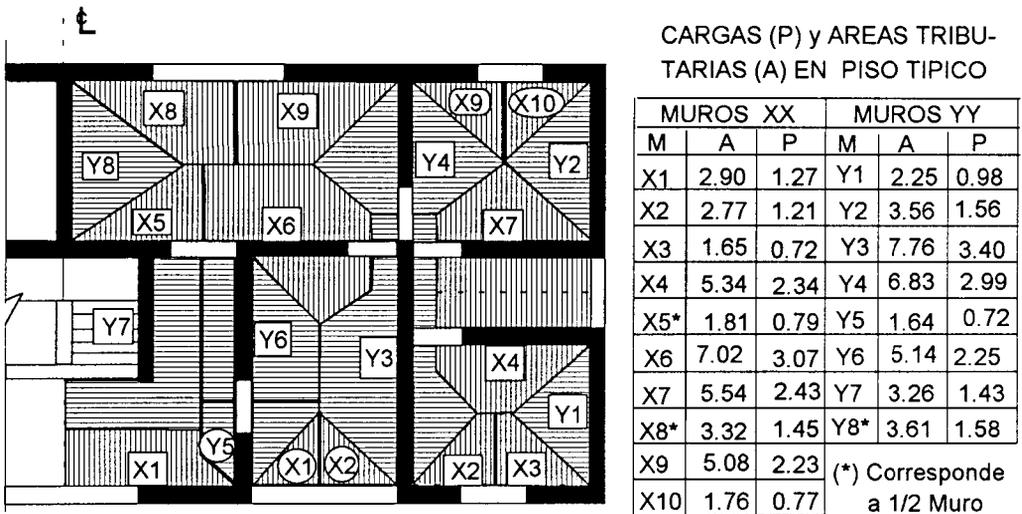


Fig.4.2. Areas tributarias (m<sup>2</sup>) y cargas (ton) provenientes de la losa: 0.438 ton/m<sup>2</sup> (25% s/c)

TABLA 4.2. CARGAS DIRECTAS (ver Cortes en la Fig. 4.1)

ZONA	PISO TÍPICO
Corte AA (ventanas)	0.34 ton/m
Vigas peraltadas (puertas)	0.14 ton/m
Corte BB (S.H.)	0.46 ton/m
Corte CC (muros confinados)	0.74 ton/m
Escalera (1 tramo)	1.60 ton

En la Tabla 4.3 aparecen: la carga total en el piso típico (W), la carga acumulada en el primer piso ( $P = 4 W$ ), el esfuerzo de compresión  $\sigma = P / (t L)$  y la posición ( $Y_i$ ) del centroide de cada muro. El valor  $Y_i$  se utilizó para ubicar el centro de gravedad de la planta.

TABLA 4.3. CARGAS VERTICALES (ton, con 25% de s/c)

Muro	L (m)	Y <sub>i</sub> (m)	Carga Piso Típ. (W)	Cargas Acum. en el 1er. Piso (P)	$\sigma$ (kg/cm <sup>2</sup> )
X1	1.50	0.00	3.26	13.04	6.68
X2	1.40	0.00	2.96	11.84	6.51
X3	1.40	0.00	1.96	7.84	4.31
X4	2.95	3.15	4.58	18.32	4.78
X5*	3.05	4.55	5.56	22.24	5.61
X6	2.25	4.55	4.85	19.40	6.63
X7	2.95	4.55	5.43	21.72	5.66
X8*	3.15	8.50	6.08	24.32	5.94
X9	2.90	8.50	5.00	20.00	5.31
X10	1.40	8.50	2.01	8.04	4.42

(\*) Corresponde a la longitud total del muro

## CONTINUACION DE LA TABLA 4.3

Muro	L (m)	Yi (m)	Carga Piso Típ. (W)	Cargas Acum. en el ler. Piso (P)	Piso $\sigma$ (kg/cm <sup>2</sup> )
Y1	3.30	1.575	3.71	14.84	3.46
Y2	4.10	6.525	4.88	19.52	3.66
Y3	4.70	2.275	7.64	30.56	5.00
Y4	3.05	7.125	5.31	21.24	5.35
Y5	1.10	0.550	2.10	8.40	5.87
Y6	2.80	3.225	4.38	17.52	4.81
Y7	2.80	3.225	4.49	17.96	4.93
Y8*	4.10	6.525	6.20	24.80	4.65

En la Tabla 4.3 se observa que el muro más esforzado verticalmente es el X1 (6.68 kg/cm<sup>2</sup>); si a este muro se le agrega el 75% de la s/c restante, la carga axial será (ver área tributaria en la Fig. 4.2):  $P = 14.78$  ton, y el esfuerzo axial máximo será  $\sigma_m = 7.58$  kg/cm<sup>2</sup> = 0.12 fm menor que 0.15 fm; por lo tanto, es suficiente el emplear un aparejo de sogas en los muros.

Con las cargas actuantes en cada nivel ( $W_i$ ) y conociéndose la posición "Yi" del centroide de cada muro, se determinó el centro de gravedad (CG) de la planta:  $Y_{cg} = \Sigma W_i Y_i / \Sigma W_i$ . En ese punto se supone que actúan las fuerzas de inercia sísmicas ( $F_i$ ):

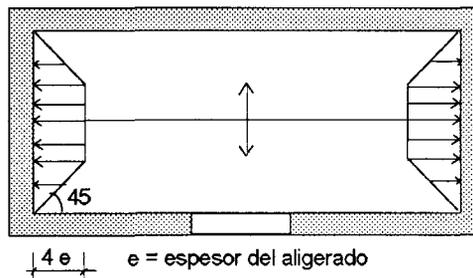
Piso	Ycg (m)	Xcg (m)
Típico	4.23	9.5 (simetría)

Como se observa, "Ycg" coincide prácticamente con el centroide del área en planta (4.25 m); sin embargo, para una disposición asimétrica de los muros, es posible que el efecto del peso de los muros sea importante en la determinación del centro de gravedad. En este ejemplo, el peso de los muros resultó ser el 42% del peso total del edificio, pero existe poca asimetría en XX.

Si la losa del techo fuese un aligerado armado en un sentido, deberá tenerse en cuenta que una fracción del aligerado transmite carga vertical hacia el muro paralelo a la dirección de armado; ya que esa zona del aligerado (que sigue la deformación del muro) prácticamente no trabaja, por lo que descarga directamente contra ese muro. Para estos casos se recomienda adoptar el área tributaria mostrada en la Fig. 4.2A.

Fig. 4.2A

Áreas Tributarias  
para el caso de un  
aligerado unidirec-  
cional.



## 4.5 ANALISIS SISMICO

De la Tabla 4.3, sumando los pesos acumulados por cada muro en el primer piso, se obtuvo el peso total del edificio (con 25% de s/c):  $P = 572$  ton; con lo cual, el Cortante Basal (en XX y YY) resulta:  $H = 0.16 P = 92$  ton. Luego, se calculó la distribución de las fuerzas de inercia ( $F_i$ ) en la altura del edificio, aplicando la fórmula del RNC-77:  $F_i = P_i h_i H / \sum P_i h_i$ ; donde "hi" es la altura medida desde la base del edificio hasta el nivel "i". Los resultados fueron:

Nivel i	$P_i$ (ton)	$h_i$ (m)	$P_i h_i$	$F_i$ (ton)	$Y_{cgi}$ (m)
4	143	10.28	1470	36.8	4.23
3	143	7.71	1103	27.6	4.23
2	143	5.14	735	18.4	4.23
1	143	2.57	368	9.2	4.23
$\Sigma$	572		3676	92.0	

La posición en planta del Cortante Basal es:  $Y = \sum F_i Y_{cgi} / H = 4.23$  m; mientras que por existir simetría en la dirección YY se tiene  $X = \sum F_i X_{cgi} / H = 9.5$  m.

Para la evaluación del momento de inercia de los **muros confinados** se aplicó el criterio de la sección transformada (transformando el concreto de las columnas en área equivalente de albañilería) y se agregó el 25 % de la longitud del muro transversal; ver la Fig. 4.3. Para el caso de los **muros armados**, sólo debe agregarse el 25% de la longitud del muro transversal.

En concordancia con la Norma E-070, el módulo de elasticidad de la albañilería se adoptó como  $E_a = 500 \text{ f/m} = 500 \times 65 = 32,000 \text{ kg/cm}^2$ , con lo que el módulo de corte resulta  $G_a = 0.4 E_a = 12,800 \text{ kg/cm}^2$ ; en tanto que para el concreto armado se usó  $E_c = 200,000 \text{ kg/cm}^2$ .

Se efectuó 2 tipos de análisis, uno computacional y el otro aproximado (manual).

### 4.5.1. Análisis Sísmico Computacional

Considerando 3 grados de libertad por piso (dos traslaciones y una rotación torsional), se aplicó el programa de computación "EDIFICIO", que efectúa el análisis sísmico incluyendo la corrección por torsión reglamentaria. Para el modelaje de los ejes se supuso un sistema de barras deformables por flexión, corte y axial. Adicionalmente, se contempló el aporte de la losa del techo sobre las vigas de borde, agregando a cada lado de la viga un ancho efectivo igual a 4 veces el espesor de la losa; debe indicarse que cuando el único elemento de conexión entre muros sea la losa del techo, también deberá emplearse el ancho efectivo de losa indicado, ya que el considerar que los muros se encuentran conectados por bielas rígidas (en vez de las vigas) no es adecuado (ver los acápite 4.5.2 y 4.5.3).

En la Fig. 4.3 se aprecia un ejemplo del modelaje matemático correspondiente al eje 2 del edificio, entendiéndose que para el resto de ejes se siguió una técnica similar.

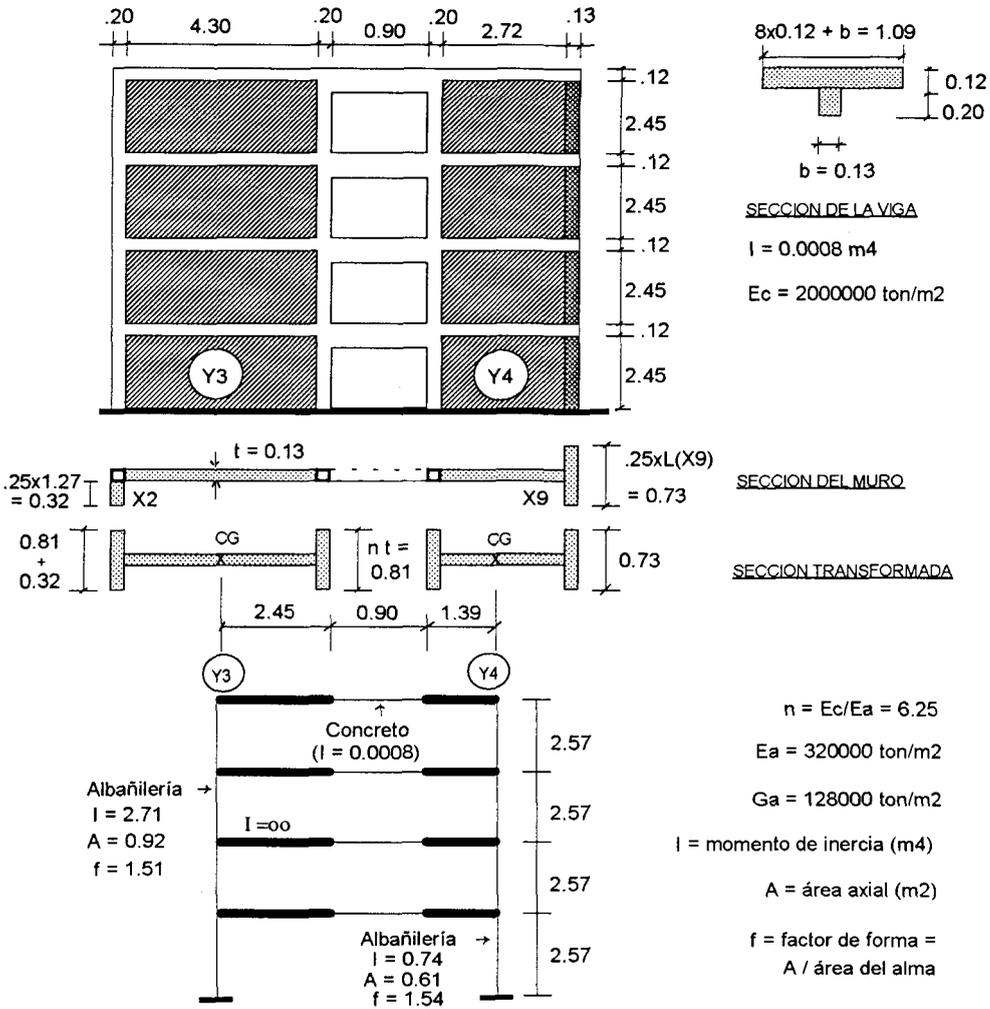


Fig. 4.3. Ejemplo del Modelaje Estructural del Eje 2.

4.5.2. Análisis Sísmico Aproximado (Método de Cálculo Manual)

Sólo con fines ilustrativos se muestra la manera usual de cómo se ejecuta un análisis sísmico manualmente (tanto para los muros confinados como para los armados se sigue la misma técnica). El análisis se muestra sólo para el primer entrepiso (dirección XX, asimétrica) del caso **Albañilería Confinada**. Se supuso que los muros se comportaban como elementos en voladizo, interconectados por bielas axialmente rígidas, usadas como elementos que compatibilizan el desplazamiento lateral.

La rigidez lateral (K) de cada muro (i) se calculó suponiendo que los muros del primer entrepiso actuaban en voladizo, con una altura  $h = 2.57$  m. Considerando la deformación por corte más la de flexión se tiene:

$$K = \frac{E}{h^3/3I + fh(E/G)/A}$$

I = momento de inercia de la sección  
A = área axial de la sección transversal  
f = factor de forma  $\approx A / \text{área del alma}$

Una vez calculado K se halló el centro de rigidez lateral (CR), aplicando para los muros orientados en la dirección XX la fórmula:  $Y_{cr} = \sum K_i Y_i / \sum K_i$  (en YY existe simetría de rigideces laterales, por tanto:  $X_{cr} = \sum K_i X_i / \sum K_i = 9.5$  m).

Luego, la rigidez torsional (RT) en el primer entrepiso del edificio fue calculada con la fórmula:  $RT = \sum K_i R_i^2$ , donde  $R_i$  es la distancia desde CR al muro "i" (Fig. 4.3A).

La fuerza cortante en el muro "i" producida por la torsión ( $V_{2i}$ , ver la Fig. 4.3A) fue calculada aplicando la expresión  $V_{2i} = K_i R_i M_t / RT$ , donde  $M_t$  es el momento torsor que incluye la excentricidad accidental; para el análisis sísmico en la dirección XX la excentricidad accidental es:  $E_a = 0.05 B = 0.05 \times 8.65 = 0.43$  m.

El cortante traslacional en el muro "i" ( $V_{1i}$ ) se determinó aplicando:  $V_{1i} = K_i H / \sum K_i$ ; luego el cortante basal total en cada muro ( $V_{ti}$ ) se halló como:  $V_{ti} = V_{1i} + V_{2i}$ .

Finalmente, conociéndose el cortante basal ( $V_{ti}$ ) en cada muro, se calculó el momento flector, para lo cual se adoptó una distribución triangular de fuerzas de inercia. En la Tabla 4.4 se muestra el procedimiento seguido.

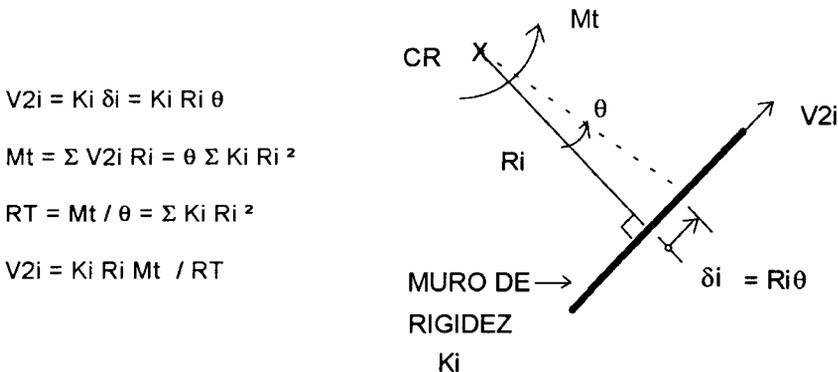


Fig. 4.3A. Vista en planta. Deducción de la fuerza cortante inducida por torsión ( $V_{2i}$ )

TABLA 4.4. ANALISIS SISMICO MANUAL SEGUN XX EN MEDIO EDIFICIO

Muro	A (m <sup>2</sup> )	I (m <sup>4</sup> )	f	Ki (t/m)	Yi (m)	Ri (m)	V2i (ton)	V1i (ton)	Vti (ton)
X1	0.498	0.163	2.55	4730	0.00	4.74	0.22	2.57	2.79
X2	0.550	0.161	3.02	4540	0.00	4.74	0.21	2.47	2.68
X3	0.550	0.161	3.02	4540	0.00	4.74	0.21	2.47	2.68
X4	0.753	0.962	1.96	14150	3.15	1.59	0.22	7.70	7.92
X5	1.008	1.352	2.54	7845 (*)	4.55	0.19	0.01	4.27	4.28
X6	0.652	0.495	2.23	9570	4.55	0.19	0.02	5.21	5.23
X7	0.753	0.962	1.96	14150	4.55	0.19	0.03	7.70	7.73
X8	0.681	0.931	1.66	7355 (*)	8.50	-3.76	-0.27	4.01	4.01
X9	0.649	0.760	1.72	13070	8.50	-3.76	-0.48	7.12	7.12
X10	0.550	0.161	3.02	4540	8.50	-3.76	-0.17	2.48	2.48
<b>Σ</b>				84490			0.00	46.00	

$$Y_{cr} = \sum K_i Y_i / \sum K_i = 400396/84490 = 4.74 \text{ m.}$$

$$R_i = Y_{cr} - Y_i$$

Muro	A (m <sup>2</sup> )	I (m <sup>4</sup> )	f	Ki (t/m)	Xi (m)	Ri (m)
Y1	0.834	1.370	1.94	16760		9.50
Y2	0.938	2.294	1.76	22020		9.50
Y3	0.925	2.710	1.51	25420		5.65
Y4	0.610	0.738	1.54	13390		5.65
Y5	0.323	0.032	2.26	1430		2.50
Y6	0.705	1.530	1.94	14960		2.50
Y7	1.044	1.121	2.87	14080		1.15
Y8	0.969	2.422	1.82	11100 (*)		0.00

NOTA: por simetría en YY, Xcr = 9.50 m.

(\*) Corresponde a la mitad de la Rigidez Lateral.

$$RT = \sum K_i R_i^2 = 5'560,000 \text{ ton-m (para la mitad del edificio)}$$

$$RT = 11'120,000 \text{ ton-m (para el edificio completo)}$$

$$\text{Posición del Cortante Basal ("Centro de Carga"): } Y = \sum F_i Y_{cgi} / H = 4.23 \text{ m.}$$

La excentricidad para sismo en XX es:  $e = Y_{cr} - Y = 4.74 - 4.23 = 0.51 \text{ m}$ , mayor a la excentricidad accidental ( $E_a = 0.43 \text{ m}$ ), por lo que no existe inversión en el sentido del momento torsor (no es aplicable la excentricidad reglamentaria  $e' = e - E_a$ ).

$$\text{La excentricidad reglamentaria es: } e' = 1.5 e + E_a = 1.5 \times 0.51 + 0.43 = 1.19 \text{ m.}$$

Con lo que el momento torsor en el primer piso resulta:  $M_t = H e' = 92 \times 1.19 = 110 \text{ ton-m.}$

El cortante basal en el muro X5 es  $2 \times 4.28 = 8.56 \text{ ton}$ , y en el X8 es  $2 \times 4.01 = 8.02 \text{ ton}$ .

4.5.3. Análisis Comparativo

- En la Fig. 4.4 se muestran los resultados obtenidos en el muro X4, tanto para el análisis sísmico manual como para el computacional (estático). En esta figura se observa que la diferencia entre las fuerzas cortantes basales es pequeña (12%), mientras que para los momentos flectores basales la diferencia es 119%; por lo que se recomienda emplear el análisis manual sólo con fines de predimensionamiento por fuerza cortante.

Al respecto, en la Ref. 9 se efectuó un análisis sísmico modal refinado (empleando la técnica de elementos finitos y considerando la rotación en la base de los muros), para un edificio de mampostería armada de 4 pisos; los resultados fueron comparados con los de un análisis aproximado, similar al explicado en el acápite 4.5.2, llegándose a la conclusión de que tampoco existía mayor diferencia entre los cortantes basales de los muros, pero la relación que se obtuvo para los momentos basales (refinado / manual) llegó a ser 0.3.

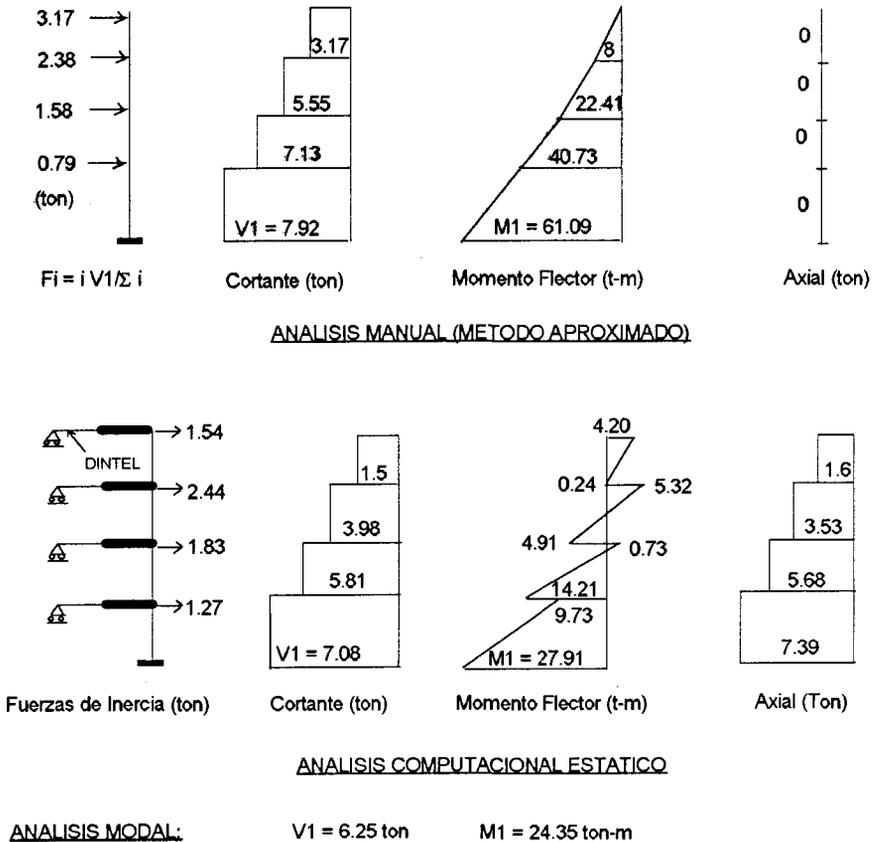


Fig. 4.4. Análisis Sísmico. Comparación de Resultados en el Muro X4

2. En la Fig. 4.4 aparecen los resultados del Muro X4 obtenidos mediante un análisis sísmico de superposición modal; para tal efecto, se utilizó el mismo criterio de modelaje estructural y espectro de respuesta sísmica correspondientes al análisis computacional estático. En esta figura se aprecia que el análisis modal proporcionó esfuerzos (M1, V1) 14% menores que el análisis estático.
3. Los períodos de vibración calculados mediante el análisis modal fueron:  $T_{xx} = 0.206''$  y  $T_{yy} = 0.203''$ , valores que difieren de los obtenidos aplicando la fórmula del RNC-77:  $T = 0.05 h/\sqrt{D}$  ( $T_{xx} = 0.12''$  y  $T_{yy} = 0.17''$ ); pero, en los dos casos, "T" es menor que "Ts" ( $T_s$  = período predominante del suelo = 0.3 seg), por lo que coeficiente sísmico coincide en ambos casos ( $C = 0.4$ ). Por otro lado, según el RNC-77,  $T_{xx}$  resulta menor que  $T_{yy}$ , en tanto que con el análisis modal ocurre lo contrario; esto constituye una contradicción.
4. Los desplazamientos laterales (d) obtenidos en el centro de gravedad de cada nivel del edificio, mediante el análisis computacional estático, fueron:

NIVEL	$d_{xx}$ (mm)	$d_{yy}$ (mm)
4	2.700	2.693
3	2.117	1.980
2	1.371	1.207
1	0.588	0.491

De estos resultados se puede deducir lo siguiente:

- a) La dirección XX (la más larga, pero con muros esbeltos) es más flexible que la YY; esto justifica la razón por la cual el análisis modal proporcionó un período de vibrar  $T_{xx}$  mayor que  $T_{yy}$ .
- b) Según el RNC-77, el máximo desplazamiento inelástico en el primer nivel (amplificado por 0.75 Rd) resulta  $0.588 \times 0.75 \times 2.5 = 1.1$  mm, menor al que presentan los muros cuando se produce su falla por corte ( $h/800 = 2450/800 = 3$  mm). De esta manera, podría pensarse que el edificio se comportaría elásticamente; sin embargo, el coeficiente sísmico del RNC-77 (0.16, reducido por ductilidad) está asociado a sismos con aceleración máxima de 120 cm/seg<sup>2</sup> (sismos moderados, Fig. 8.1), mientras que en nuestro medio pueden ocurrir terremotos más severos, los que podrían provocar la falla por corte en los muros de albañilería. Por otro lado, cabe indicar que en el RNC-77 se especifica un valor igual a 0.01 h como límite máximo para el desplazamiento relativo del entrepiso (en este caso 24.5 mm), que aparentemente corresponde a los edificios de concreto armado, mas no para los de albañilería confinada, ya que la máxima deformación que podría esperarse en estos sistemas (tal que puedan repararse) es  $h / 200 = 12$  mm.
- c) La deformación por corte en el primer entrepiso del edificio (dirección XX), se calculó en forma aproximada aplicando la fórmula:  $dc = H h / (Ac G)$ ; donde  $H = 92$  ton (cortante basal),  $h = 2570$  mm (altura del entrepiso),  $Ac = 0.13 \times 39.7$  m<sup>2</sup> (área de corte  $\approx t \Sigma L_{xx}$ ) y  $G = 128,000$  ton/m<sup>2</sup>. Lo que proporcionó  $dc = 0.358$  mm; este valor es el 61 % del desplazamiento total (0.588 mm), por lo que se observa el predominio de la deformación por corte sobre la de flexión en este edificio de albañilería confinada.

#### 4.6 INTERACCION TABIQUE-PORTICO ("Infilled Frames")

Cuando un tabique de albañilería no ha sido aislado (haciéndolo "flotante", Fig. 4.11) del pórtico de concreto armado que lo enmarca, inevitablemente, ante las acciones sísmicas, se producirá la interacción entre ambos sistemas.

La separación del tabique con el pórtico ocurre incluso para sismos leves, y se debe a la diferencia de comportamiento que tienen ambos sistemas; esto es, mientras que el tabique se deforma básicamente por corte ("*panel de corte*"), el pórtico lo hace por flexión; interconectándose ambos sistemas sólo en las esquinas diagonalmente opuestas (ver la Fig. 1.11).

La interacción tabique-pórtico genera un cambio total en la rigidez del pórtico, incrementándola; por lo tanto, puede conducir a un aumento de las fuerzas sísmicas en el edificio al disminuir su período natural de vibración. Asimismo, dicha interacción puede generar los siguientes problemas: 1) torsión en el edificio (Fig. 4.5), que ocurre cuando los tabiques están mal dispuestos en la planta del edificio, por ejemplo, en edificios situados en esquinas con doble fachada y con los otros bordes del perímetro cerrados por tabiquerías; 2) concentración de esfuerzos en las esquinas del pórtico, lo que puede causar la falla del nudo; 3) fractura diagonal del tabique y de no estar convenientemente anclado a la estructura principal, puede desplomarse por acciones perpendiculares a su plano (Fig. 4.6); 4) "piso blando" (Fig. 4.7), que se presenta cuando el primer piso está libre de tabiquerías, mientras que los pisos superiores se encuentran rigidizados por los tabiques; y 5) "columnas cortas" (Fig. 4.8), en donde los tabiques restringen el libre desplazamiento lateral de la columna.

Fig. 4.5

*Sismo de México, torsión originada por los tabiques en un edificio aporricado.*

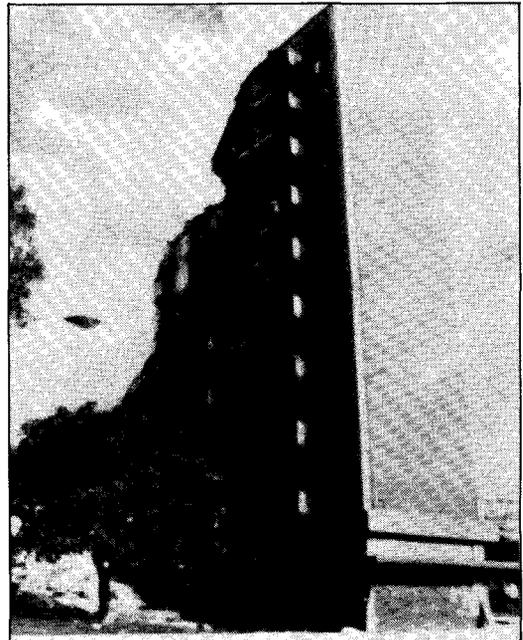


Fig. 4.6

*Sismo de México, vaciamiento de tabiques en un edificio aporticado con arriostres diagonales que terminaron fallando por pandeo.*

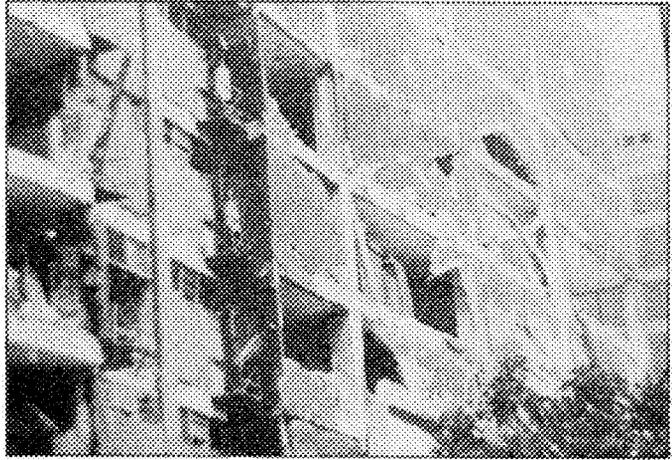


Fig. 4.7

*Sismo de Popayán, formación de "piso blando" en un edificio aporticado de 4 pisos, donde el primer piso estaba destinado a cocheras (sin tabiques).*

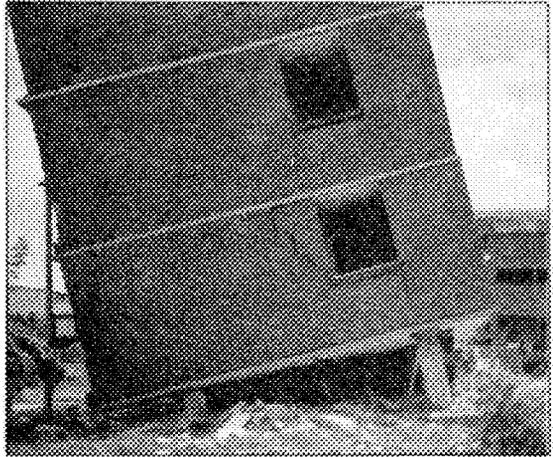
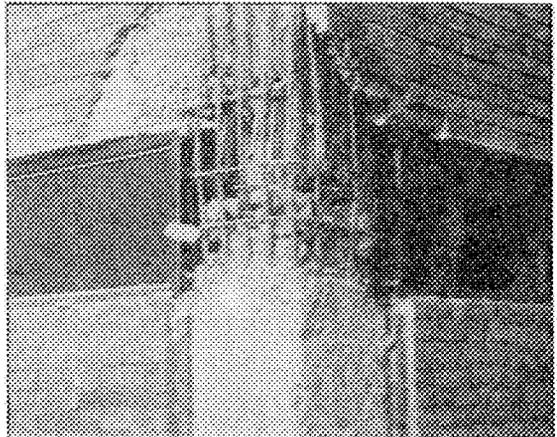


Fig. 4.8

*Sismo de Chile, formación de "columna corta" en las 2 direcciones por efectos del alféizar de albañilería.*



Debe anotarse que en el caso de los tabiques al flectarse la viga, ésta se despegar del muro, levantándose en la esquina superior opuesta a la zona de interacción (Fig. 1.11); mientras que en los muros confinados este hecho es improbable que ocurra por varias razones:

1. La solera de un muro confinado es un elemento vaciado después que la albañilería ha sido construida, generándose de este modo una gran adherencia entre ambos elementos. En el caso de los tabiques se emplea un mortero de relleno que lo une contra el pórtico.
2. La solera de un muro confinado es un elemento de poco peralte, por lo que debido a su escasa rigidez resulta imposible que ella pueda levantar y deformar a los muros superiores, los que se comportan como una enorme viga pared.
3. Los muros confinados son portantes de carga vertical; aun en el caso de que las viguetas del aligerado sigan una dirección paralela a la del muro, existe una cierta porción de área tributaria del aligerado más el peso propio de los muros superiores (Fig. 4.2A). En cambio, los tabiques no portan carga vertical.

En los muros confinados podría ocurrir otro problema, que es el de la separación entre la columna y la albañilería; hecho que se produce cuando: 1) los muros están sujetos a niveles muy altos de desplazamiento lateral (Fig. 7.38), por encima del límite para el cual son reparables; 2) la adherencia columna-albañilería es reducida, por ejemplo, cuando se utilizan unidades sílico-calcáreas (Fig. 7.11); o, 3) se usan procesos constructivos distintos a los tradicionales, como el de construir primero las columnas, dejando mechas de anclaje, luego la albañilería y después, la solera en conjunto con el techo (Fig. 2.4).

Por lo expuesto, debe distinguirse claramente la diferencia de comportamiento entre los muros confinados y los tabiques enmarcados por pórticos de concreto armado.

Los tabiques pueden comportarse adecuadamente ante los terremotos severos, sólo si ellos se integran al pórtico y si se les refuerza como lo hicieron Klingner y Bertero ("Infilled Frames in Earthquake-Resistant Construction", Report EERC 76-32), empleando bloques de concreto vibrado rellenos de concreto fluido vaciado a través de conductos dejados especialmente en las vigas, donde anclaba el refuerzo vertical; con cuantías de refuerzo horizontal y vertical muy elevadas (0.62 %) y en donde el refuerzo horizontal estaba soldado a chicotes dejados en las columnas. Bajo esas condiciones se obtuvo un comportamiento del sistema pórtico-tabique bastante dúctil y con elevada resistencia. En caso contrario, es preferible que los tabiques se comporten elásticamente.

La manera como se contempla el efecto del tabique es reemplazándolo por un puntal diagonal de albañilería, actuante en compresión (Fig. 1.11), de sección transversal  $wxt$ ; donde:

$t$  = espesor del tabique

$w$  = ancho equivalente del puntal de albañilería

$E_a$  = 500  $f'_m$  (módulo de elasticidad de la albañilería)

Con respecto al ancho "w", éste depende de las características elásticas, así como de las rigideces, tanto del tabique como de las columnas; existiendo varias propuestas empíricas para su determinación:

### 1.- Fórmula de Stafford Smith

$$w = 1.5 z$$

$$z = \pi/2 [4 E_c I_c h / (E_a t \text{ Sen } (2 \theta))]^{1/4}$$

Donde:  $z$  = longitud de contacto columna-tabique  
 $E_c$  = módulo de elasticidad del concreto  
 $I_c$  = momento de inercia de la columna  
 $h$  = altura del tabique  
 $\theta$  = ángulo del puntal respecto a la horizontal

### 2.- Fórmula de Bazán y Meli

$$w = (0.35 + 0.022 \alpha) h$$

$$\alpha = E_c A_c / (G_a A_a)$$

Válido para:  $0.9 \leq \alpha \leq 11$     y     $0.75 \leq h/L \leq 2.5$

Donde:  $A_c$  = área de la sección transversal de la columna  
 $A_a$  = área de la sección transversal de la albañilería  
 $G_a = 0.4 E_a$  = módulo de corte de la albañilería  
 $L$  = longitud del tabique

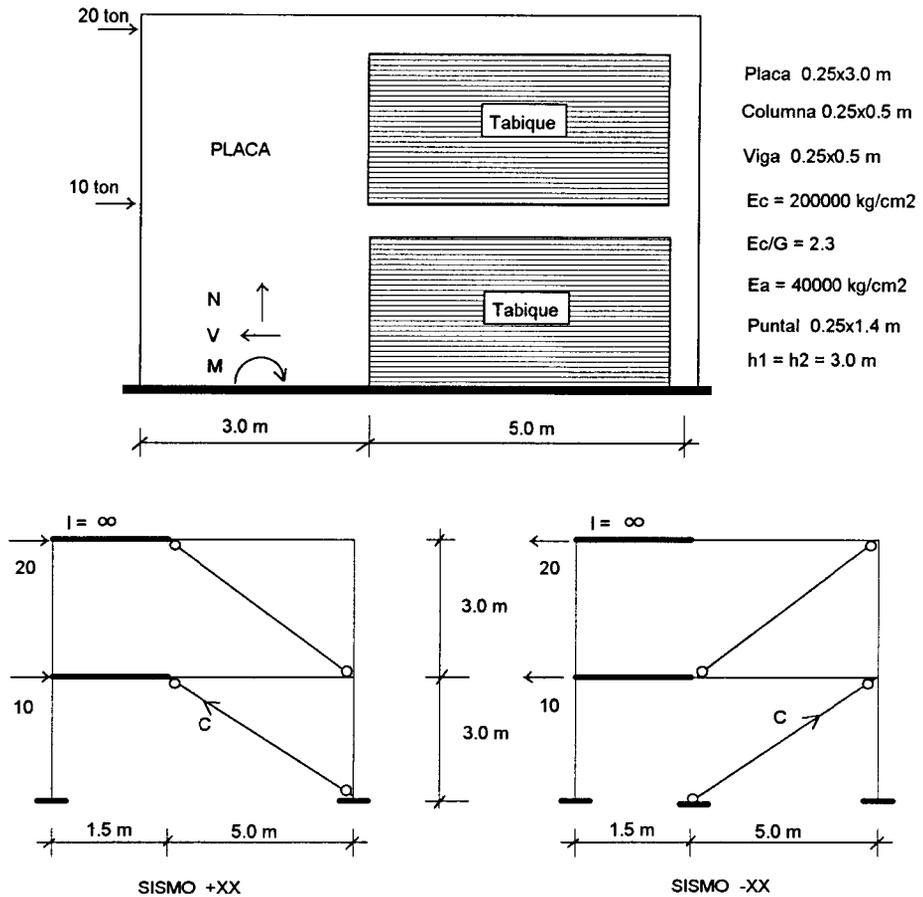
### 3.- Fórmula de Priestley

$$w = D / 4$$

Donde:  $D$  = longitud del puntal (diagonal)

En ausencia de valores experimentales en el Perú (salvo que se emplee unidades macizas), se recomienda adoptar:  $w = D / 4$  como ancho del puntal equivalente.

El modelaje estructural debe realizarse de manera que siempre el puntal actúe en compresión; al respecto, cuando el tabique esté bordeado por 2 columnas, o cuando exista tabiques en ambos lados de una placa, puede realizarse el análisis sísmico en un sólo sentido. Sin embargo, cuando existe tabique sólo a un costado de la placa, debe tenerse en cuenta que la disposición del puntal (dirigido en sentido contrario a las fuerzas laterales) puede modificar sustancialmente tanto los esfuerzos como la rigidez lateral del sistema; por lo que en ese caso deberá efectuarse doble análisis (con el sismo actuando en los 2 sentidos de la estructura), ver la Fig. 4.9



Resultados en el primer piso y en la base de la placa:

CASO	M (t-m)	V (ton)	N (ton)	C (puntal) (ton)	Disp. (cm)	K (*) (ton/cm)
Sin Puntal	139	29	1.5	0	0.060	500
Sismo +XX	79	22	11	9	0.035	847
Sismo -XX	90	24	6.5	6.5	0.039	763

(\*) K = rigidez lateral del sistema placa-tabique

Fig. 4.9. Modelaje de tabiques al costado de una placa

Debe indicarse que la técnica de modelaje del tabique (puntal) ha sido estudiada experimentalmente sólo en sistemas compuestos por vigas y columnas (no cuando

existen placas). Es posible que cuando el tabique sea adyacente a una placa, la separación en la zona de contacto tabique-placa no se produzca, debido a que ambos elementos se deforman principalmente por corte en los pisos inferiores; en tal situación, es recomendable hacer un estudio por elementos finitos.

#### 4.6.1. Tipos de Falla en los Tabiques

Como tabiquería no aislada de la estructura principal podría emplearse paneles de madera o de fibrablock, que son elementos de escasa rigidez (muy deformables); en cuyo caso, las fuerzas sísmicas serían absorbidas prácticamente en su totalidad por la estructura de concreto armado, sin que se produzcan fallas en el plano del panel.

De usarse tabiques de albañilería sin refuerzo horizontal y de no aislarlos de la estructura principal, es conveniente adicionar placas de concreto armado, ya que ellas limitan los desplazamientos del entrepiso, reduciéndose así los problemas de interacción tabique-pórtico; en ese caso, se aconseja que la distorsión angular máxima sea menor que 1/200. Por otro lado, la falla de un tabique puede modificar sustancialmente todo el análisis estructural elástico al desaparecer el puntal en los tabiques que se agrietan (o desploman); por lo tanto, es necesario que los tabiques se comporten elásticamente, incluso ante los sismos severos, y emplear chicotes de anclaje para conectarlos a la estructura principal, de esta manera, se evitará el vaciamiento del panel ante las acciones ortogonales a su plano.

Por lo expuesto, la fuerza en el puntal deberá ser menor que la resistencia a la rotura del tabique (contemplando todos los tipos de falla posibles) dividida entre un factor de seguridad de 4, igual al de los muros portantes no reforzados. Los tipos de falla para cargas contenidas en el plano del panel, y las resistencias (R) respectivas en condición de rotura, son:

##### 1.- Aplastamiento del Puntal (Rc)

Esta falla se presenta por lo general en las esquinas del tabique, triturándose los ladrillos. La fórmula propuesta por Stafford Smith es:

$$R_c = 2 ( z t f_m \sec \theta ) / 3$$

Donde:  $R_c$  = resistencia última del puntal por aplastamiento  
 $t$  = espesor del tabique  
 $z$  =  $\pi/2 [4 E_c I_c h / (E_a t \text{ Sen } (\theta))]^{1/4}$   
 = zona de contacto columna-tabique  
 $E_c$  = módulo de elasticidad del concreto  
 $E_a$  = módulo de elasticidad del tabique  
 $I_c$  = momento de inercia de la columna  
 $\theta$  = ángulo del puntal respecto a la horizontal  
 $h$  = altura del tabique

## 2.- Tracción Diagonal (Rt)

La fórmula de la Norma Mexicana para calcular la fuerza cortante de agrietamiento ( $V_r$ ) es:

$$V_r = 0.85 v'm L t \approx 0.85 \sqrt{f'm} L t$$

Donde:  $L$  = longitud del tabique  
 $v'm$  = resistencia a compresión diagonal de pequeños muretes cuadrados  $\approx \sqrt{f'm}$

Luego, la resistencia última del puntal será:  $R_t = V_r \sec \theta$

## 3.- Cizalle (Rs)

Este tipo de falla generalmente se produce a la mitad de la altura del tabique y se caracteriza por ser una grieta horizontal (Fig. 4.10). La resistencia a la rotura del puntal ( $R_s$ ), puede obtenerse con las siguientes fórmulas:

$$R_s = (0.9 + 0.3 L / h) f_s h t \quad (\text{fórmula de Priestley})$$

$$R_s = 0.7 f_s t D / (1 - 0.6 \mu h / L) \quad (\text{fórmula de Meli})$$

Donde:  $h, L, D, t$  = altura, longitud horizontal, longitud de la diagonal y espesor del tabique, respectivamente.

$f_s, \mu$  = resistencia por adherencia y coeficiente de fricción de la albañilería, obtenidos de ensayos de corte directo

Puesto que la resistencia admisible al corte (para muros no reforzados) especificada por la Norma E-070 proviene de ensayos de corte directo, puede trabajarse con sus valores para evaluar " $f_s$ "; esto es:  $f_s = 0.9 \text{ kg/cm}^2$  para mortero con cal, y  $f_s = 0.6 \text{ kg/cm}^2$  para mortero sin cal. De acuerdo a la misma Norma, puede emplearse  $\mu = 0.09$ . Estos valores incluyen un factor de seguridad de 4, por lo que de utilizarlos en el cálculo de " $R_s$ " deberá amplificarse el resultado por 4.

De ocurrir este tipo de falla (Fig. 4.10), las columnas del pórtico trabajarán como columnas cortas (altura  $h / 2$ ), y deberán ser capaces de resistir (a través de un mecanismo de falla por flexión) el cortante de rotura que soportaba el tabique antes de agrietarse. El cortante " $V_u$ " en cada columna puede calcularse mediante la siguiente expresión:

$$V_u = 2 (M_{ua} + M_{ub}) / h \geq R_s \cos(\theta) / 2$$

Donde:  $V_u$  = Cortante máximo en la columna corta  
 $M_{ua}, M_{ub}$  = Momentos máximos en los extremos de la columna corta incluyendo la carga axial; recurrir al Diagrama Interacción para la evaluación de  $M_u$ .

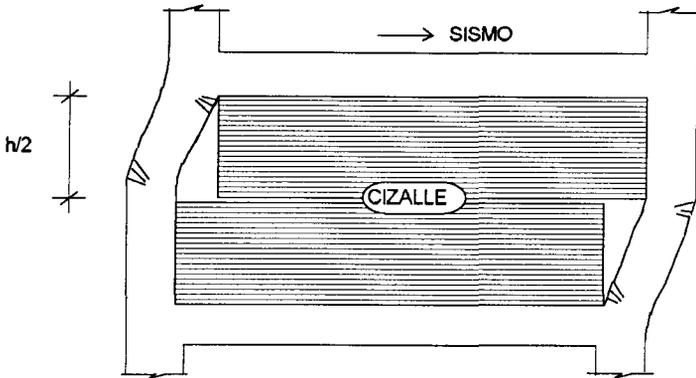
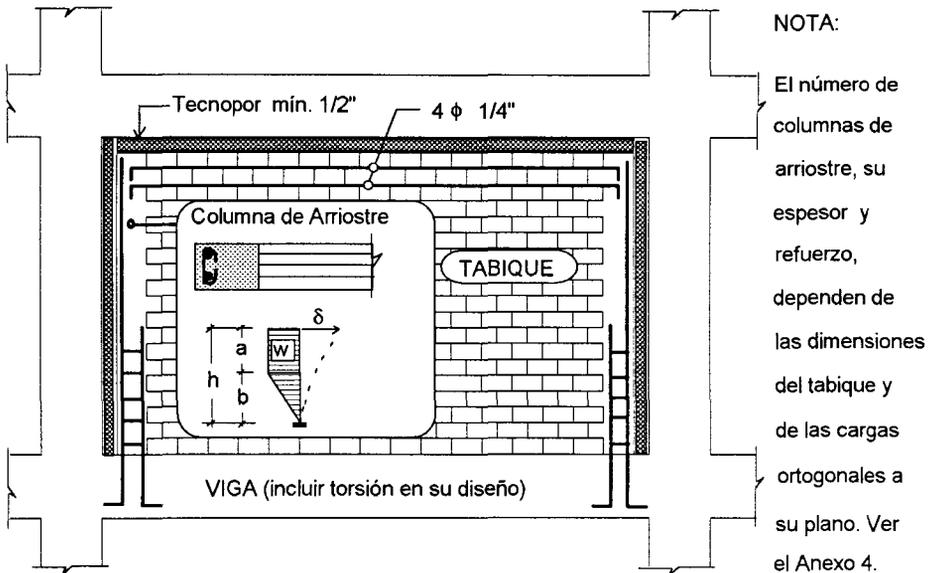


Fig. 4.10. Falla por cizalle a la altura de la junta de construcción del tabique, ver además la Fig. 2.29.



NOTA:  
 El número de columnas de arriestre, su espesor y refuerzo, dependen de las dimensiones del tabique y de las cargas ortogonales a su plano. Ver el Anexo 4.

Fig. 4.11. Ejemplo de aislamiento Tabique - Pórtico. En este caso la columna de arriestre, actuando como un elemento en voladizo ante cargas ortogonales al plano del tabique, deberá tener un desplazamiento lateral  $\delta = [15 a^4 + 60 a^3 b + 90 a^2 b^2 + 65 a b^3 + 11 b^4] w / 120 E I \leq 10 \text{ mm}$ .

## 5

## DISEÑO POR REGLAMENTO

## (NORMA E - 070)

Haciendo uso de la Norma E-070 y empleando la notación allí establecida, en este capítulo se muestra el procedimiento de diseño de los **Muros Confinados**, para lo cual se ha seleccionado el muro X4, cuyo diagrama de momento flector y fuerza cortante aparecen en la Fig. 4.4. Paralelamente, se ilustra el diseño de los muros armados (con la Norma E-070), usando el mismo muro X4, pero esta vez se ha considerado que está compuesto por bloques de concreto vibrado (14x39x19 cm) totalmente rellenos con grout; en este caso, usando bloques nacionales, la resistencia de las pilas es  $f'_m = 85 \text{ kg/cm}^2$ .

Por facilidad se acostumbra suponer que la sección transversal del muro es rectangular, enteramente de albañilería y que los esfuerzos de flexión se calculan mediante la teoría de resistencia de materiales (flexión compuesta), sin considerar el agrietamiento de la sección en tracción por flexión; esto es, se trabaja con el momento de inercia de la sección bruta.

Los datos del muro X4 (confinado) son:

Altura libre (piso a techo) =  $h = 2.45 \text{ m}$   
 Longitud =  $L = 2.95 \text{ m}$  (incluye el peralte de las columnas)  
 Espesor efectivo =  $t = 0.13 \text{ m}$   
 Área de la sección =  $A = t L = 13 \times 295 = 3835 \text{ cm}^2$   
 Momento de inercia =  $I = t L^3 / 12 = 278 \times 10^5 \text{ cm}^4$

$f'_m = 65 \text{ kg/cm}^2$  (resistencia a compresión de las pilas de albañilería)  
 $E_a = 32000 \text{ kg/cm}^2$  (módulo de elasticidad de la albañilería)  
 $E_c = 200000 \text{ kg/cm}^2$  (módulo de elasticidad del concreto)  
 $f'_c = 175 \text{ kg/cm}^2$  (resistencia del concreto)  
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$  (esfuerzo de fluencia del acero)  
 $f_s = 0.5 f_y = 2100 \text{ kg/cm}^2$  (esfuerzo de trabajo del acero)

Los resultados del metrado de cargas (Tabla 4.3) y del análisis sísmico computacional estático (Fig. 4.4), para el primer piso, son:

Carga axial (con 25% de s/c) =  $P = 18.32 \text{ ton}$   
 Carga axial (con 100% de s/c) =  $P_m = 21.52 \text{ ton}$   
 Carga axial permanente =  $P_d = 17.25 \text{ ton}$   
 Carga axial sísmica =  $P_s = 7.39 \text{ ton}$   
 Carga axial proveniente del muro ortogonal Y1, suponiendo 25% de influencia =  $P(Y1) = 0.25 \times 14.84 = 3.36 \text{ ton}$   
 Cortante basal =  $V = 7.08 \text{ ton}$   
 Momento basal =  $M = 27.91 \text{ ton-m}$

## 5.1 DISEÑO POR COMPRESION AXIAL

En el diseño por compresión axial de los muros armados y confinados, el esfuerzo admisible ( $F_a$ ) está dado por la siguiente expresión (donde la cantidad entre paréntesis expresa la reducción de resistencia por esbeltez del muro):

$$F_a = 0.2 f_m (1 - (h / 35 t)^2)$$

En nuestro caso:  $F_a = 0.2 f_m (1 - (2.45/35 \times 0.13)^2) = 0.14 f_m = 0.14 \times 65 = 9.23 \text{ kg/cm}^2$

En tanto que el esfuerzo axial máximo ( $f_a$ ), calculado con la sollicitación de servicio, resulta menor al esfuerzo admisible:

$$f_a = P_m / A = 21520 / 3835 = 5.61 \text{ kg/cm}^2 < F_a \dots \text{Ok.}$$

Por otro lado (sólo para **Muros Confinados**), de imponerse como topes máximos una esbeltez ( $h / t$ ) igual a 20, y un esfuerzo axial actuante de  $0.15 f_m$ , puede afirmarse que no existirá falla por compresión, ya que de acuerdo a la Norma:

$$F_a = 0.2 f_m (1 - (h / 35t)^2) = 0.2 f_m (1 - (20 / 35)^2) = 0.135 f_m$$

Si bien este resultado es menor que  $0.15 f_m$ , para la **Albañilería Confinada** puede adoptarse  $F_a = 0.15 f_m$ , en vista que las columnas toman un gran porcentaje de la carga vertical debido a la diferencia que existe entre los módulos de elasticidad del concreto y de la albañilería. Para demostrar esa aseveración se analizará el primer entrepiso del muro X4 por carga axial pura (P), considerando las siguientes características:

$A_c$  = área axial de dos columnas de  $13 \times 25 \text{ cm} = 650 \text{ cm}^2$   
 $A_a$  = área real de la albañilería =  $13 \times (295 - 2 \times 25) = 3185 \text{ cm}^2$   
 $A$  = área total =  $13 \times 295 = 3835 \text{ cm}^2 = A_c + A_a$   
 $E_c$  = módulo de elasticidad del concreto =  $200,000 \text{ kg/cm}^2$   
 $E_a$  = módulo de elasticidad de la albañilería =  $32,000 \text{ kg/cm}^2$   
 $P_c$  = carga axial absorbida por las dos columnas  
 $P_a$  = carga axial absorbida por la albañilería  
 $h$  = altura libre del muro =  $245 \text{ cm}$

Por compatibilidad de deformación axial ( $d$ ) entre las columnas y la albañilería (se supone que los 3 pisos superiores actúan como sólido rígido), se tiene:

$$d = P_c h / (E_c A_c) = P_a h / (E_a A_a)$$

De la cual:  $P_c = (E_c A_c / (E_a A_a)) P_a$   
 $= (200000 \times 650 / (32000 \times 3185)) P_a = 1.275 P_a$

Por equilibrio:  $P = P_c + P_a = 1.275 P_a + P_a = 2.275 P_a$

Luego:  $P_a = 0.44 P$   
 $P_c = 0.56 P$

Esto es (para este caso en particular), el 56% de la carga total es tomada por las dos columnas.

Efectuando una comparación entre el esfuerzo axial actuante ( $f_a = P / A$ , para el diseño se asume que la sección es totalmente de albañilería) y el esfuerzo axial real en la albañilería ( $f_r = P_a / A_a$ ), se tiene:

$$f_a / f_r = P A_a / (P_a A) = P \times 3185 / (0.44 \times P \times 3835) = 1.89$$

Se observa que se está sobrevaluando en 89% el esfuerzo axial, por lo cual es posible incrementar al esfuerzo axial admisible ( $F_a$ ) para los muros confinados a un tope máximo de 0.15 fm, valor que se estima razonable ya que ensayos de carga lateral en muros sujetos a carga vertical indican que cuando el esfuerzo axial actuante en un muro supera a 0.15 fm, su ductilidad ante cargas sísmicas disminuye considerablemente.

Se concluye entonces que, si un muro confinado tiene una esbeltez ( $h / t$ ) menor que 20 y un esfuerzo axial actuante menor a 0.15 fm (calculado sobre una sección totalmente supuesta de albañilería), no será necesario verificar este paso del diseño.

## 5.2 DISEÑO POR FUERZA CORTANTE

- El esfuerzo admisible para mortero sin cal (en muros armados y confinados) es:

$$v_a = 1.2 + 0.18 f_d \leq 2.7 \text{ kg / cm}^2$$

Donde:  $f_d = P_d / A = 17250 / 3835 = 4.5 \text{ kg/cm}^2$

Con lo cual:  $v_a = 1.2 + 0.18 \times 4.5 = 2.01 \text{ kg/cm}^2$  (equivalente a:  $V_a = v_a A = 7.7 \text{ ton}$ )

- El esfuerzo cortante actuante es:

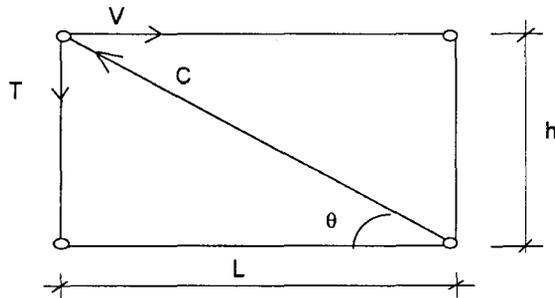
$$v = V / A = 7080 / 3835 = 1.85 \text{ kg / cm}^2 < v_a \dots \text{Ok.}$$

Respecto al área de la columna de confinamiento ( $A_c$ ) y al refuerzo por fuerza cortante, en la Norma E-070 aparecen varias expresiones que fueron deducidas de la siguiente manera:

### DEDUCCION DE LAS FORMULAS DEL REGLAMENTO PARA EL DISEÑO POR CORTE EN MUROS CONFINADOS

Se analizó un muro de un sólo paño en un entrepiso determinado, suponiendo que el muro se comportaba como un tabique, con lo cual la albañilería trabaja como un puntal en compresión y la columna como un tirante, tal como se muestra en la Fig. 5.1.

Fig. 5.1  
Modelo de un  
muro confinado  
según la Norma  
E-070 (tijera)



Por equilibrio:  $T = V (h / L)$

Tomando un factor de amplificación de carga igual a 1.25, y un factor de reducción de resistencia a tracción  $\phi = 0.9$ , se tendrá en condiciones últimas:

$$T_u = 1.25 T = 1.25 V (h / L) = \phi A_s f_y = 0.9 A_s f_y$$

Con lo cual el área de acero ( $A_s$ ) requerida por corte en los elementos verticales resulta:

$$A_s = 1.4 V (h / L) / f_y$$

Por otro lado, se observa que la solera está trabajando a tracción, con una fuerza igual a  $V$ ; por lo que, siguiendo un proceso similar al anterior, el área de acero de la solera será:

$$A_s = 1.4 V / f_y$$

El refuerzo calculado (en la solera y en la columna) debe ser suficiente para soportar la carga que produce la rotura del concreto por tracción; de este modo, asumiendo un esfuerzo de fisuración del concreto igual a  $0.1 f_c$  y un área de concreto igual a  $A_c$ , se obtiene:

$$A_s \text{ mín} = 0.1 f_c A_c / f_y$$

El área de concreto de la columna ( $A_c$ ) fue evaluada asumiendo que ella no va a estar esforzada por corte en más de  $v_u = 1.6 \sqrt{f_c}$  (Reglamento ACI de 1966), de manera que el espaciamiento entre estribos ( $s$ ) sea menor a la mitad del peralte efectivo ( $d$ ). De fracturarse la albañilería, la fuerza cortante  $V$  (en kg) se transmitirá en su totalidad hacia una de las columnas (ver el equilibrio del nudo en la Fig. 5.1); por lo cual:

$$v_u = 1.6 \sqrt{f_c} = V_u / (\phi A_c) = 1.25 V / (0.85 A_c)$$

De esta expresión se deduce:

$$A_c = 0.9 V / \sqrt{f_c} \quad (\text{en cm}^2)$$

Respecto al área de la solera, ésta puede tener un peralte igual al espesor de la losa del techo, en vista que básicamente trabaja a tracción.

Por otro lado, al producirse el agrietamiento del muro, la falla puede propagarse cortando la solera o la columna (espesor " $t$ " y peralte efectivo " $d$ "), por lo que sus extremos deberán confinarse con estribos (área " $A_v$ "). Asumiendo que el concreto no aporta resistencia al corte se tiene:

$$v_u = A_v f_y / (t s) = V_u / (\phi t d) = 1.25 V / (0.85 t d) \approx 1.5 V / (t d)$$

De esta expresión se obtiene:

$$A_v / s = 1.5 V / (d f_y)$$

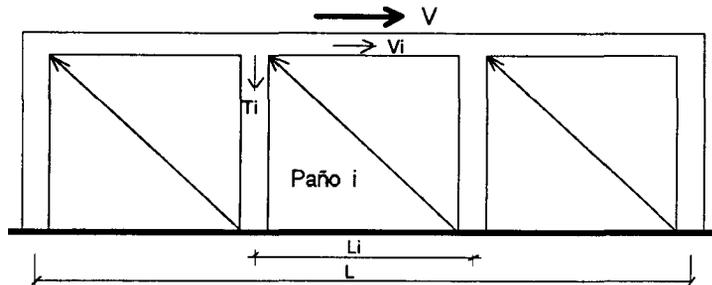
Cuando existe un muro compuesto por varios paños (Fig. 5.2), los elementos de confinamiento de cada paño se diseñan independientemente, considerando un cortante igual a:

$$V_i = V (L_i / L)$$

Donde:

- $V_i$  = fuerza cortante en el paño "i"
- $V$  = fuerza cortante total del muro
- $L_i$  = longitud del paño "i"
- $L$  = longitud total del muro

Fig. 5.2  
Muro Confinado  
de tres tramos



Retornando al ejemplo:

- El área de la columna está dada por:

$$\bullet A_c = 0.9 V / \sqrt{f_c} = 0.9 \times 7080 / \sqrt{175} = 482 \text{ cm}^2 \text{ (se usará: } 13 \times 40 \text{ cm, mayor que } 20 \text{ t)}$$

- El área del refuerzo vertical es:

$$A_s = 1.4 V h / (f_y L) = 1.4 \times 7080 \times 2.57 / (4200 \times 2.95) = 2.06 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.1 f_c A_c / f_y = 0.1 \times 175 \times 13 \times 40 / 4200 = 2.17 \text{ cm}^2 \text{ ... manda}$$

- El área del refuerzo horizontal (en la solera) es:

$$A_s = 1.4 V / f_y = 1.4 \times 7080 / 4200 = 2.36 \text{ cm}^2 \text{ (4 } \phi \text{ 3/8" , a colocar en la losa del techo)}$$

- Los estribos de confinamiento a emplearse en los extremos de las columnas (en una distancia igual a  $2.5 d$ , o  $50 \text{ cm}$ ; la mayor) estarán espaciados a:  $s = A_v d f_y / 1.5 V$

Usando estribos de  $\frac{1}{4}$ " ( $A_v = 2 \times 0.32 = 0.64 \text{ cm}^2$ ) y un peralte efectivo  $d = 37 \text{ cm}$ , se tendrá:  $s = 0.64 \times 37 \times 4200 / (1.5 \times 7080) = 10 \text{ cm}$ ; por lo que se colocará en cada extremo:  $[\phi \frac{1}{4}" , 1 @ 5, 9 @ 10, r @ 25 \text{ cm}$ .

De haberse empleado **Albañilería Armada** con bloques de concreto, el refuerzo horizontal se calcula con la ecuación:  $A_v = 2 V s / (f_y L)$ . Esta expresión proviene de suponer que toda la fuerza cortante es absorbida por el refuerzo horizontal (fórmula de diseño elástico en concreto armado):

$$A_v = V s / (f_s d) \approx V s / ((f_y / 2) L) = 2 V s / (f_y L)$$

Con 2  $\phi$  1/4" ( $A_v = 0.64 \text{ cm}^2$ ), dispuestos en forma de escalerilla electrosoldada (Fig. 2.22), se tiene:  $s = A_v f_y L / (2 V) = 0.64 \times 4200 \times 295 / (2 \times 7080) = 56 \text{ cm}$ ; por lo que se usará: 2  $\phi$  1/4" @ 2 hiladas ( $s = 40 \text{ cm}$ ), ya que los bloques tienen 19 cm de altura.

La cuantía horizontal resulta:  $p_h = A_v / s t = 0.64 / (40 \times 14) = 0.00114 > p_h \text{ mín} = 0.001$

### 5.3 DISEÑO POR FLEXOCOMPRESION

Para efectos temporales (sismos) deberá cumplirse tanto en los muros confinados como en los armados la siguiente expresión:

$$f_a / F_a + f_m / F_m \leq 1.33$$

Donde:  $F_a = 9.23 \text{ kg/cm}^2$  (ver el acápite 5.1)  
 $F_m = 0.4 f'_m = 26 \text{ kg/cm}^2$  (resistencia admisible en compresión por flexión)  
 $f_a = P/A$  (esfuerzo axial actuante)  
 $f_m = M y / I$  (esfuerzo producido por el momento flector)

#### a) Sismo en el sentido +XX:

En este caso no se considera la carga tributaria proveniente del muro transversal Y1 ( $P(Y1)$ ), en vista que ésta baja directamente a la cimentación a través del mismo muro (Fig. 5.3). Los esfuerzos correspondientes son:

$$\begin{aligned} P &= 18.32 + P_s = 18.32 + 7.39 = 25.71 \text{ ton} \\ f_a &= P/A = 25710/3835 = 6.72 \text{ kg/cm}^2 \\ y &= L/2 = 147.5 \text{ cm} \\ f_m &= M y / I = 27.91 \times 10^5 \times 147.5 / 278 \times 10^5 = 14.81 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Luego:  $f_a / F_a + f_m / F_m = 6.72 / 9.23 + 14.81 / 26 = 1.29 < 1.33 \dots \text{Ok.}$

De no cumplirse esta expresión deberá recurrirse al criterio de la sección transformada, verificando la flexocompresión en la zona de contacto columna-albañilería. De no pasar la albañilería por flexocompresión, puede incrementarse el peralte de las columnas, lo que traerá por consecuencia una reducción de esfuerzos en la albañilería.

Para verificar la flexocompresión en las columnas debe emplearse las mismas expresiones que permiten calcular  $F_a$  y  $F_m$ , reemplazando  $f'_m$  por  $f'_c$ , pero deberá usarse el valor real de los esfuerzos actuantes sobre el concreto (multiplicando los esfuerzos hallados en la sección transformada por la relación de módulos de elasticidad  $E_c / E_a$ ). De no pasar la columna por flexocompresión, puede mejorarse la calidad del concreto ( $f'_c$ ) o incrementarse su sección transversal.

En la Fig. 5.3 se muestra la distribución de esfuerzos verticales, donde la zona traccionada mide 81 cm. El refuerzo vertical se calcula suponiendo que absorbe el volumen de tracciones que se produce en la albañilería:  $T = 81 \times 13 \times 8.09 / 2 = 4260 \text{ kg} = A_s f_s$ , con lo cual se obtiene:  $A_s = 2.02 \text{ cm}^2$ ; de esta manera, manda el refuerzo mínimo ( $2.17 \text{ cm}^2$ ):  $4 \phi 3/8$ ".

**b) Sismo en el sentido -XX:**

En este caso se ha considerado la carga axial tributaria proveniente del Muro Y1 ( $P(Y1)$ ), puesto que para que ocurra tracción en la albañilería es necesario que se despegue, levantando una parte del muro transversal Y1 (ver la Fig. 5.3).

$$M = 27.91 - P(Y1) \times (L-t) / 2 = 27.91 - 3.36 \times (2.95 - 0.13) / 2 = 23.17 \text{ ton-m}$$

$$P = 18.32 - P_s + P(Y1) = 18.32 - 7.39 + 3.36 = 14.29 \text{ ton}$$

$$f_a = P/A = 14290 / 3835 = 3.73 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_m = M y / I = 23.17 \times 10^5 \times 147.5 / 278 \times 10^5 = 12.29 \text{ kg/cm}^2$$

Luego:  $f_a / F_a + f_m / F_m = 3.73 / 9.23 + 12.29 / 26 = 0.88 < 1.33 \dots \text{Ok.}$

En la Fig. 5.3 aparece el diagrama de esfuerzos respectivo, donde se aprecia una zona traccionada de 103 cm. El volumen de tracción es:  $T = 103 \times 13 \times 8.56 / 2 = 5731 \text{ kg} = A_s f_s$ ; luego,  $A_s = 2.73 \text{ cm}^2$ , por lo que se usará  $4 \phi 3/8$ ".

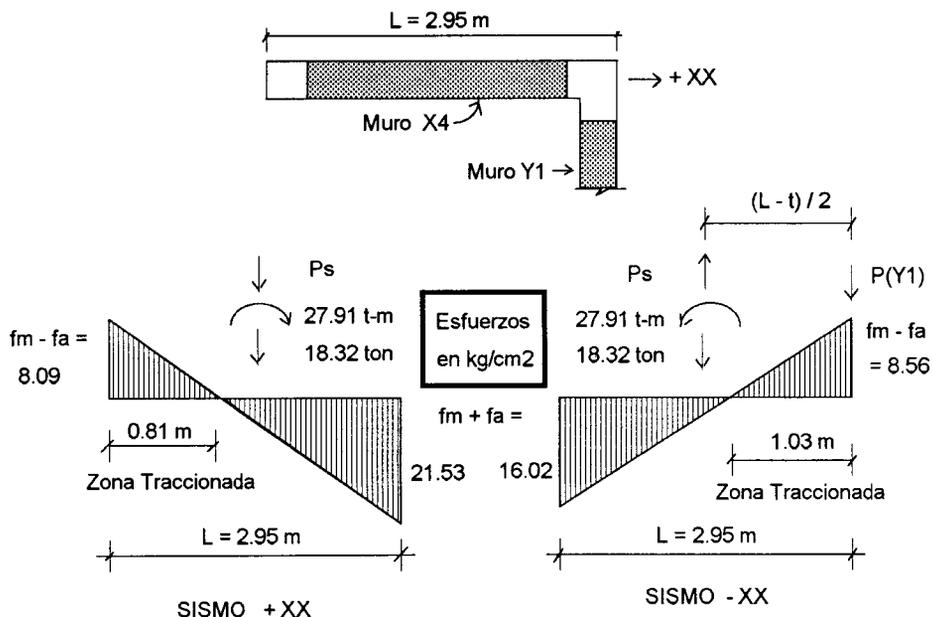


Fig. 5.3. Hipótesis para el diseño sísmico del muro X4. Primer piso

En la Fig. 5.4, se muestra el refuerzo y la sección resultante, debiéndose acotar que la columna ubicada en el encuentro de muros X4-Y1, falta aún diseñarse como parte del muro Y1 ante el sismo en la dirección YY.

Puesto que en el Reglamento se indica que en cada dirección el sismo actúa independientemente (100% del sismo en una de las dos direcciones), habrá que colocar en la columna de la intersección la mayor área de acero y la mayor sección de concreto obtenida al diseñar cada muro en forma independiente.

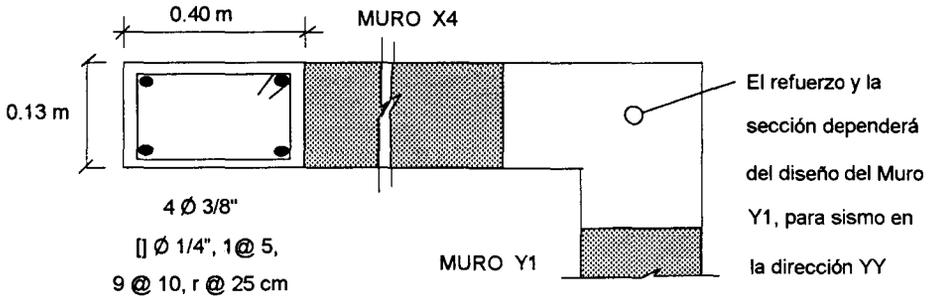


Fig. 5.4. Refuerzo del Muro X4

Debe aclararse que el refuerzo calculado por corte no debe sumarse con el evaluado por flexión (hallado con el momento basal), puesto que ambos efectos se calculan en distintos niveles del muro. A continuación se muestra dos procedimientos para calcular la tracción en una columna de un muro de 3 pisos, un paño y sin carga vertical:

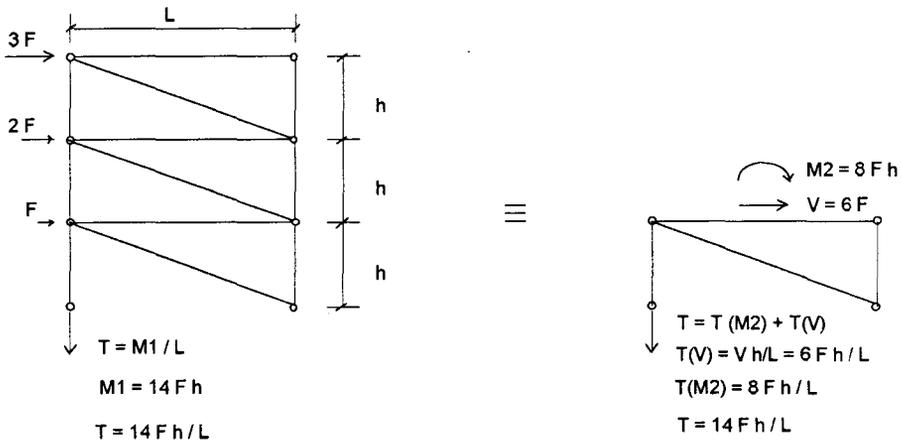


Fig. 5.5. Modelo de un muro de 3 pisos y un paño según la Norma E-070

Como se observa, ambos procedimientos proporcionan el mismo resultado ( $T = 14 F h/L$ ); por lo tanto, el refuerzo evaluado por flexión debería sumarse con el de corte sólo cuando se emplee en el diseño por flexión del primer piso el momento flector calculado en la base del segundo piso ( $M_2$ ).

También conviene aclarar que el refuerzo calculado por flexión o corte, no debe sumarse con el evaluado para cargas perpendiculares al plano del muro (columnas de confinamiento actuando como elementos de arriostres), puesto que en el Reglamento se considera que el sismo actúa en forma independiente en cada dirección del edificio.

Para el caso de **Albañilería Armada** el procedimiento de diseño por flexocompresión es similar al mostrado para muros confinados, sólo que el refuerzo vertical deberá repartirse a lo largo de la longitud del muro. En este caso, de no pasar el muro por flexocompresión, deberá modificarse la calidad de la albañilería ( $f_m$ ) o incrementarse el espesor del muro. Adicionalmente, deberá verificarse que la cuantía mínima sea  $\rho_v > 0.001$  (según la Norma  $\rho_v \text{ mín} = 0.0005$ ), y que en los extremos del muro se coloque el refuerzo vertical mínimo especificado en la Tabla 3 de la Norma ( $4 \phi \frac{3}{8}$ ", o su equivalente  $2 \phi \frac{1}{2}$ ").

Adoptando la misma área de refuerzo vertical (en realidad debió calcularse) obtenida en el muro confinado ( $A_s = 2.02 \text{ cm}^2$ , sismo +XX; y,  $A_s = 2.73 \text{ cm}^2$ , sismo -XX), vemos que el refuerzo mínimo a colocar en los extremos del muro ( $2 \phi \frac{1}{2}$ ", uno en cada alveolo) cubre el área requerida. En la zona interna del muro se colocará la cuantía mínima; usando  $\phi \frac{3}{8}$ ", espaciados a no más de  $6t = 6 \times 14 = 84 \text{ cm}$ , ni a más de 90 cm (Norma Mexicana, la Norma E-070 no especifica espaciamientos máximos), se tiene:

$$s = A_s / (\rho_v t) = 0.71 / (0.001 \times 14) = 50 \text{ cm} \dots (\text{usar: } 1 \phi \frac{3}{8}" @ 40 \text{ cm})$$

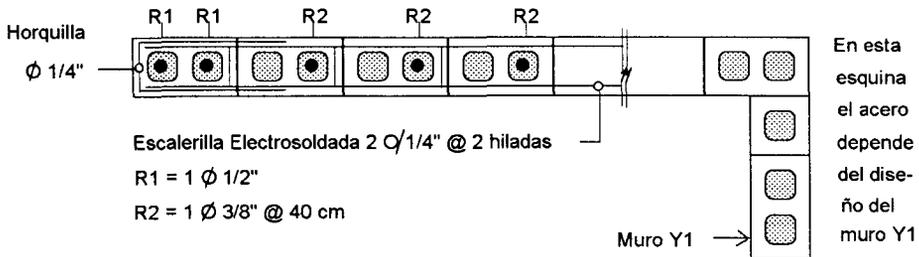


Fig. 5.6. Muro X4 con bloques de concreto vibrado. Ver además las Figs. 2.22 y 2.23

## 5.4 DISEÑO POR CARGA PERPENDICULAR AL PLANO DEL MURO

Cuando un Muro Portante Confinado (Fig. 5.7) tiene sus columnas separadas una distancia "L" menor al doble de la altura del entrepiso (h) y tiene un espesor efectivo (t) mayor que h/20, puede afirmarse que el muro no tendrá problemas por cargas perpendiculares a su plano; esto puede observarse en el siguiente ejemplo:

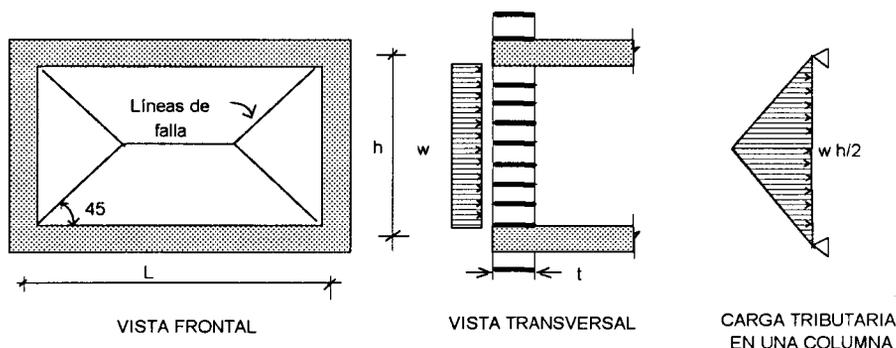


Fig. 5.7. Cargas sísmicas ortogonales al plano de un muro confinado

Asumiendo las peores condiciones para provocar la falla de tracción por flexión:

- $L = 2 h$
- Aparejo de soga ( $t = 0.1 \text{ m}$ )
- Muro simplemente apoyado sobre sus arriostres
- Carga vertical nula (muro que no recibe carga del aligerado)

Se tendrá que el momento en la zona central de la albañilería, producido por cargas perpendiculares al plano, es  $M = m w h^2$ ; donde:

$$\begin{aligned}
 m &= 0.1017 \text{ (Tabla 2 de la Norma E-070, para } L/h = 2) \\
 w &= C1 \gamma t = 0.35 \times 1800 \times 0.1 = 63 \text{ kg/m}^2 \\
 C1 &= 0.35 \text{ (coeficiente sísmico del RNC-77)} \\
 \gamma &= 1800 \text{ kg/m}^3 \text{ (peso unitario de la albañilería no tarrajada)} \\
 M &= 0.1017 \times 63 h^2 = 6.41 h^2 \text{ (kg-m/m)}
 \end{aligned}$$

El esfuerzo admisible en tracción por flexión (mortero sin cal), de acuerdo a la Norma E-070 es:  $Ft = 1 \text{ kg/cm}^2 = 10,000 \text{ kg/m}^2$ , por lo que:

$$Ft = 10000 \geq M y / I = M (t / 2) / (t^3 / 12) = 6 M / t^2 = 6 \times 6.41 (h / t)^2$$

De esta expresión se obtiene:  $t \geq h / 16$

Sin embargo, es posible adoptar  $t \geq h/20$ , ya que la condición extrema no se produce, puesto que: 1) al estar la albañilería confinada, sus bordes están semiempotrados y no simplemente apoyados, disminuyendo "m"; 2) existe carga vertical por peso propio del muro y de cierta zona del aligerado (Fig. 4.2A), lo que reduce la tracción; 3) el esfuerzo admisible  $F_t$  puede amplificarse por 1.33 para acciones sísmicas; y, 4) el caso mostrado corresponde más bien a un cerco para el cual  $C_1$  es 0.25 y no 0.35.

La columna actuando como elemento de arrioste se diseña a flexión y corte, como si fuese un elemento simplemente apoyado en sus extremos (Fig. 5.7). Por lo general, el refuerzo que así se obtenga resulta inferior al calculado como elemento de confinamiento.

Donde podría ocurrir problemas por acciones transversales al plano es en los muros del perímetro del edificio, donde la rotación de la losa del techo genera una excentricidad de la carga vertical proveniente de la losa inmediata superior (Fig. 5.8). En cambio, la carga proveniente de los muros superiores no es excéntrica, debido a que al asentar la primera hilada del muro inmediato superior, su aplome con el mortero elimina esa rotación.

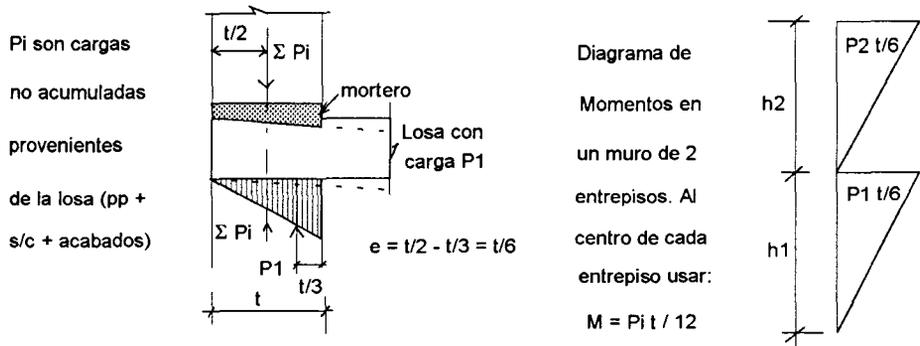


Fig. 5.8. Efectos de la rotación de la losa sobre la última hilada del muro

Cuando un muro cambia de espesor (Fig. 5.9), también podrían ocurrir problemas:

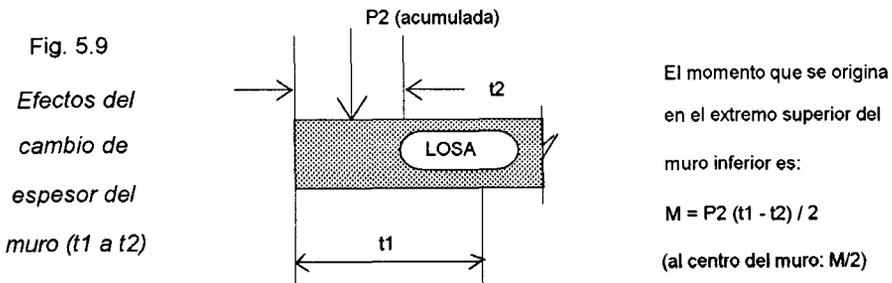


Fig. 5.9  
Efectos del cambio de espesor del muro ( $t_1$  a  $t_2$ )

A los momentos flectores indicados en las Figs. 5.8 y 5.9 deberá agregarse el momento originado por la carga sísmica  $M = m w h^2$ , donde "m" se obtiene de la Tabla 2 de la Norma E-070 (esta Tabla también aparece en el Anexo A.4) y "w" se calcula utilizando un coeficiente sísmico de 0.35 (RNC-77).

Los **pisos críticos** a revisar son: el primero (por la flexocompresión) y el último (por la tracción por flexión con baja carga gravitacional). Cuando se emplee mortero sin cal en la albañilería, la tracción no debe exceder de  $F_t = 1 \text{ kg/cm}^2$ , mientras que cuando se utilice mortero con cal la resistencia a tracción admisible es  $F_t = 1.33 \text{ kg/cm}^2$ ; estas resistencias admisibles pueden amplificarse por 1.33 para efectos sísmicos.

Por ejemplo, en la zona central del muro perimétrico confinado Y1 del edificio en estudio (Fig. 4.1) se tiene:

$$\begin{aligned}
 P_1 &= 1.32 \text{ ton (losa del primer piso con 100\% de s/c)} \\
 P_{1a} &= 16.19 \text{ ton (carga acumulada con 100\% de s/c)} \\
 L &= 3.3 \text{ m} \\
 h &= 2.45 \text{ m} \\
 t &= 0.13 \text{ m (espesor efectivo)} \\
 F_a &= 0.2 f'm (1 - (h/35t)^2) = 92.3 \text{ ton/m}^2 \\
 F_m &= 0.4 f'm = 260 \text{ ton/m}^2 \\
 w &= 0.019 \times 15 \times 0.35 = 0.1 \text{ ton/m}^2 \text{ (con tarrajeo, } t = 15 \text{ cm)} \\
 m &= 0.0723 \text{ (Tabla 2 de la Norma, para } L/h = 1.35) \\
 M \text{ (sismo)} &= m w h^2 = 0.0723 \times 0.1 \times 2.45^2 = 0.043 \text{ ton-m/m} \\
 M (P_1) &= (P_1/L) t/12 = (1.32/3.3) \times 0.13/12 = 0.004 \text{ ton-m/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Luego: } M &= 0.043 + 0.004 = 0.047 \text{ ton-m/m} \\
 f_m &= M y/I = 6 M/t^2 = 6 \times 0.047/0.13^2 = 16.7 \text{ ton/m}^2
 \end{aligned}$$

Revisando la flexocompresión en el primer piso:

$$\begin{aligned}
 f_a &= P_{1a} / (t L) = 16.19 / (0.13 \times 3.3) = 37.7 \text{ ton/m}^2 \\
 f_a/F_a + f_m/F_m &= 37.7/92.3 + 16.7/260 = 0.47 < 1.33 \dots \text{ Ok.}
 \end{aligned}$$

Revisando la tracción en el cuarto piso. La carga acumulada a media altura más la carga directa proporciona:

$$\begin{aligned}
 P_4 &= 1.32 + 0.019 \times 15 \times 3.3 \times 2.45/2 + 0.33 = 2.8 \text{ ton} \\
 f_a &= 2.8 / (0.13 \times 3.3) = 6.5 \text{ ton/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{La tracción es: } f_t &= f_m - f_a = 16.7 - 6.5 = 10.2 \text{ t/m}^2 = 1.02 \text{ kg/cm}^2 \\
 f_t &= 1.02 \text{ kg/cm}^2 < 1.33 \text{ kg/cm}^2 \dots \text{ Ok.}
 \end{aligned}$$

Por lo visto, es posible emplear una albañilería con aparejo de sogá, sin cal en el mortero.

## NOTAS:

- 1) Es conveniente que ante acciones ortogonales no se generen fisuras en los muros armados y confinados, ya que disminuirían el área de corte ante acciones coplanares. Por esa razón, no es recomendable emplear la teoría de líneas de falla en este tipo de diseño.
- 2) Si el muro hubiese fallado por acciones transversales, puede realizarse un cálculo más refinado del momento sísmico, considerando que los elementos de confinamiento semiempotran al muro (en la Tabla 2 de la Norma E-070 se considera que el muro está simplemente apoyado); y como último recurso, puede agregarse más columnas de arrioste (para reducir "m") o aumentar el espesor del muro.

Para el caso de los **Muros Armados**, se admiten tracciones por flexión hasta del orden de 8 kg/cm<sup>2</sup> (Norma E-070), con tal que sean absorbidas por el refuerzo vertical. Para estos casos, deberá tenerse en cuenta que el muro no está arriostrado por columnas, sino que sólo se encuentra arriostrado por muros transversales. Como ejemplo se diseñará el cuarto piso (el más crítico por tracción) del muro Y1.

El momento sísmico se calcula suponiendo que el muro está arriostrado en 4 bordes (las dos losas y los muros X3 y X4, Fig. 4.1), con lo que se obtiene  $m = 0.0723$ . Se adoptará un peso volumétrico de 2.2 ton/m<sup>3</sup>, correspondiente a la albañilería con bloques de concreto totalmente rellenos con grout:

$$M (\text{sismo}) = 2.2 \times 0.14 \times 0.35 \times 0.0723 \times 2.45^2 = 0.047 \text{ ton-m/m}$$

$$P4 = 1.32 + 2.2 \times 0.14 \times 3.3 \times 2.45 / 2 + 0.33 = 2.89 \text{ ton}$$

$$fa = 2.89 / (0.14 \times 3.3) = 6.26 \text{ ton/m}^2$$

$$M (\text{proveniente del giro de la azotea}) = (1.32 / 3.3) \times 0.14 / 12 = 0.005 \text{ t-m/m}$$

$$fm = 6 \text{ M/t}^2 = 6 \times (0.047 + 0.005) / 0.14^2 = 15.92 \text{ ton/m}^2$$

$$ft = fm - fa = 15.92 - 6.26 = 9.66 \text{ ton/m}^2 = 0.97 \text{ kg/cm}^2 < 8 \text{ kg/cm}^2 \dots \text{Ok.}$$

Nótese que "ft" es menor a la resistencia admisible por tracción (1.33 kg/cm<sup>2</sup>), por lo que en este paso culminaría el diseño; sin embargo, se tratará de continuar ilustrando el proceso de cálculo:

$$\text{La longitud de la zona traccionada es: } ft \ t / (2 \ fm) = 9.66 \times 0.14 / (2 \times 15.92) = 0.042 \text{ m.}$$

El volumen de tracción resulta:  $T = 0.042 \times 9.66 / 2 = 0.2 \text{ ton/m} = \text{As fs}$ ; con lo cual  $\text{As} = 200/2100 = 0.1 \text{ cm}^2/\text{m}$ , lo que equivale a 1  $\phi$  3/8" @ 7.1 m. Por lo que deberá usarse refuerzo vertical mínimo: 1  $\phi$  3/8" @ 40 cm.

## 5.5 OBSERVACIONES ADICIONALES PARA MUROS CONFINADOS

- a) Para el resto de muros (X, Y) del edificio en estudio se siguió un diseño semejante al explicado para el muro X4, observándose que todos cumplían con la Norma y que podía emplearse mortero 1:4 (sin cal) con un aparejo de sogá.

- b) Para investigar si la columna del muro X4 se fisuraba por flexión, se empleó el criterio de la sección transformada (ver A e I en la Fig. 5.10). Analizando la dirección que resultó ser la más crítica (- XX) ante cargas coplanares, se tiene:

$$P = 14.29 \text{ ton} \quad M = 23.17 \text{ ton-m}$$

$$f_t = - P/A + M y / I = -14.29/0.93 + 23.17 \times (2.95/2) / 1.17 = 13.8 \text{ ton / m}^2 = 1.38 \text{ kg / cm}^2$$

Siendo la resistencia del concreto a tracción por flexión:  $f_r = 2\sqrt{f_c} = 2\sqrt{175} = 26.5 \text{ kg/cm}^2$  y transformándola a albañilería:  $f_r / n = 26.5 / 6.25 = 4.23 \text{ kg/cm}^2$ , puede asegurarse que el concreto no fisura y por lo tanto no se requiere refuerzo por flexión (sí por corte). Esta observación no debe considerarse, ya que en la Norma se especifica que las tracciones deben ser absorbidas por el refuerzo.

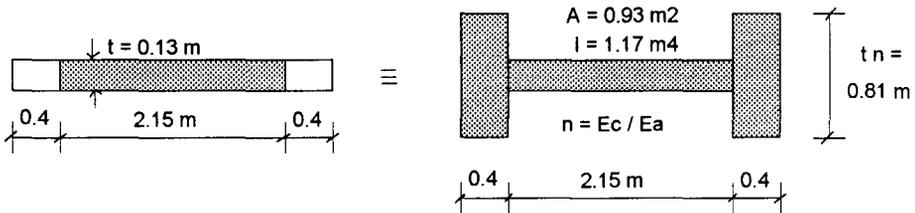
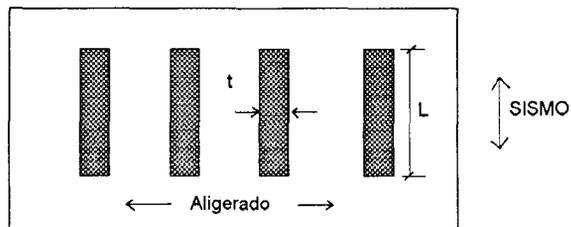


Fig. 5.10. Sección transformada del Muro X4

- c) De emplearse el momento basal proveniente del análisis aproximado ( $M = 61.09 \text{ ton-m}$ ) y siguiéndose la misma metodología expuesta en el acápite 5.3 (con  $P_s = 0$ ), se obtiene un refuerzo vertical por flexión igual a  $4 \phi 5/8" + 2 \phi 1/2"$ , por lo que se incrementaría notablemente la capacidad de flexión del muro X4, en relación a usar  $4 \phi 3/8"$ .
- d) En cuanto a la evaluación del esfuerzo cortante admisible ( $v_a$ ), en la Norma E-070 se especifica que el valor "fd" debe calcularse empleando la carga axial proveniente de las cargas permanentes; sin embargo, un sismo también origina cargas de tracción ( $P_s$ ), las que pueden disminuir la resistencia a fuerza cortante.
- e) A continuación se muestra un ejemplo hipotético (Fig. 5.11) que podría calificarse de situación insólita al aplicar la Norma vigente.

Fig. 5.11  
Vista en planta del  
ejemplo hipotético



Se ha supuesto un edificio de albañilería confinada, ubicado en Lima, compuesto por "N" pisos, "n" muros iguales (dimensiones: t, L) dispuestos en una sola dirección y un peso acumulado en el primer piso de cada muro igual a "W" (viguetas transversales a los muros). Efectuando el análisis sísmico en la dirección de los muros se tendrá:

Peso total del edificio =  $P = n W$

Cortante Basal =  $H = Z U S C P / R_d = (1 \times 1 \times 1 \times 0.4 / 2.5) P = 0.16 P = 0.16 n W$

Cortante en cada muro (simetría) =  $V = H / n = 0.16 W$

Esfuerzo axial en un muro =  $\sigma = W / (t L)$

Esfuerzo cortante actuante en un muro =  $v = V / (t L) = 0.16 W / (t L)$

$$v = 0.16 \sigma$$

Esfuerzo cortante admisible (Norma E-070):  $v_a = 1.2 + 0.18 \sigma \dots$  (kg/cm<sup>2</sup>)

Debiéndose tener:  $v < v_a$ , se observa que esto siempre se cumple, para cualquier longitud del muro. En consecuencia, el coeficiente de fricción (0.18) resulta excesivo para un diseño por esfuerzos admisibles. Debe indicarse que el coeficiente de fricción especificado por la Norma, proviene de ensayos de corte directo con carga de confinamiento, sometiendo un prisma de 3 unidades a una carga concentrada en la unidad central (Fig. 7.2B); por lo que este tipo de ensayo no refleja el comportamiento sísmico real del muro. Por otro lado, el coeficiente de fricción obtenido en condiciones de rotura es 0.23 (Proyecto B4, Capítulo 7) y afectándolo por un factor de seguridad de 2 (Anexo A.2) resulta 0.11 para condiciones de servicio.

- f) Debe señalarse que para acciones sísmicas ortogonales al plano de los muros confinados, el período natural de vibrar oscila entre 0.01 seg (muros cuadrados) a 0.05 seg (muros rectangulares con  $h / L = 1/2$ ), valores que están muy distantes del período predominante de los sismos (según el RNC-77, para suelo duro  $T_s = 0.3$  seg). Por lo tanto, al estar lejos de la condición de resonancia, estos muros se comportan prácticamente como sólidos rígidos, con aceleraciones en sus masas similares a las del suelo. De esta manera, se considera que el coeficiente sísmico reglamentario ( $C_1 = 0.35$ ) resulta adecuado, ya que corresponde a la aceleración máxima (en fracción de "g") esperada en un sismo severo.

*NOTA: El período natural (T) de un muro arriostrado en sus cuatro bordes, para acciones perpendiculares a su plano, puede calcularse con las fórmulas provenientes de la referencia "Vibration Problems in Engineering" por Timoshenko, Young y Weaver:*

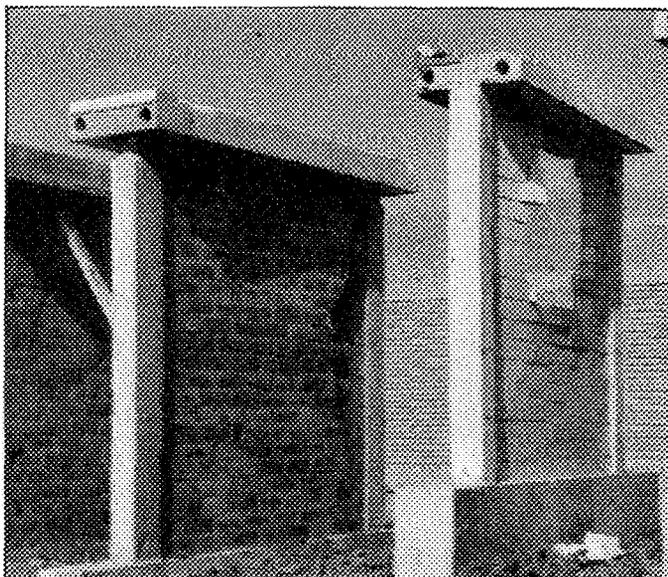
$$T \text{ (losa simplemente apoyada)} = (2/\pi) \sqrt{(\rho t/D) / (1/L^2 + 1/h^2)}$$

Donde:  $\rho$  = densidad de masa  
 $E$  = módulo de elasticidad = 500 f'm  
 $D = E t^3 / (12(1 - \mu^2))$   
 $\mu$  = módulo de Poisson de la albañilería = 0.25  
 $L, h, t$  = Longitud, Altura y Espesor del muro, respectivamente.

También debe indicarse que ensayos de simulación sísmica (Proyecto C4, Capítulo 7) ortogonales al plano de muros confinados a escala natural, que previamente habían sido sometidos a carga lateral cíclica coplanar hasta alcanzar condiciones extremas (distorsiones de 1/100), indicaron que incluso estando agrietada la albañilería, el sistema continuaba siendo rígido ( $T = 0.1$  seg) y podía soportar sismos muy severos. Por otro lado, en la Fig. 5.12 se aprecia dos muros confinados sin refuerzo horizontal, que luego de ser ensayados a carga lateral cíclica (distorsiones de 1/100), fueron volcados impactando su solera contra una losa de concreto; pudo observarse que las unidades sílico-calcáreas salieron desperdigadas, cosa que no ocurrió cuando en los muros con unidades de arcilla.

Fig. 5.12

*Muros confinados con unidades de arcilla y sílico-calcáreas, ensayados previamente a carga lateral y luego volcados para simular un ensayo de impacto ante acciones perpendiculares a su plano (PUCP).*



- g) Como información complementaria se muestra el diseño de la cimentación del muro confinado X4 (Fig. 5.13). El cálculo se ha efectuado en forma simplificada (sin considerar el aporte del muro transversal Y1, como si el cimiento fuese de forma rectangular) contemplando la condición sísmica más crítica (+XX). Se ha supuesto una resistencia admisible del suelo (cascajo) de  $4 \text{ kg/cm}^2$ , y para efectos sísmicos se ha adoptado 1.33 veces este valor ( $\sigma = 5.32 \text{ kg/cm}^2$ ):

Peso de la zapata =  $P_z = 3.28 \text{ ton}$

Carga sísmica =  $P_s = 7.39 \text{ ton}$

Carga vertical total =  $P = 18.32 + P_s + P_z = 28.99 \text{ ton}$

Momento basal =  $M = 27.91 \text{ ton-m}$

Excentricidad =  $e = M/P = 0.96 \text{ m} > L/6 = 0.56 \text{ m} \dots$  (hay tracción)

$$\sigma_{\text{máx}} = \frac{2 P}{3 B (L/2 - e)} = \frac{2 \times 28.99}{3 \times 0.55 (3.35/2 - 0.96)} = 49.1 \text{ ton/m}^2 < \sigma$$

En la Fig. 5.13, puede apreciarse que la longitud del volado (0.20 m) es menor a la mitad del peralte del cimiento (0.70 / 2 = 0.35 m), por lo que de acuerdo a la Norma de Concreto E-060 no es necesario verificar el cimiento por flexión o por fuerza cortante.

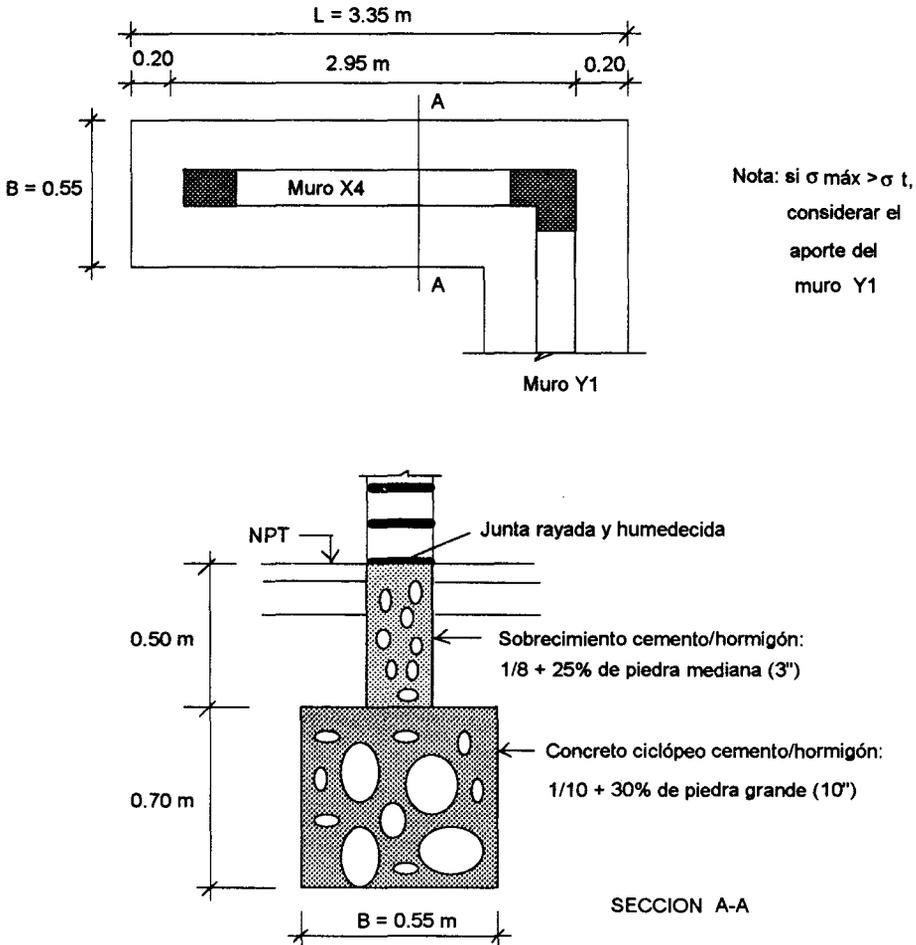


Fig. 5.13. Cimiento corrido del Muro X4. Ver además la Fig. 3.29.

Finalmente, debe mencionarse que de agrietarse diagonalmente la albañilería ante sismos severos, las columnas estarán sujetas a fuertes compresiones (ver el Acápita 8.1); por lo que es recomendable ensanchar el cimiento en esas zonas, de modo que el suelo pueda resistir en condiciones últimas dichas compresiones; en tanto que la región del cimiento ocupada por la albañilería, puede diseñarse considerando sólo las cargas verticales de servicio, empleando como ancho mínimo del cimiento: 0.4 m.

## 6

## COMPONENTES DE LA ALBAÑILERÍA

En el Capítulo 2 ("Procedimientos de Construcción") se ha visto los materiales que componen a los muros armados y confinados; asimismo, se dieron una serie de recomendaciones sobre su empleo. En este Capítulo se abordarán otros aspectos, como la fabricación y clasificación de las unidades, los ingredientes del mortero, etc.

### 6.1 FABRICACION DE LAS UNIDADES DE ALBAÑILERIA. PROPIEDADES FISICAS Y MECANICAS. ENSAYOS DE CLASIFICACION.

#### 6.1.1. Unidades de Albañilería

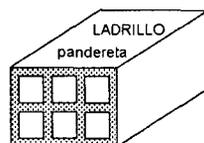
Las unidades empleadas en las construcciones de albañilería son básicamente hechas de arcilla (cerámicas), arena-cal (sílico-calcáreo) y de concreto. De acuerdo a su *tamaño*, éstas son denominadas **Ladrillos y Bloques**. Se les llama ladrillos cuando pueden ser manipulados y asentados con una mano; y bloques, cuando por su peso y dimensiones se tiene que emplear ambas manos.

A nivel internacional, las unidades se clasifican por el porcentaje de huecos (alveolos o perforaciones) que tienen en su superficie de asentado y por la disposición que éstos tengan; de la siguiente manera:

a) **Unidades Sólidas o Macizas**. Son las que no tienen huecos o, en todo caso, presentan alveolos o perforaciones perpendiculares a la superficie de asiento que cubren un área no mayor al 25% del área de la sección bruta. Sin embargo, los experimentos indican que es posible emplear unidades hasta con 33% de vacíos, más allá del cual su comportamiento se torna muy frágil. Estas unidades se emplean para la construcción de muros portantes.

b) **Unidades Huecas**. Son aquellas donde el área neta (en la cara de asiento) es menor al 75% del área bruta. En esta categoría clasifican los bloques de concreto vibrado (empleados en la albañilería armada) y también, las unidades con muchas perforaciones.

c) **Unidades Tubulares**. Son las que tienen sus alveolos o perforaciones dispuestos en forma paralela a la superficie de asiento; en este tipo clasifican los ladrillos panderetas, utilizados en los tabiques:



### 6.1.2. Unidades de Arcilla

Tanto en el Perú como en el extranjero existe una variedad tremenda en las unidades de arcilla (Fig. 6.1), esto se debe a los diversos procesos de elaboración y materia prima empleada.

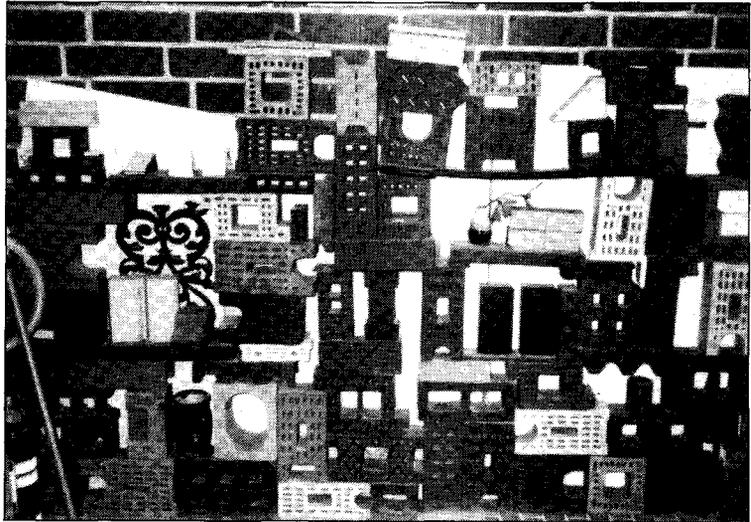


Fig. 6.1

*Variedad de unidades de arcilla. Ver además la Fig. 2.6.*

### Materia Prima

Las arcillas empleadas como materia prima para la fabricación de los ladrillos se clasifican en calcáreas y no calcáreas. Las primeras contienen un 15% de carbonato de calcio, que da lugar a unidades de color amarillento; en las segundas, predomina el silicato de alúmina con un 5% de óxido de hierro, que le proporciona un tono rojizo.

Las mejores arcillas contienen un 33% de arena y limo; es necesario que exista arena para reducir los efectos de contracción por secado de la arcilla.

### Fabricación

Este proceso es de lo más variado, lo que da lugar a unidades artesanales, semi-industriales e industriales, con una gran diferencia en sus formas, resistencias y dimensiones.

La **extracción** del material en la cantera se hace con picos, lampas y carretillas (proceso artesanal); o usando palas mecánicas (proceso industrial). Posteriormente, se tamiza el material empleando mallas metálicas, para de este modo eliminar las piedras y otras materias extrañas.

La **molienda** de la materia prima puede ser apisonándola o con molinos.

El **mezclado** de la materia prima con agua y arena, se realiza dejando dormir la tierra durante un día (artesanal, como el adobe), o empleando máquinas dosificadoras al peso (industrial, Fig. 6.2).

Fig. 6.2

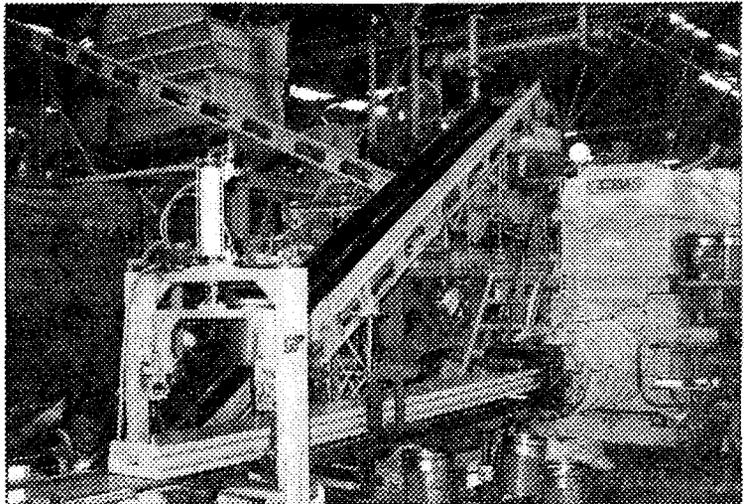
*Mezclado del material en forma industrial.*



El **moldeado** se efectúa amasando la mezcla sobre moldes de madera (como el adobe), con prensas (a gran presión) o con extrusoras (Fig. 6.3); en este último caso, la masa plástica es obligada a pasar por una boquilla con la sección transversal del producto terminado.

Fig. 6.3

*Moldeado con una extrusora*



El proceso de **secado** se realiza colocando las unidades sobre un tendal, o introduciéndolas en un horno con temperatura regulable (desde la del medio ambiente hasta los 200°C).

El **quemado** se efectúa en hornos abiertos con quemadores de leña o petróleo (colocados en la base), esto da lugar a diferencias de más del 100 % entre la resistencia de las unidades ubicadas en la parte baja y alta del horno; o con hornos tipo túnel con quemadores de petróleo (Figs. 6.4 y 6.5) o de carbón molido, con cámaras de temperaturas regulables (hasta 1200°C) y de enfriamiento. Este proceso dura entre 2 y 5 días.

Fig. 6.4

*Introducción de las unidades al interior de un horno tipo túnel*

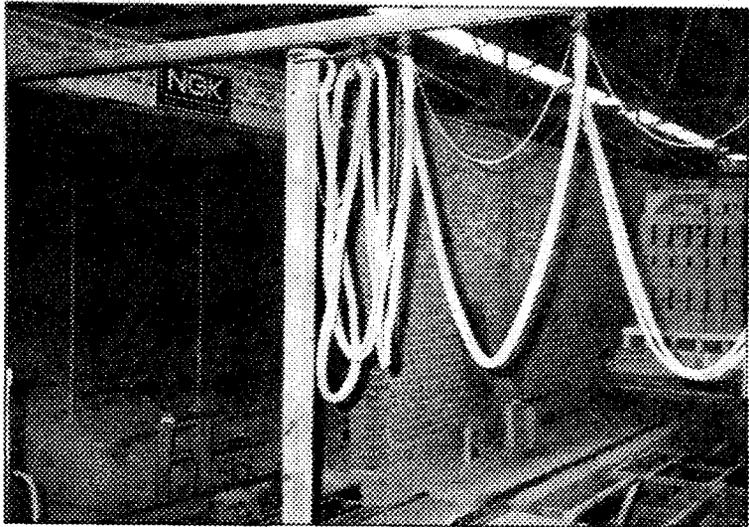


Fig. 6.5

*Quemadores a petróleo de un horno tipo túnel.*

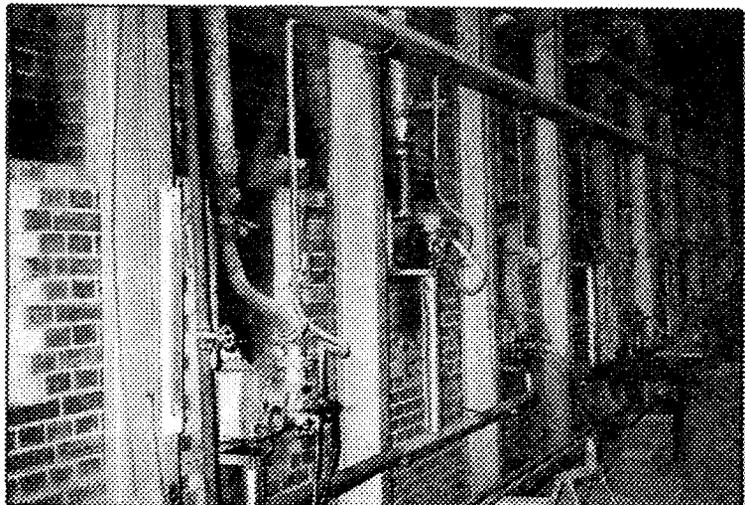


Fig. 6.6

*Transporte del producto terminado en una fábrica japonesa.*

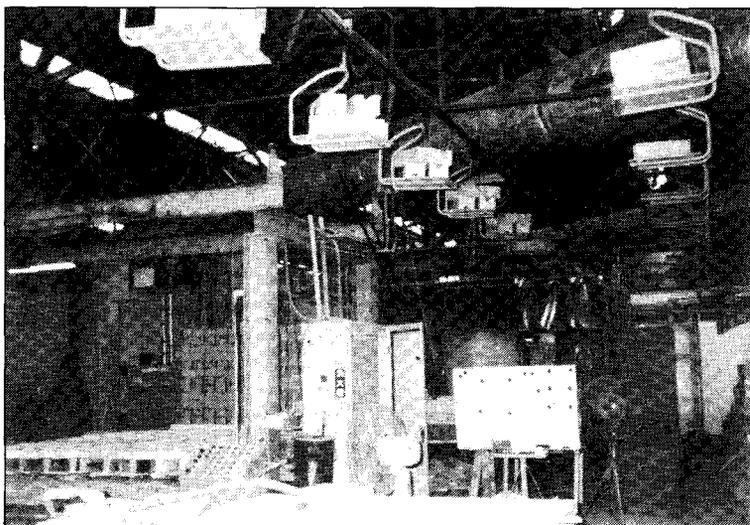
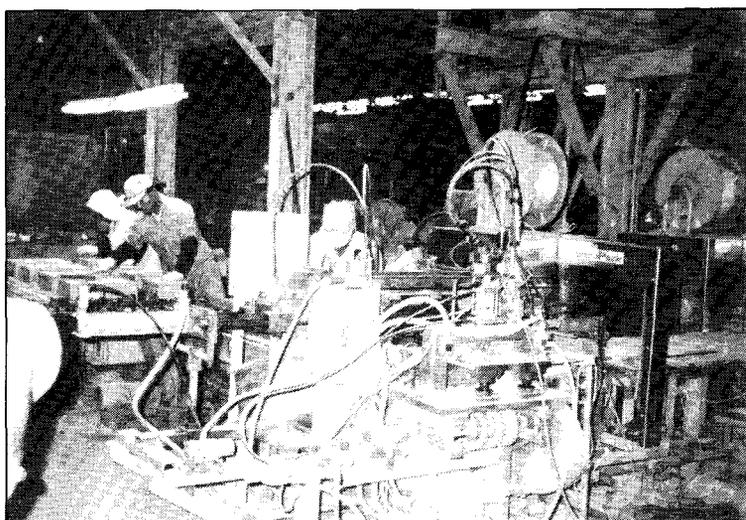


Fig. 6.7

*Embalaje automático por paquetes en una planta japonesa.*



### 6.1.3. Unidades Sílico-Calceáreas

En el Perú existe una sólo fábrica ("La Casa") que produce este tipo de unidad en varias modalidades, como: bloques, ladrillos (huecos y macizos, Fig. 6.18) y unidades apilables.

La materia prima consiste de cal hidratada (10%) y arena (con un 75% de sílice), lo que da lugar a unidades de color blanco grisáceo, aunque puede añadirse pigmentos que le proporcionan otras tonalidades.

La dosificación de los materiales (incluyendo agua) se hace en peso, y para el moldeo de las unidades se utilizan prensas mecánicas o hidráulicas. Luego, las unidades se

endurecen curándolas a vapor en cámaras "autoclave" con elevada presión (entre 8 a 17 atmósferas). Durante este proceso la cal reacciona químicamente con el silicio, formando un agente cementante (silicato cálcico hidratado) que une las partículas de arena.

La ventaja de estas unidades sobre las de arcilla es que sus dimensiones entre el estado crudo y el producto terminado prácticamente no varían; asimismo, por el proceso mecanizado en su fabricación, tienen muy poca variación en su resistencia a compresión, que suele ser alta. La principal desventaja de estas unidades es que su textura es suave, con poros muy cerrados, esto hace que la adherencia mortero-unidad sea reducida; por esta razón, últimamente se han producido unidades sílico-calcáreas con estrías y perforaciones en su superficie de asentado.

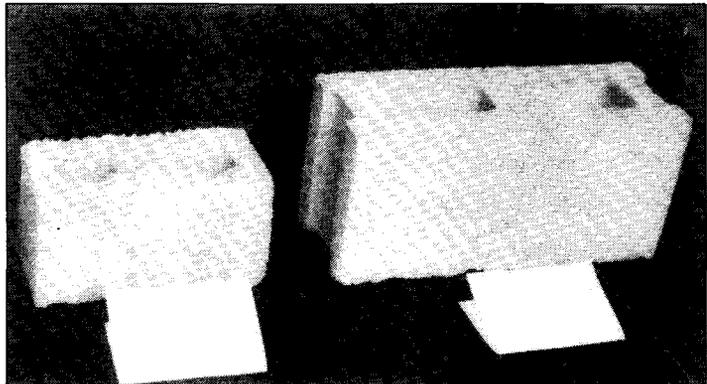
#### 6.1.4. Unidades de Concreto

La ventaja de las unidades de concreto sobre las anteriores es que dependiendo de la dosificación que se emplee (cemento-arena-confitillo-agua), pueden lograrse unidades con una resistencia que dependa del uso a que se destine.

Estas unidades pueden ser artesanales (ladrillos) o industriales (ladrillos y bloques), con un tono gris verdoso, aunque puede agregarse pigmentos que varíen su color. Su textura usual es gruesa, con poros abiertos, y su peso puede aligerarse empleando piedra pómez como agregado.

Fig. 6.8

*Comparación de una bloqueta artesanal (izquierda) con un bloque industrial de concreto (derecha).*

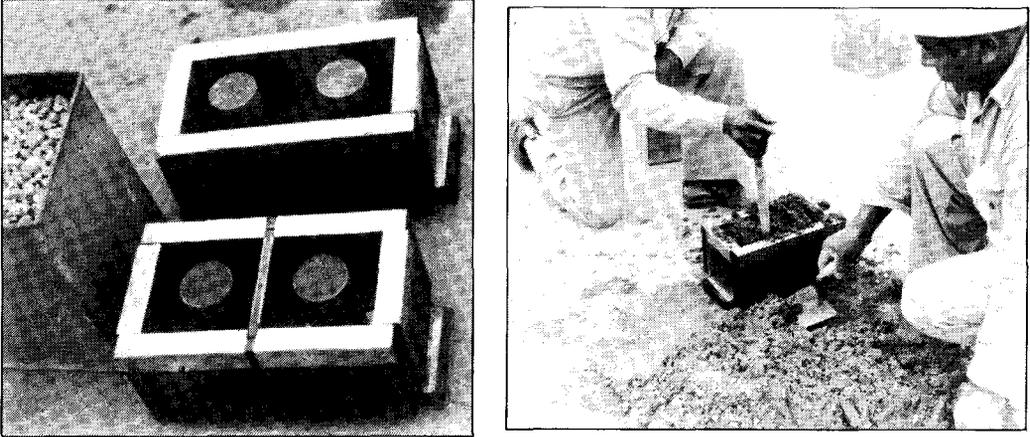


#### Fabricación

En los procesos artesanales la **dosificación** de los materiales se hace por volumen (usualmente 1:2:4, cemento-arena-confitillo de ¼"); mientras que en los procesos industriales se dosifica por peso. En ambos casos, se utiliza una baja cantidad de agua (slump 1"), a fin de permitir el desmolde de la unidad sin que se desmorone.

El **mezclado** de los materiales se hace a mano (artesanal) o a máquina (industrial).

El **moldeo** se realiza por vibro-compresión (industrial), utilizando máquinas estacionarias o "ponedoras" (en obra), o chuceando la mezcla en moldes artesanales (Fig. 6.9).



*Fig. 6.9. Moldes de madera forrados con lata y chuceo de la mezcla en tres capas, para la fabricación de bloquetas artesanales.*

El proceso de **curado** industrial se hace en cámaras de vapor (50°C, a baja presión), en cámaras autoclave (150°C, a presión de 6 a 10 atmósferas), o con riego por aspersión. Artesanalmente el curado se realiza echándoles agua durante una semana en un tendal. Estas unidades pueden utilizarse después de 28 días de su fabricación.

#### 6.1.5. Propiedades y Ensayos de Clasificación

Conocer las propiedades de las unidades es necesario básicamente para tener una idea sobre la resistencia de la albañilería, así como de su durabilidad ante el intemperismo. Sin embargo, no puede afirmarse que la mejor unidad proporcione necesariamente la mejor albañilería.

Las propiedades de la unidad que están asociadas con la **resistencia de la albañilería** son:

- Resistencia a la Compresión y Tracción.
- Variabilidad Dimensional y Alabeo.
- Succión.

Las propiedades de la unidad que están relacionadas con la **durabilidad de la albañilería** son:

- Resistencia a la Compresión y Densidad
- Eflorescencia, Absorción y Coeficiente de Saturación

Las Normas peruanas que se siguen para determinar estas propiedades son:

- Unidades de Arcilla: ITINTEC 331.017, 331.018 y 331.019.
- Bloques de Concreto: ITINTEC 339.005, 339.006 y 339.007.
- Unidades Sílico-Calcareas: ITINTEC 331.032, 331.033 y 331.034.

#### 6.1.5.A. Ladrillos de Arcilla, de Concreto y de Sílice-Cal

Para los tres tipos de materia prima los ensayos en los ladrillos son prácticamente los mismos, con la diferencia que sobre las unidades sílico-calcareas debe además efectuarse una prueba de contracción por secado (límite máximo 0.035%), la misma que ya está certificada por la única fábrica que las produce en el Perú.

La Norma ITINTEC 331.019 se refiere al muestreo de las unidades. Se entiende por **muestra** a un grupo de ladrillos extraídos al azar del mismo **lote** (conjunto de ladrillos bajo condiciones similares de fabricación). Para lotes de hasta 50 millares se realiza la secuencia A de ensayos; para lotes mayores, la secuencia A para los primeros 50 millares y la B por cada grupo adicional de 100 millares, de acuerdo a la siguiente tabla:

ENSAYO	CANTIDAD DE ESPECIMENES	
	SECUENCIA A	SECUENCIA B
Dimensiones y Alabeo	10	5
Compresión, Tracción	5	3
Densidad, Absorción, Succión	5	3
Eflorescencia	10	6

De acuerdo a la Norma ITINTEC 331.017, los ladrillos se clasifican en 5 tipos:

**TIPO I** Estos ladrillos tienen una resistencia y durabilidad muy baja; son aptos para ser empleados bajo condiciones de exigencias mínimas (viviendas de 1 o 2 pisos), evitando el contacto directo con la lluvia o el suelo.

**TIPO II** En esta categoría clasifican los ladrillos de baja resistencia y durabilidad; son aptos para usarse bajo condiciones de servicio moderadas (no deben estar en contacto directo con la lluvia, suelo o agua).

**TIPO III** Son ladrillos de mediana resistencia y durabilidad, aptos para emplearse en construcciones sujetas a condiciones de bajo intemperismo.

**TIPO IV** Estos ladrillos son de alta resistencia y durabilidad; aptos para ser utilizados bajo condiciones de servicio rigurosas. Pueden estar sujetos a condiciones de intemperismo moderado, en contacto con lluvias intensas, suelo y agua.

**TIPO V** Tienen una resistencia y durabilidad elevada; son aptos para emplearse en condiciones de servicio muy rigurosas, pueden estar sujetos a condiciones de intemperismo similares al TIPO IV.

#### CLASIFICACION DE LOS LADRILLOS SEGUN LA NORMA E-070 e ITINTEC

TIPO DE UNIDAD	VARIACION DIMENSIONAL (máxima en %)			ALABEO máximo (mm)	COMPRESION mínima (kg/cm <sup>2</sup> )	DENSIDAD mínima (gr/cm <sup>3</sup> )
	≤10cm	≤15cm	≥15cm			
I	±8	±6	±4	10	60	1.50
II	±7	±6	±4	8	70	1.55
III	±5	±4	±3	6	95	1.60
IV	±4	±3	±2	4	130	1.65
V	±3	±2	±1	2	180	1.70

#### a) Variación de Dimensiones

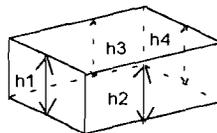
Las dimensiones de la unidad, según la Norma ITINTEC 331.017, se expresan como: largo x ancho x altura (L x b x h), en centímetros. El largo y el ancho se refieren a la superficie de asiento, y las dimensiones nominales (comerciales) usualmente incluyen 1 cm de junta.

La prueba de Variación Dimensional es necesario efectuarla para determinar el espesor de las juntas de la albañilería (Fig. 2.10). Debe hacerse notar que por cada incremento de 3 mm en el espesor de las juntas horizontales (adicionales al mínimo requerido de 10 mm), la resistencia a compresión de la albañilería disminuye en 15%; asimismo, disminuye la resistencia al corte.

La manera como se calcula la Variación Dimensional (V, en porcentaje) según la Norma ITINTEC es:

- La dimensión de cada arista del espécimen (D = L, b, h) se toma como el promedio de 4 medidas (en mm) en la parte media de cada cara.
- En seguida, por cada arista, se calcula el valor promedio (Dp) de toda la muestra; este valor se resta de la dimensión especificada por el fabricante (De) y luego se divide entre "De":

$$V (\%) = 100 (D_e - D_p) / D_e$$



altura de una unidad =

$$h = (h_1 + h_2 + h_3 + h_4) / 4$$

Sin embargo, probabilísticamente, es mejor relacionar la variación dimensional con la dispersión de resultados respecto al valor promedio, de la siguiente manera:

$$V (\%) = 100 (\delta / D_p); \quad \text{donde} \quad \delta = \sqrt{\Sigma (D_i - D_p)^2 / (N - 1)} = \text{desviación estándar}$$

### b) Alabeo

El mayor alabeo (concavidad o convexidad) del ladrillo conduce a un mayor espesor de la junta; asimismo, puede disminuir la adherencia con el mortero al formarse vacíos en las zonas más alabeadas; o incluso, puede producir fallas de tracción por flexión en la unidad.

Esta prueba se realiza colocando la superficie de asiento de la unidad sobre una mesa plana, para luego introducir una cuña metálica graduada al milímetro en la zona más alabeada; también debe colocarse una regla que conecte los extremos diagonalmente opuestos de la unidad, para después introducir la cuña en el punto de mayor deflexión (Fig. 6.10). El resultado promedio se expresa en milímetros.



Fig. 6.10

*Medición del alabeo en un ladrillo artesanal.*

### c) Resistencia a la Compresión (fb)

Los especímenes son medias unidades secas, sobre cuyas superficies de asiento se coloca un capping de yeso (si la unidad tiene mucho alabeo, deberá colocarse un capping de cemento). Luego, se aplica la carga vertical a una velocidad de desplazamiento entre los cabezales de la máquina de ensayos (Fig. 6.11) de 1.25 mm/min; o, en todo caso, se controla la velocidad de carga de manera que se llegue a la rotura en unos 3 a 5 minutos.

La resistencia unitaria se expresa como el valor de la carga de rotura dividida entre el área bruta (unidades sólidas) o entre el área neta (unidades huecas). De acuerdo a la Norma ITINTEC 331.019, para clasificar a la unidad por su resistencia ( $f_b$ ), el resultado promedio de los ensayos menos una desviación estándar debe ser mayor al límite inferior especificado por dicha Norma.

Debe hacerse notar que la resistencia a compresión ( $f_b$ ) expresa sólo la calidad de la unidad empleada, ensayada bajo las mismas condiciones (por ejemplo, a mayor resistencia se obtendrá una mejor durabilidad). Esto se debe a que el valor  $f_b$  depende de la altura de la probeta (a menor altura, mayor resistencia), del capping empleado y de la restricción al desplazamiento lateral impuesto por los cabezales de la máquina de ensayos (acción de confinamiento transversal a la carga aplicada).

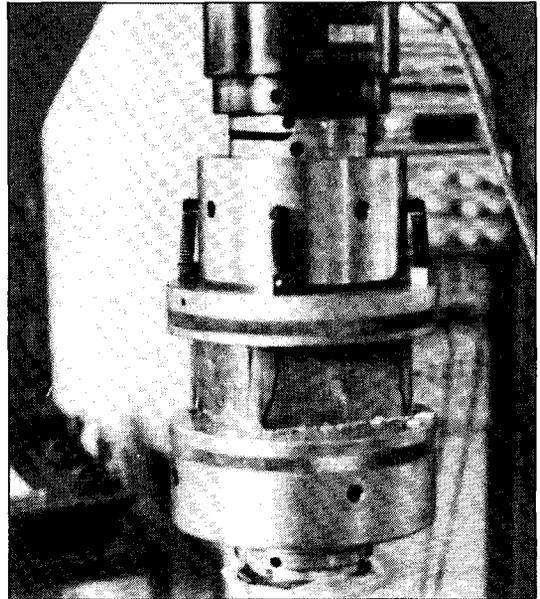


Fig. 6.11

*Ensayo de compresión en media unidad de arcilla, controlando el desplazamiento entre los cabezales de la máquina universal.*

d) Succión (S). Absorción (A). Absorción Máxima ( $A_m$ ). Coeficiente de Saturación (CS) y Densidad (D)

La densidad (D) está relacionada directamente con la resistencia a compresión, y para su evaluación se usa el principio de Arquímedes. Por otro lado, el coeficiente de saturación (CS) es una medida de la durabilidad de la unidad. La prueba para hallar D y CS permite además determinar en simultáneo el área neta ( $A_n$ ), la succión (S) y la absorción (A,  $A_m$ ) de la unidad.

Para el cálculo de S, A,  $A_m$  y D, se emplean las unidades enteras provenientes del ensayo de alabeo y de variación dimensional. Se calcula (en el orden mostrado) los siguientes pesos en cada espécimen:

Po = peso (gr) en estado natural.

P1 = peso (gr) de la unidad secada en un horno a 110 °C.

P2 = peso (gr) de la unidad, luego de haber sumergido su cara de asiento en una película de agua de 3 mm durante 1 minuto.

P3 = peso (gr) de la unidad saturada, luego de haber estado 24 horas en una poza de agua fría.

P4 = peso (gr) de la unidad completamente saturada, luego de haber estado durante 5 horas en agua en ebullición.

P5 = peso (gr) de la unidad en estado de inmersión total en agua fría.

Luego se calculan los siguientes valores, para después promediarlos en toda la muestra:

Humedad Natural = Hn (%) =  $100((P_o - P_1)/P_1)$

Succión (gr/200 cm<sup>2</sup>-min) =  $200(P_2 - P_1)/\text{Area de la cara de asiento}$

Absorción = A (%) =  $100((P_3 - P_1)/P_1)$

Absorción Máxima = Am (%) =  $100((P_4 - P_1)/P_1)$

Coef. Saturación = CS =  $A/A_m$

Volumen (cm<sup>3</sup>) = V = P4 - P5...peso específico del agua = 1 gr/cm<sup>3</sup>

Area Neta = An = V/h ... h = altura promedio

D (gr/cm<sup>3</sup>) = P1/V

Debe recalarse que las unidades deben tener una succión comprendida entre 10 y 20 gr/200 cm<sup>2</sup>-min, antes de asentarlas. Por otro lado, las unidades con coeficientes de saturación (CS) mayores que 0.85, son demasiados absorbentes (muy porosas) y por lo tanto, poco durables. Finalmente, se aconseja que la absorción no sobrepase de 22%.

#### d) Resistencia a Tracción por Flexión (f<sub>t</sub>) o Módulo de Ruptura

Al igual que la resistencia a compresión, f<sub>t</sub> sólo constituye una medida de la calidad de la unidad. Su evaluación debería realizarse cuando se esté en la incertidumbre de utilizar una unidad tipo IV o V, o cuando se tenga un alto alabeo que puede conducir a la unidad a una falla de tracción por flexión.

La técnica de ensayo empleada consiste en someter la unidad (Fig. 6.12) a la acción de una carga concentrada (al centro) creciente, a una velocidad de desplazamiento entre los cabezales de la máquina de ensayos de 1.25 mm/min; luego se calcula f<sub>t</sub> mediante la aplicación de la fórmula de flexión simple de resistencia de materiales:

$$f_t = M y / I = 3 P L / (2 b h^2)$$

b = ancho de la unidad

y = h/2

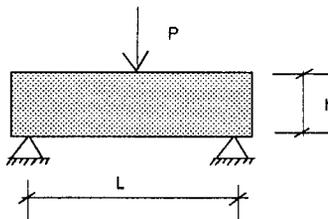
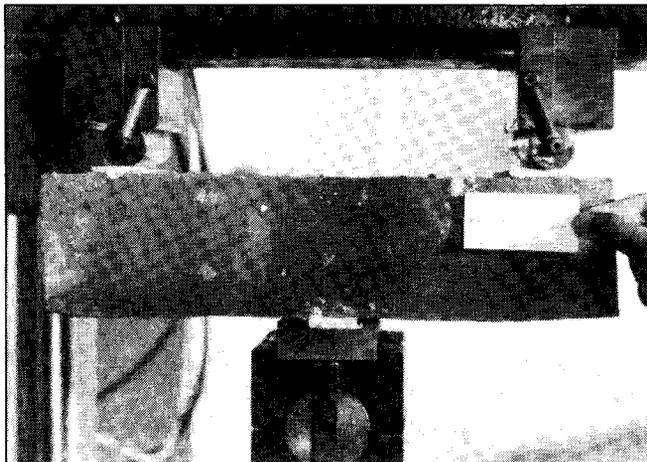


Fig. 6.12

*Ensayo de tracción por flexión en una máquina universal.*



#### e) Eflorescencia

La muestra de 10 (o 6) unidades se divide en dos grupos. Cada grupo se coloca en una bandeja (espaciando las unidades cada 5 cm), la misma que tiene una altura de agua de 25 mm. Esta operación se hace en una cámara de humedad controlada (30 a 70 % de humedad), exenta de corrientes de aire. Transcurridos 7 días, las unidades se secan durante 24 horas en un horno a 110°C, para luego dejarlas enfriar a temperatura ambiental.

Finalmente, se aprecia la diferencia de colores entre los vértices y la zona central. Dependiendo de que aparezcan manchas blancas, la unidad califica como "Eflorescida", "Ligeramente Eflorescida" o "Sin Eflorescencia". Cabe recalcar que la presencia de sales cristalizadas destruyen la superficie del ladrillo; y que de ocurrir este problema, los muros deben limpiarse en seco con una escobilla metálica.

#### 6.1.5.B. Bloques de Concreto

De acuerdo con la Norma ITINTEC 339.005, los bloques se clasifican en:

TIPO I.- Usados en la construcción de muros portantes. El espesor mínimo de las caras o paredes del bloque debe ser 15 mm.

TIPO II.- Empleados para la construcción de tabiques, cercos y parapetos. El espesor mínimo de las caras o paredes del bloque debe ser 13 mm.

Las dimensiones nominales (las reales más 1 cm de junta) de los bloques enteros que usualmente se emplean en los muros portantes, son: 40x15x20 y 40x20x20 cm (largo x ancho x altura); en tanto que las dimensiones de los medios bloques son 20x15x20 y 20x20x20 cm.

Puesto que los bloques son empleados en edificaciones con dimensiones modulares en sus ambientes, la Norma es rigurosa en el aspecto dimensional; se especifica que por cada lote de 2 millares debe hacerse la prueba de variación de dimensiones sobre una muestra de 20 unidades, admitiéndose tolerancias hasta de  $\pm 3$  mm en cada arista, con un alabeo máximo de 3 mm. Si se encuentra que dos bloques de esa muestra no cumplen con esas especificaciones, se ensaya otra muestra; si se vuelve a encontrar otras dos unidades defectuosas, se rechaza el lote.

De las 20 unidades anteriores se seleccionan tres bloques; dos se ensayan a compresión (velocidad de carga entre 20 a 30 kg/cm<sup>2</sup>-min) y uno a absorción (24 horas de inmersión). La absorción máxima permitida es 12 %; en tanto que la resistencia mínima ( $f_b$ , en kg/cm<sup>2</sup>) especificada por las Normas ITINTEC 339.005 y E-070 es:

ITINTEC 339.005 (sobre área bruta)			E-070 (sobre área neta)		
Tipo	$f_b$	Mínima por Bloque	Tipo	Denominación	$f_b$
I	60	50	I	Portante	140
II	20	10	II	Tabique	60

Los ensayos realizados en la PUCP para la única planta que produce en forma industrial bloques de concreto vibrado en Lima: "Planta de Concreto Vibrado S.A.", proporcionaron una resistencia  $f_b$  de 115 kg/cm<sup>2</sup> sobre área neta y 65 kg/cm<sup>2</sup> sobre área bruta, con una absorción de 6% y una succión de 40 gr/200 cm<sup>2</sup>-min. Según la Norma E-070, esta unidad no clasificó como Tipo I, aunque sí lo hizo con la Norma ITINTEC. Puesto que los muros construidos con estos bloques tuvieron buen comportamiento en los ensayos de carga lateral (Capítulo 7, Proyecto B7), se considera suficiente las especificaciones de la Norma ITINTEC.

## 6.2 TECNOLOGIA DEL MORTERO. CLASIFICACION, FLUIDEZ y RETENTIVIDAD

La función principal del mortero en la albañilería es adherir las unidades corrigiendo las irregularidades que la misma tiene, así como sellar las juntas contra la penetración del aire y de la humedad.

El mortero básicamente está compuesto por cemento portland tipo I, cal hidratada normalizada, arena gruesa y agua. El cemento y la cal funcionan como aglomerantes, mientras que la arena es un agregado inerte.

La función del cemento es proporcionar resistencia a la mezcla, en tanto que la cal le proporciona trabajabilidad y retentividad (evita que el agua se evapore rápidamente). La función de la arena es proporcionar estabilidad volumétrica a la mezcla, permitiendo el asentado de varias hiladas en una jornada de trabajo; adicionalmente, la arena atenúa

la contracción por secado, por lo que se recomienda: no usar arena fina y lavar la arena gruesa (Fig. 6.13) si ella tuviese mucho polvo. La función del agua es proporcionar trabajabilidad a la mezcla, así como hidratar al cemento.

Fig. 6.13

Lavado de la arena  
por la malla # 200



La Norma E-070 especifica las proporciones volumétricas de la mezcla, clasificándola con las siglas "P" para su empleo en muros portantes y "NP" para los muros no portantes; en ambos casos, se deja como alternativa emplear cal en el mortero:

Tipo	Cemento	Cal (*)	Arena	Tipo	Cemento	Arena
P1-C	1	1	4	P1	1	4
P2-C	1	1	5	P2	1	5
NP-C	1	1	6	NP	1	6

(\*) Es recomendable no usar más de 1/2 volumen de cal

Es necesario señalar que la Norma ASTM C-270 especifica 2 tipos de mortero (M y S) para la construcción de los muros portantes, de manera que el volumen de arena esté comprendido entre  $2\frac{1}{4}$  y 3 veces la suma de los volúmenes de los aglomerantes (cemento y cal):

Tipo	Cemento	Cal	Arena
M	1	$\frac{1}{4}$	2.8 a 3.8
S	1	$\frac{1}{4}$ a $\frac{1}{2}$	2.8 a 4.5

En cuanto a la **adherencia unidad-mortero**, ésta se logra cuando los solubles del cemento (básicamente la **etringita**) son absorbidos por la unidad, cristalizándose (como agujas) en sus poros. La adherencia se ve favorecida cuando el mortero penetra en las

perforaciones y rugosidades de la unidad, formando una especie de llave de corte entre las hiladas; al respecto, ensayos realizados en la PUCP sobre muretes sujetos a compresión diagonal, indicaron que cuando el mortero se compactó especialmente en cada una de las 18 perforaciones de la unidad (cosa que no es posible realizar en obra), la resistencia al corte se incrementó en 50%.

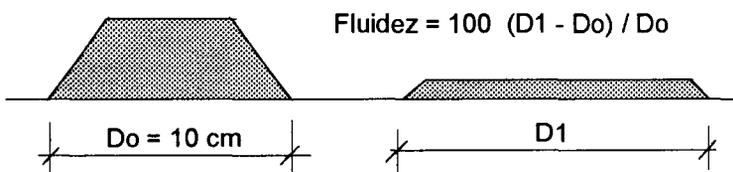
Por otro lado, es necesario que el mortero se extienda sobre toda la superficie (vertical y horizontal) de la unidad por asentar, para lo cual debe ser trabajable. Una forma práctica de comprobar la extensión del mortero consiste en pegar dos unidades y separarlas después de un minuto, deberá observarse que el mortero cubra toda la superficie de la unidad superior.

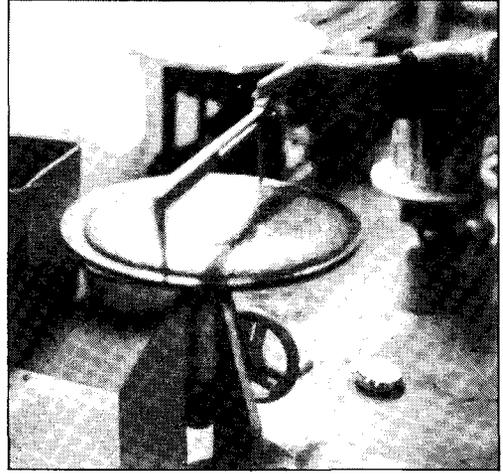
Por lo expuesto, es necesario que la unidad tenga una succión adecuada al instante de asentarla, de manera que su superficie se encuentre relativamente seca (para que absorba el cementante del mortero) y su núcleo esté saturado (Fig. 2.7), de modo que la misma unidad sirva para curar al mortero (evita que se agriete al secarse). En las unidades que deban asentarse en seco (bloques de concreto y ladrillos sílicos-calcáreos), se recomienda adicionar  $\frac{1}{2}$  volumen de cal hidratada y normalizada, para así mejorar la retentividad del mortero.

La **Consistencia** (Temple o Fluidez) se define como la capacidad que tiene la mezcla de poder discurrir (fluir), o de ser trabajable con el badilejo; en tanto que la **Retentividad** se define como la capacidad que tiene la mezcla para mantener su consistencia, o de continuar siendo trabajable después de un lapso de tiempo.

Para determinar la **Fluidez** en obra, se puede utilizar la prueba de revenimiento (slump o asentamiento) en el cono de Abrams, recomendándose que éste sea de 6 pulgadas. En el Laboratorio se realiza un ensayo en la mesa de sacudidas (Fig. 6.14), la que consiste de un molde tronco-cónico (diámetro en su base =  $D_0 = 10$  cm) sobre el cual se vacía y apisona en 3 capas la mezcla; luego se desmolda, se imprime 25 golpes verticales y se observa cuánto se incrementa el diámetro inicial (de  $D_0$  a  $D_1$ ). Se recomienda que la fluidez (definida mediante la expresión  $100 (D_1 - D_0) / D_0$ ) sea del orden de 120%.

En realidad, la prueba en la mesa de sacudidas no se emplea en obra y sólo sirve con fines de investigación, las que terminan dando recomendaciones de carácter práctico, como el uso de la cal en unidades que se asientan en seco, o un slump apropiado en el cono de Abrams.



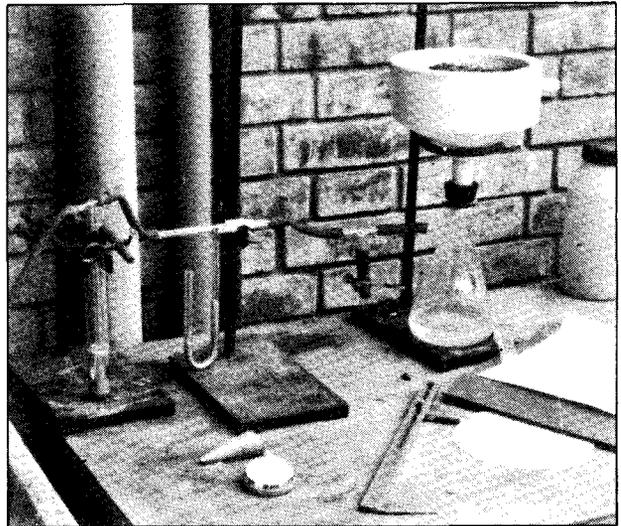


*Fig. 6.14. Mesa de sacudidas y medición del diámetro final en un ensayo de Fluidez.*

La prueba de **Retentividad** se realiza en la mesa de sacudidas, empleándose la misma mezcla ensayada previamente a fluidez, pero extrayendo el agua en una cámara de vacíos durante un minuto (Fig. 6.15). En este caso, se recomienda que la relación entre el diámetro final y el diámetro obtenido en la prueba de fluidez sea mayor que 0.8.

**Fig. 6.15**

*Cámara de vacíos para extraer el agua del mortero en la prueba de Retentividad.*



### 6.2.1. Componentes del Mortero

#### A. Cemento

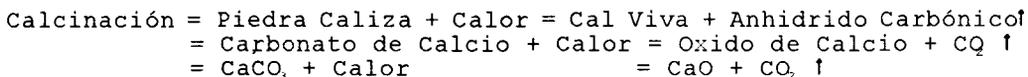
Se utiliza básicamente el cemento portland tipo I y excepcionalmente, el cemento portland tipo II (resistente a los sulfatos). Cuando se emplee cemento puzolánico IP, se recomienda preparar una mezcla más rica (bajando 1/2 volumen a la arena) para lograr la misma resistencia que con un cemento tipo I. El peso volumétrico del cemento es  $1500 \text{ kg/m}^3$ , y se vende en bolsas de 1 pie cúbico con 42.5 kg de peso.

En el Perú hubo dos intentos para introducir el **Cemento de Albañilería** (mezcla de cemento portland, puzolana, escorias, cal hidráulica con piedra caliza, tiza, talco, arcilla, conchas marinas, etc.) por parte de las compañías Cementos Lima y Cementos Yura, sin ningún éxito; observándose que mezclas 1:4 proporcionaban resistencias a compresión 10 veces menores que las obtenidas con cemento portland tipo I.

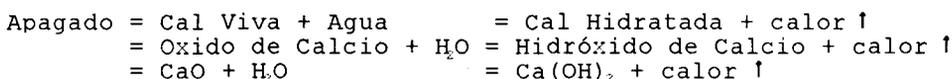
#### B. Cal Hidratada Normalizada

De emplearse cal en el mortero, ésta debe ser hidratada y normalizada; la razón por la cual la cal debe ser normalizada se debe a que pueden existir partículas muy finas, que en vez de funcionar como aglomerante lo hacen como residuos inertes. El peso volumétrico de la cal es del orden de  $640 \text{ kg/m}^3$ .

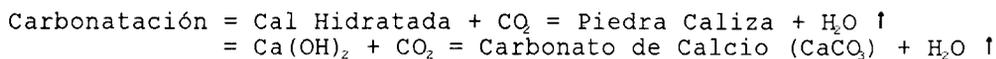
La cal viva proviene de la **calcinación** (quemado a temperaturas del orden de  $1000^\circ\text{C}$ ) de la piedra caliza:



Luego se procede con el apagado (hidratación) de la cal viva, agregando agua para formar la **Cal Hidratada** (Hidróxido de Calcio):



Cuando se emplea cal en el mortero, ésta (a diferencia del cemento) endurece muy lentamente al reaccionar con el anhídrido carbónico del ambiente, en un proceso llamado **Carbonatación**:



La carbonatación resulta beneficiosa para el mortero por 2 razones:

1. Las fisuras se sellan a lo largo del tiempo al formarse cristales de carbonato de calcio, los que proveen alguna resistencia adicional sobre la dada por el cemento.
2. Al endurecer lentamente se favorece la retentividad de la mezcla.

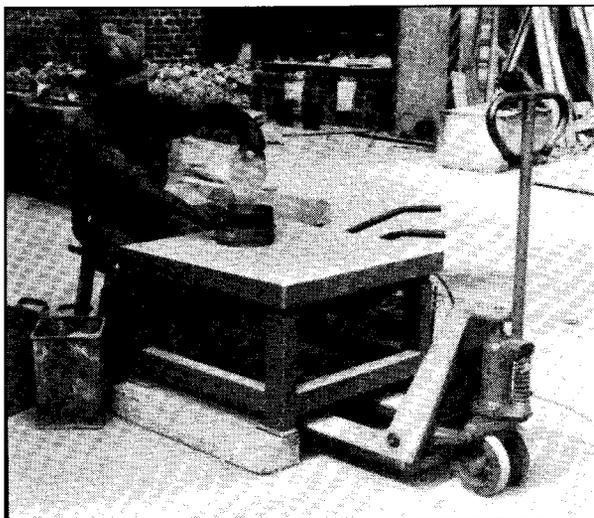
### C. Arena Gruesa

Es conveniente que la arena sea gruesa, con granos redondeados y de una granulometría completa (con variedad en el tamaño de las partículas), ya que así se pueden llenar los espacios vacíos. Al respecto, existen diferencias entre la granulometría propuesta por la Norma ASTM C144-76 y la Nacional E-070, recomendándose usar la del ASTM por la variedad en el tamaño de las partículas que esa Norma específica:

MALLA # (mm)	PORCENTAJE QUE PASA ASTM	QUE PASA E-070
4 (4.75)	100	100
8 (2.36)	95 a 100	95 a 100
16 (1.18)	70 a 100	
30 (0.60)	40 a 75	
50 (0.30)	10 a 35	
100 (0.15)	2 a 15	25% máx.
200 (0.075)	0	10% máx.

Fig. 6.16

*Determinación de la Granulometría de la arena empleando una mesa vibradora y mallas estándar ASTM.*



Adicionalmente, en la Norma ASTM se indica que no debe quedar retenido más del 50% de la arena entre 2 mallas consecutivas, ni más del 25% entre las mallas # 50 y # 100. Por otro lado, en las Normas ASTM y E-070 se especifica que el módulo de fineza (suma de los porcentajes retenidos por las mallas 100, 50, 30, 16, 8 y 4, dividido entre 100) debe estar comprendido entre 1.6 y 2.5. Finalmente, no debe usarse arena de mar, en vista que las sales que ella contiene producirían la eflorescencia de la unidad.

#### D. Agua

El agua deberá ser potable, libre de materias orgánicas y de sustancias deletéreas (aceite, ácidos, etc.). El uso de agua de mar produce eflorescencia en los ladrillos por las sales que contiene.

#### 6.2.2. Ensayos de Compresión

El ensayo de compresión en probetas de mortero (usualmente cubos de 5 cm de lado, vaciados sobre moldes metálicos, Fig. 6.17, y curados durante 28 días en una poza con agua) se realiza sólo con fines de controlar la calidad del mortero.

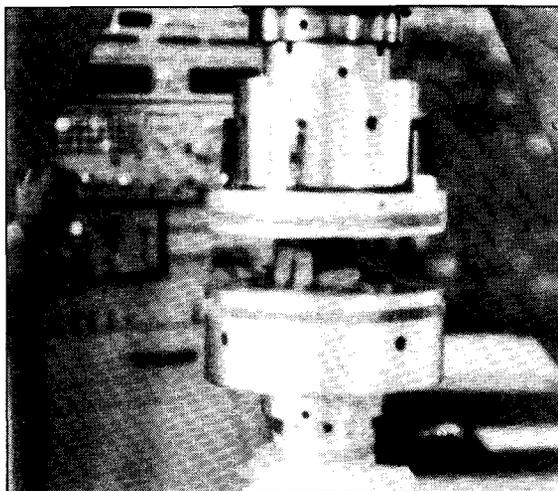
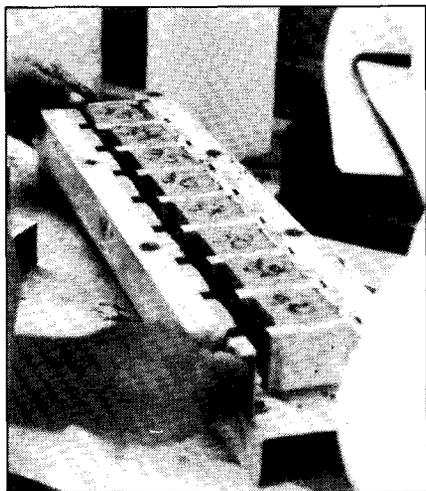


Fig. 6.17. Moldes de aluminio para la fabricación de probetas cúbicas de mortero y ensayo de compresión.

Lo expresado en el párrafo anterior se debe a que las probetas no reflejan las condiciones reales que se producen en la junta: 1) la interacción unidad-mortero, o pérdida de agua en la mezcla por succión de la unidad; 2) el espesor de la junta, a menor altura de la probeta se obtiene mayor resistencia; y, 3) la restricción al

desplazamiento lateral impuesto por los cabezales de la máquina de ensayo. Respecto a la interacción unidad-mortero, en la Norma UBC (Uniform Building Code - California) se especifica utilizar como mezcla para las probetas, una capa de 15 mm de espesor colocada previamente sobre la unidad durante un minuto.

Es conveniente que el mortero tenga una resistencia a compresión semejante al de la unidad, a fin de evitar su falla por aplastamiento y tratar de dar homogeneidad a la albañilería. Por esta razón, se recomienda utilizar mortero 1:3 o 1:4 para edificaciones de 4 a 5 pisos (con unidades de alta resistencia a compresión), mientras que para edificaciones de 1 a 3 pisos puede usarse mortero 1:5.

Debe señalarse que el uso de cal en el mortero disminuye su resistencia a compresión; sin embargo, en la Ref. 7 se indica que un decrecimiento del 69% en la resistencia del mortero sólo afecta en un 10% a la resistencia a compresión de la albañilería.

### 6.3 EL MORTERO Y EL CONCRETO FLUIDO ("GROUT")

Como se ha indicado en el Capítulo 2, dependiendo del tamaño de los alveolos de la unidad se emplea mortero fluido o concreto fluido. **El mortero fluido** (usado para rellenar los pequeños alveolos de las unidades sílico-calcáreas) está compuesto por cemento portland tipo I o II (no debe usarse el puzolánico IP), cal hidratada normalizada, arena gruesa y agua que le proporcione la consistencia de una sopa espesa de sémola (slump entre 8 a 10 pulgadas, Fig. 1.7). **El concreto fluido** (empleado para rellenar los alveolos de los bloques de concreto) tiene los mismos componentes que el mortero fluido, pero además debe agregarse confitillo de 3/8" (comercializado como piedra de 1/4").

La proporción volumétrica (cemento: cal: arena) para el mortero fluido, exigida por la Norma E-070, es 1: 1½: 3. En tanto que en la Norma ASTM C476-80 se especifica:

	"G R O U T"	S E G U N	L A	N O R M A	ASTM C476-80
	CEMENTO	CAL		ARENA	CONFITILLO
Mortero Fluido	1	0 a 1/10		2¼ a 3 veces los aglomerantes	---
Concreto Fluido	1	0 a 1/10		2¼ a 3 veces los aglomerantes	1 a 2 veces los aglomerantes

Por la mayor experiencia norteamericana en muros armados, se recomienda utilizar las proporciones especificadas por la Norma ASTM, mezclando a máquina los componentes (mínimo por 5 minutos) y desechando el grout con más de 1½ hora de preparado. No deberá usarse aditivos con cloruro de calcio ya que corroen el refuerzo.

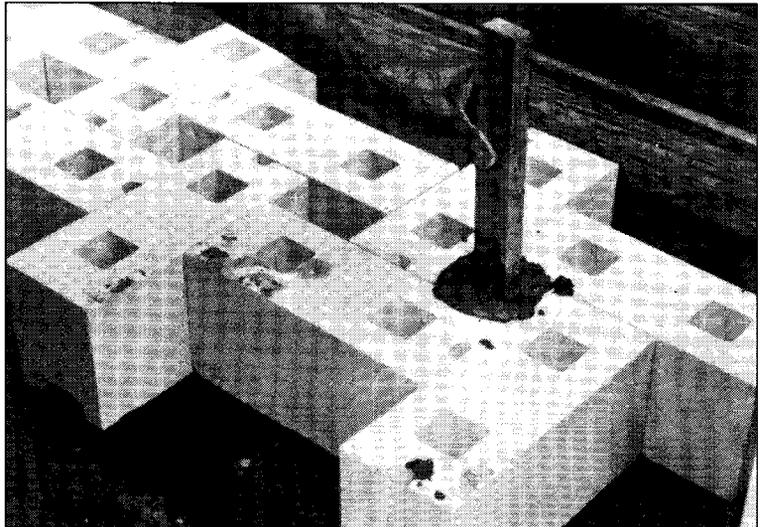
Ensayos realizados en la PUCP sobre concreto fluido, empleando una mezcla cemento-cal-arena-confitillo-agua de 1: 1/10: 2½: 1½: 1 (slump 8") y probetas cilíndricas estándar

( $\phi = 15$  cm,  $h = 30$  cm, curadas durante 28 días), proporcionaron una resistencia a compresión  $f_c = 194$  kg/cm<sup>2</sup>, por encima del valor mínimo recomendado (140 kg/cm<sup>2</sup>).

Sin embargo, debe anotarse que en la Norma ASTM se especifica el empleo de probetas prismáticas con dimensiones 3x3x6 pulgadas, preparadas en moldes absorbentes formados por 4 bloques (o la disposición mostrada en la Fig. 6.18). Al respecto, la mezcla PUCP, indicada en el párrafo anterior, se vació en los alveolos de los bloques de concreto forrados interiormente con tela (para evitar que la mezcla se pegue a la unidad y permitir la transferencia de agua hacia el bloque); luego de recortar los bloques, se ensayaron a compresión esas probetas bajando la resistencia de 194 a 150 kg/cm<sup>2</sup>.

Fig. 6.18

*Preparación de probetas de mortero fluido empleando como moldes unidades sílico-calceas estándar.*



Respecto al **confitillo**, la Norma ASTM especifica la siguiente granulometría:

MALLA	% QUE PASA
1/2"	100
3/8"	85 a 100
#4	10 a 30
#8	0 a 10
#16	0 a 5

Finalmente, de existir muchos finos (polvo que genera una alta contracción por secado) en el confitillo, éste deberá tamizarse o lavarse.

## 7

**ENSAYOS EN SISTEMAS  
DE ALBAÑILERIA**

El objetivo de este capítulo es dar a conocer las propiedades de los materiales nacionales, así como describir el comportamiento sísmico-experimental de la albañilería (armada, confinada y no reforzada); para lo cual, se hará un breve recuento de las principales investigaciones efectuadas en el Laboratorio de Estructuras de la PUCP, adicionando experimentos realizados en el extranjero.

Para mayor información deberá recurrirse a los reportes presentados en los Libros de Ponencias de los Congresos Nacionales de Ingeniería Civil. Debe indicarse que la mayoría de los proyectos fueron realizados por alumnos de la PUCP, bajo el asesoramiento del autor; por lo que la información en detalle de cada trabajo está reportada en las respectivas Tesis de Grado. Asimismo, debe destacarse que los resultados de estas investigaciones han permitido formular una nueva propuesta de diseño a la rotura, tal como se verá en el Acápito 8.1.

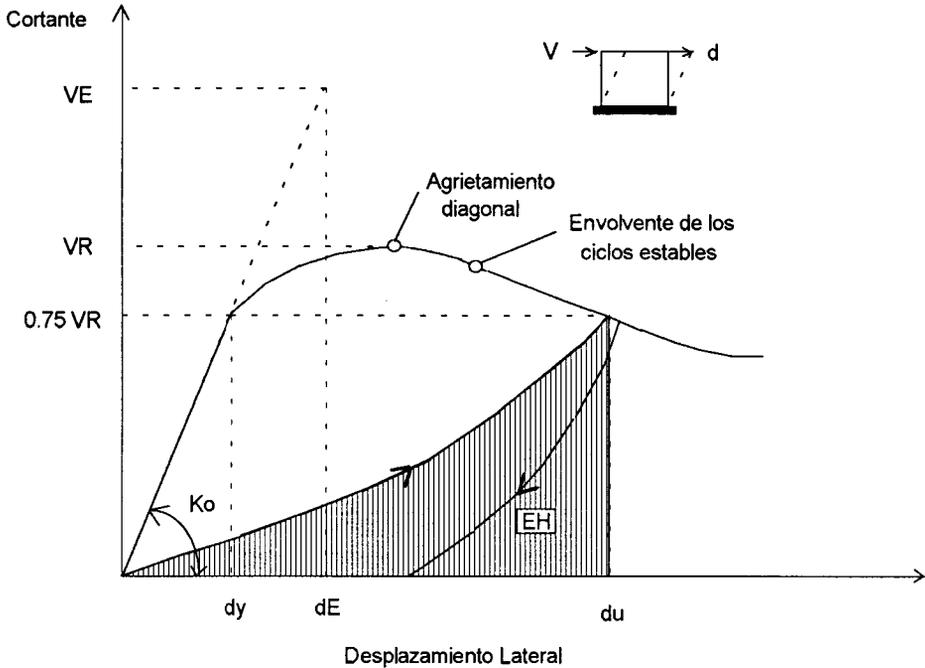
Los proyectos de investigación han sido agrupados en tres partes:

- A.- Albañilería Simple (pilas, muretes, muros no reforzados, etc.).
- B.- Ensayos de Carga Lateral Cíclica en Muros Armados y Confinados.
- C.- Ensayos Pseudo-Dinámicos y Dinámicos.

Primeramente, mediante una serie de figuras, se mostrarán algunas definiciones y los ensayos típicos que se efectúan en estos sistemas. Así por ejemplo, en la Fig. 7.0 se indica cómo se calcula experimentalmente el coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas por ductilidad ( $R_d$ ); mientras que en las Figs. 7.1 a 7.6 aparecen las técnicas de ensayo empleadas y las fallas típicas observadas en los especímenes.

Cabe destacar que las pilas fallan principalmente por tracción ortogonal a la compresión aplicada (grieta vertical); esto se debe a que el mortero trata de expandirse lateralmente en mayor proporción que la unidad y puesto que debe existir compatibilidad de deformación entre ambos elementos, el mortero trabajará a compresión y la unidad a tracción lateral. Otro tipo de falla en las pilas es por aplastamiento (de la unidad o del mortero), producida cuando se emplean materiales de baja resistencia. Los muros y muretes fallan por fuerza cortante en forma escalonada a través de las juntas, o cortando las unidades (tracción diagonal); lo último se produce cuando se desarrolla una buena adherencia entre el mortero y la unidad.

Por otra parte, la resistencia característica (" $f_m$ " en pilas y " $v_m$ " en muretes) se ha obtenido restando una desviación estándar al valor promedio de rotura, tal como indican las Normas ITINTEC; estadísticamente, esto significa que por lo menos el 84% de los especímenes tendrán una resistencia mayor que la característica.



$K_0$  = Rigidez Lateral Inicial

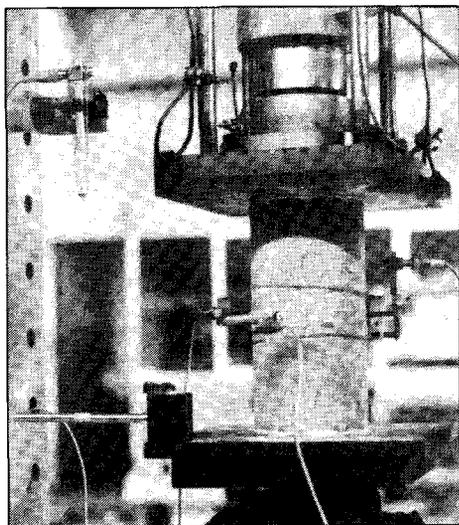
$E_H$  = Capacidad de Absorción de Energía Inelástica

$E$  = Energía Elástica Equivalente =  $VE \cdot d_E / 2 = VE^2 / 2 K_0$

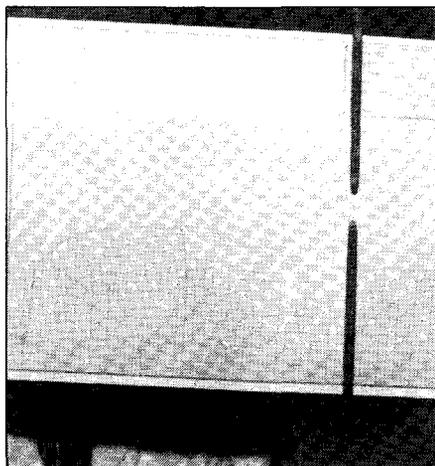
$\mu$  = Ductilidad de Desplazamiento al 25% de Degradación de Carga =  $d_u / d_y$

**Fig. 7.0. Cálculo Experimental de "Rd"**

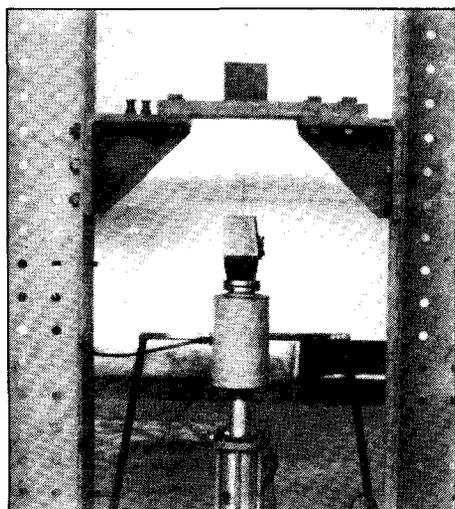
Definiendo la ductilidad como la capacidad que tiene un espécimen de deformarse inelásticamente, sin que se produzcan daños irreparables o una severa degradación en la capacidad de carga, se proponen dos criterios para calcular experimentalmente el coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas por ductilidad "Rd". 1) Criterio de igualación de energía ( $E = E_H$ ): calculando "EH" para una distorsión angular de 1/200, asociada al límite de reparabilidad, se obtiene  $Rd = VE / VR = \sqrt{2K_0 \cdot E_H} / VR$ . 2) En función de la ductilidad de desplazamiento correspondiente al 25% de degradación de carga: igualando E a la energía elastoplástica ideal ( $VR^2 (\mu - 1/2) / K_0$ ), se obtiene  $Rd = VE / VR = \sqrt{(2\mu - 1)}$ . La aplicación del primer criterio proporciona valores de  $Rd = 1.8$  para muros sin refuerzo horizontal con alta carga axial ( $0.05 \text{ fm} < \sigma < 0.15 \text{ fm}$ ), y  $Rd = 2.5$  para muros con baja carga axial ( $\sigma < 0.05 \text{ fm}$ ), o con alta carga axial ( $\sigma < 0.15 \text{ fm}$ ) pero reforzados horizontalmente. La aplicación del segundo criterio proporciona valores muy elevados de Rd.



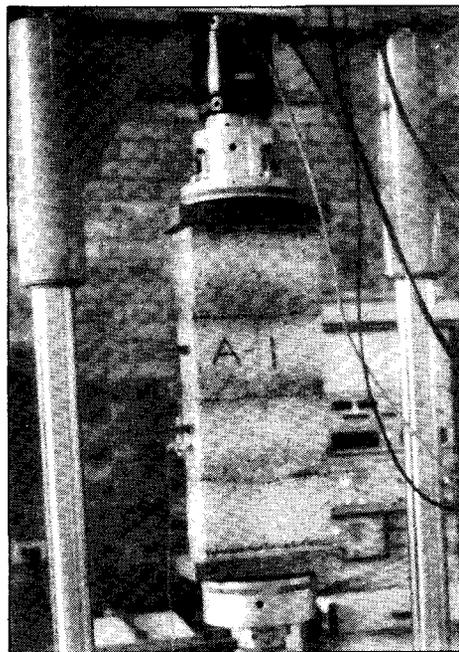
(A)



(B)

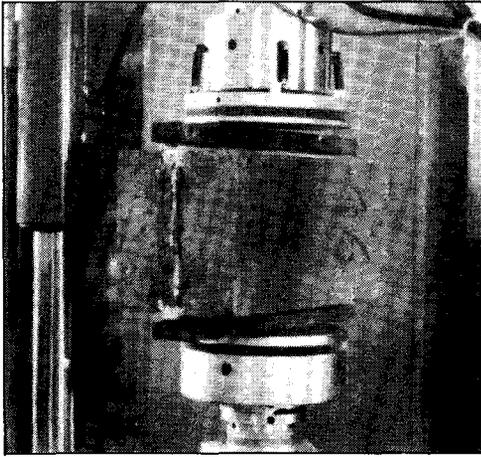


(C)

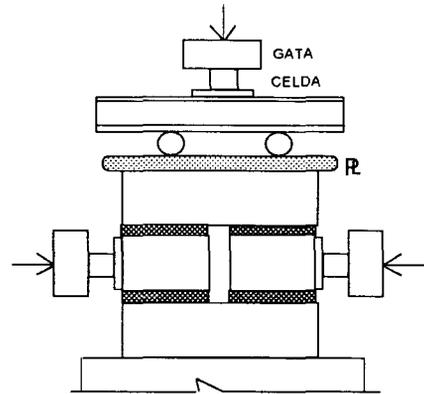


(D)

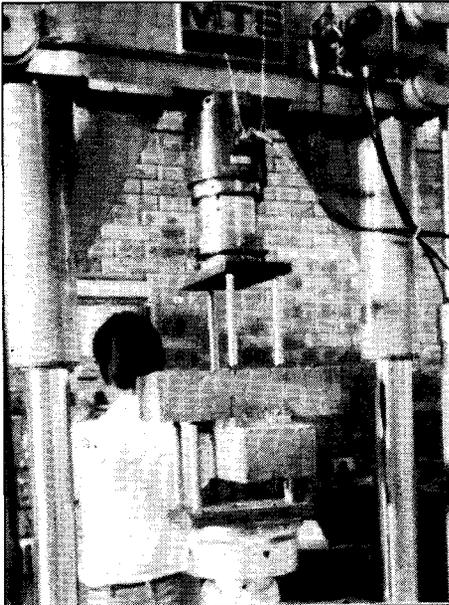
**Fig. 7.1. Ensayos de control:** A) Compresión en una probeta de concreto, el LVDT mide la deformación axial con lo que se calcula el módulo de elasticidad " $E_c$ "; B) Tracción del refuerzo y su gráfica carga-desplazamiento; C) Adherencia acero-albañilería; y, D) Compresión sobre una pila de albañilería instrumentada con LVDT para evaluar el módulo de elasticidad " $E_a$ ". La resistencia a compresión de una pila ( $f_m$ ) se calcula dividiendo la carga de agrietamiento entre el área neta o bruta, según sea el tipo de unidad que se utilice (sólida o hueca).



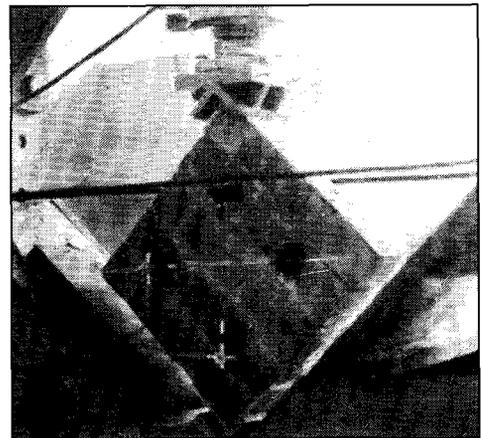
(A)



(B)

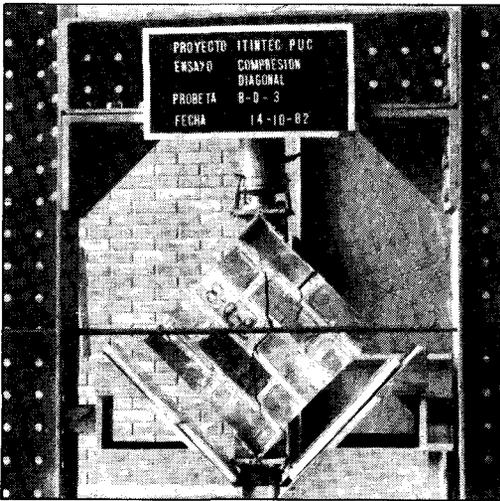


(C)



(D)

**Fig. 7.2. Ensayos para medir la adherencia ladrillo-mortero:** A) Tracción indirecta (ensayo brasileño); B) Corte directo en un prisma de tres hiladas con carga de confinamiento; C) Tracción directa; y, D) Compresión diagonal en muretes, los LVDT's miden la distorsión angular con la que se evalúa el módulo de corte "Ga", la resistencia a compresión diagonal ( $v_m$ ) se calcula dividiendo la carga de agrietamiento entre el área de la diagonal cargada.

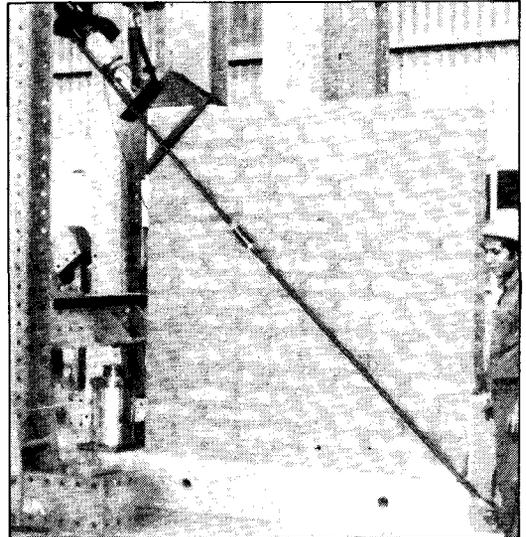
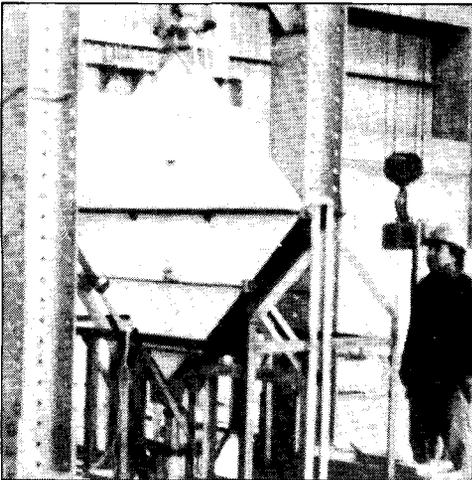


(A)

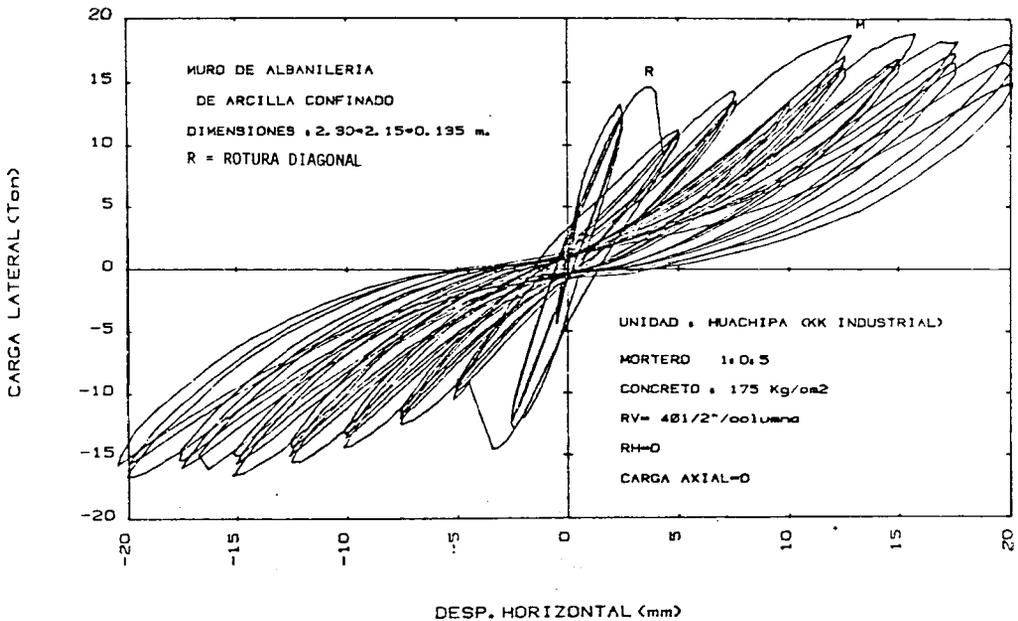
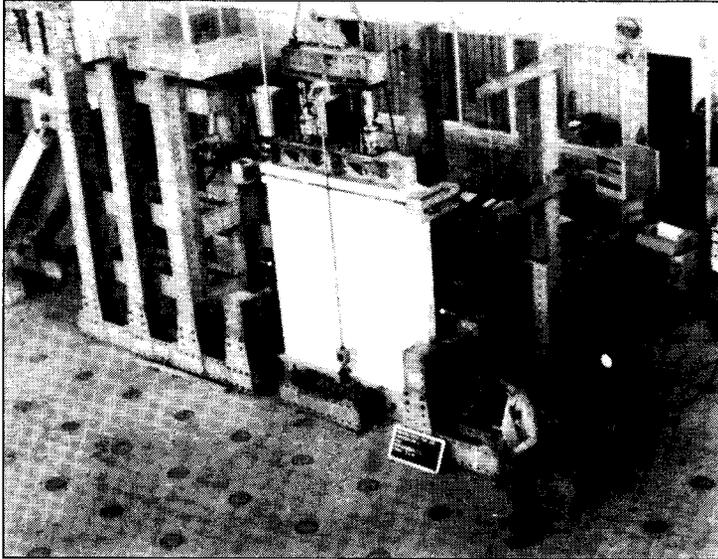


(B)

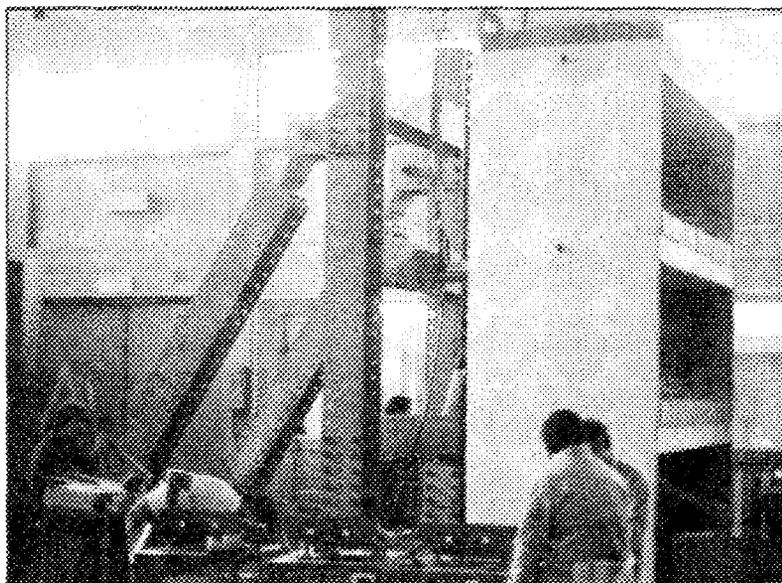
**Fig. 7.3.** A) Falla mixta (escalonada-tracción diagonal) en un murete cuadrado; y, B) Falla por tracción diagonal en un octógono.



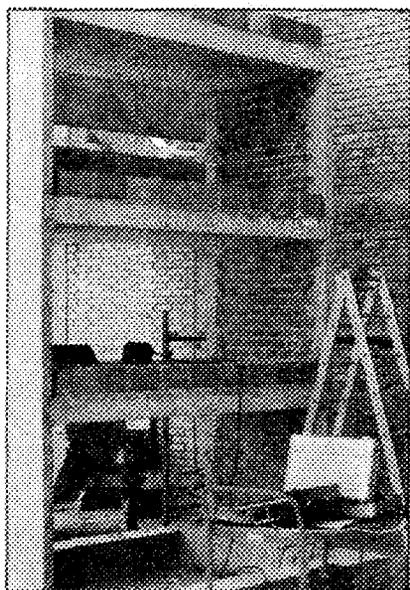
**Fig. 7.4.** Ensayos de compresión diagonal en muros cuadrados a gran escala.



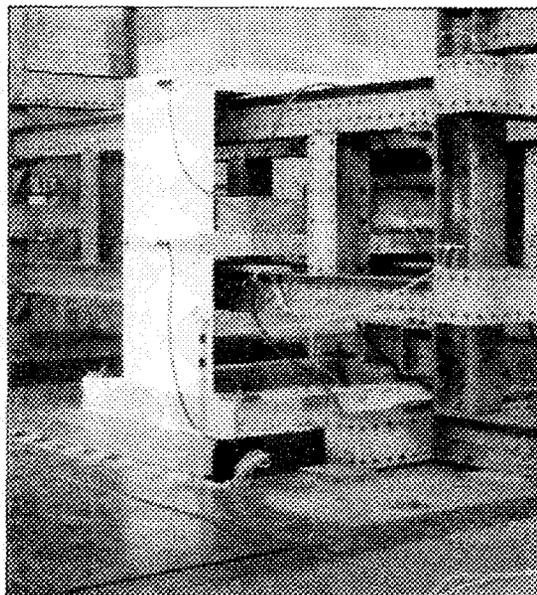
**Fig.7.5.** Ensayo de carga lateral cíclica con carga vertical constante; adicionalmente, se observa: el marco de reacción del actuador dinámico, el sistema de adquisición de datos y una gráfica típica carga-desplazamiento de un muro confinado. Usualmente, por cada fase de desplazamiento horizontal controlado, se aplican tres ciclos de carga y descarga hasta estabilizar el lazo histerético.



(A)



(B)



(C)

**Fig. 7.6.** *Ensayo de simulación sísmica de un módulo de albañilería confinada en mesa vibradora (C), y ensayos previos al dinámico: A) Ensayo estático aplicando carga lateral en cada nivel independientemente, este ensayo se realiza para determinar experimentalmente la matriz de flexibilidad del espécimen; y, B) Medición del período de vibración y del grado de amortiguamiento con un sismógrafo.*

## 7.1 ALBAÑILERIA SIMPLE (PILAS, MURETES, MUROS NO REFORZADOS). EFECTOS DE DIVERSAS VARIABLES SOBRE LA RESISTENCIA.

### A1. ESTUDIO DE LA VARIABILIDAD EN LA CALIDAD DE LOS LADRILLOS PRODUCIDOS EN LA CIUDAD DE LIMA. E. Sánchez. 1982.

De alrededor de 50 ladrilleras (incluyendo las clandestinas) existentes en la ciudad de Lima en el año de 1982, se seleccionaron 14 que producían unidades de arcilla para muros portantes. Estas ladrilleras fueron seleccionadas contemplando su productividad, cantera, tipo de horno y sistema de moldeo. Posteriormente, se efectuaron ensayos de compresión, flexión, absorción, succión, densidad y alabeo sobre las unidades respectivas. Las principales conclusiones fueron:

- No existe control en la calidad de producción (excepto en dos de las ladrilleras muestreadas), por lo que la dispersión de resultados en todas las pruebas resultó elevada.
- El ladrillo KK artesanal, en todos los casos, fue clasificado como tipo II, de acuerdo a las normas ITINTEC; mientras que los de moldeo mecánico clasificaron entre los tipos III y V.
- El grado de cocción influye sustancialmente sobre la resistencia a compresión. Los ladrillos colocados en la parte baja de los hornos abiertos llegaron a tener una resistencia 100% mayor respecto a los ubicados en la zona alta.
- La succión varió entre 45 a 100 gr/200cm<sup>2</sup>-min, por lo que es necesario regar las unidades de arcilla (artesanales e industriales) un día antes de asentarlas.

### A2. COMPORTAMIENTO DE ELEMENTOS DE ALBAÑILERIA EN ENSAYOS DE COMPRESION DIAGONAL y CORTE DIRECTO. A. San Bartolomé. 1980.

En este Proyecto se investigó, principalmente, el efecto del esfuerzo de confinamiento ( $\sigma$ ) sobre la resistencia al corte ( $v$ ); para lo cual, se realizaron ensayos de corte directo sobre prismas de tres hiladas (Fig. 7.2B) y de compresión diagonal en muretes cuadrados (Fig. 7.7). Los especímenes fueron construidos empleando ladrillo KK industrial ( $f_b = 160 \text{ kg/cm}^2$ ) y mortero 1:4. Los resultados promedios (en  $\text{kg/cm}^2$ ) proporcionaron las siguientes fórmulas:

$$\begin{array}{ll} \text{Corte Directo:} & v = 1.16 + 0.94 \sigma \\ \text{Compresión Diagonal:} & v = 4.88 + 0.33 \sigma \end{array}$$

Como conclusión se obtuvo que el ensayo de corte directo (con alta dispersión de resultados: 40%) no refleja el tipo de falla de los muros y sus resultados están

influenciados por la técnica de ensayo impuesta. Adicionalmente, mediante ensayos de compresión diagonal en muretes, se investigaron otras variables, llegándose a las siguientes conclusiones:

- El emplear un espesor de 2 cm en la junta de mortero, disminuye la resistencia al corte en 25% en relación a utilizar un espesor de 1 cm.
- El uso de arena fina en el mortero disminuye la resistencia al corte en 40% en relación a emplear arena gruesa.
- El asentar ladrillos secos (con elevada succión en su estado natural) disminuye la resistencia hasta en 50% en relación a emplear ladrillos regados ("tratados") con agua un día antes de asentarlos.
- La compactación del mortero en cada uno de los orificios de la unidad perforada, creó un anclaje mecánico (llaves de corte o engrape mecánico) entre las hiladas que elevó la resistencia al corte en 45%. Lógicamente este proceso no es aplicable en obra.

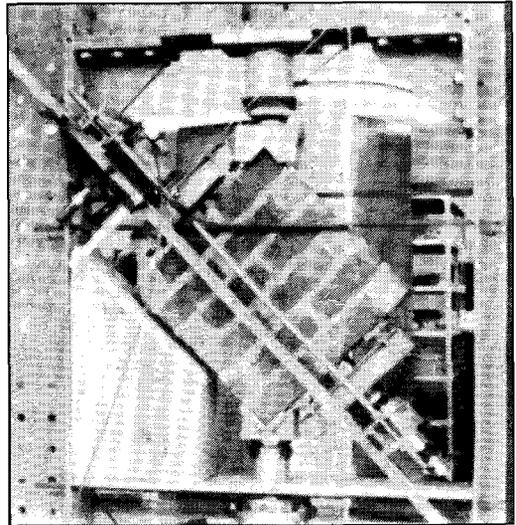


Fig. 7.7

*Ensayo de compresión diagonal con carga adicional de confinamiento.*

### A3. **COMPORTAMIENTO DE MUROS NO REFORZADOS SUJETOS A COMPRESION DIAGONAL. E. Pasquel y D. Gonzáles. 1979.**

Utilizando dos tipos de ladrillo (Central,  $f_b = 145 \text{ kg/cm}^2$  ; y Huachipa,  $f_b = 225 \text{ kg/cm}^2$ ) y cuatro tipos de mortero, se construyeron pequeños especímenes (pilas, muretes, vigas de 8 hiladas y prismas de 3 hiladas) y tres muros no reforzados de 2.4x2.4 m. Los muros se ensayaron a compresión diagonal, mientras que las vigas se ensayaron a flexión. Para cada tipo de ensayo se obtuvieron las siguientes resistencias promedios (en  $\text{kg/cm}^2$ ):

ENSAYO	UNIDAD	M O R T E R O			
		1:3	1:4	1:5	1:½:4½
Compresión de Pilas	Central	87	85	77	--
	Huachipa	165	158	135	113
Compresión Diagonal de Muretes	Central	12.2	11.5	--	--
	Huachipa	17.3	16.6	--	10.8
Flexión de Vigas	Central	--	--	--	--
	Huachipa	7.8	5.6	--	3.4
Corte Directo (*)	Central	--	--	--	--
	Huachipa	10.7	9.2	--	6.4
Muros	Central	--	4.0	--	--
	Huachipa	7.4	6.3	--	--

(\*) Con esfuerzo de confinamiento de 10 kg/cm<sup>2</sup> (Fig. 7.2B)

Las conclusiones de este trabajo indicaron que la resistencia al corte depende de la calidad de la albañilería; además, los ensayos de corte directo y de tracción por flexión en vigas deben descartarse por proporcionar una elevada dispersión de resultados (40%).

#### A4. ALBAÑILERIA NO REFORZADA. EFECTOS DE LA CARGA VERTICAL. A. San Bartolomé. 1981.

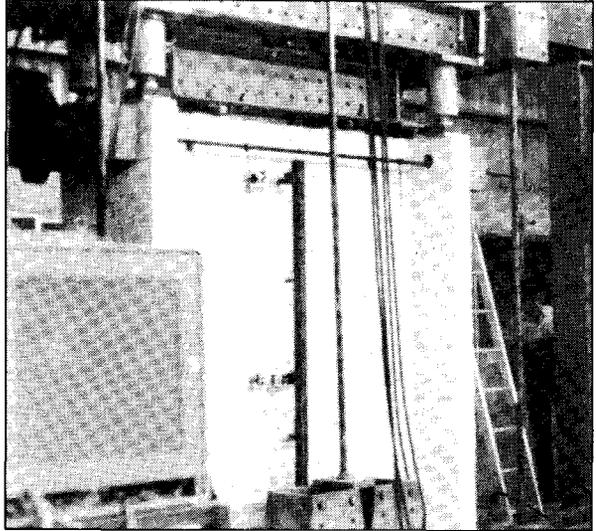
Se utilizaron ladrillos KK industrial y mortero 1:4 para construir 12 muros no reforzados, cuyas dimensiones fueron: 2.00x2.00x0.13 m (f'm = 63 kg/cm<sup>2</sup>), con paredes transversales en sus extremos de 75 cm de longitud (Fig. 7.8). El ensayo fue de compresión diagonal cíclica, variando las magnitudes de la carga vertical. Los principales resultados (en kg/cm<sup>2</sup>) fueron:

Módulo de Elasticidad (en el muro):  $E = 35,000 \approx 500 \text{ f'm}$   
 Módulo de Corte (en el muro):  $G \approx 0.4 E$   
 Resistencia al Corte:  $v = 3.94 + 0.32 \sigma$

- La resistencia al corte fue ligeramente menor que la obtenida en los muros confinados del mismo material; sin embargo, el comportamiento de la albañilería no reforzada es frágil, disminuyendo drásticamente su resistencia y rigidez al ocurrir la falla por corte, la que se produjo para una distorsión angular de 1/700. Cabe destacar que al controlarse los desplazamientos laterales con el actuador dinámico, éste contuvo el colapso del espécimen; de esto se deduce que: de existir algunos muros no reforzados en una edificación de albañilería confinada, los muros confinados impedirían el colapso de los no reforzados. Por lo tanto, se considera adecuado lo especificado en la Norma E-070, en cuanto a que en un edificio de albañilería reforzada puede existir hasta un 30% de muros no reforzados.
- El coeficiente de fricción (0.32) obtenido en los muros a escala natural, fue similar al de los muretes pequeños sujetos a compresión diagonal (0.33, ver el Proyecto A2).

Fig. 7.8

*Ensayo de compresión diagonal cíclica con carga vertical constante en un muro no reforzado con aletas en sus extremos.*



#### **A5. BLOQUETAS ARTESANALES DE CONCRETO. CONVENIO UNIVERSIDAD NACIONAL PEDRO RUIZ GALLO - PUCP. A. Moscol. 1987.**

Los objetivos del proyecto fueron obtener unidades de bajo costo y plantear una alternativa de solución para evitar el uso indiscriminado del suelo agrícola que muchas ladrilleras emplean en la fabricación de las unidades de arcilla. Para lograr estos objetivos, se elaboraron en forma artesanal bloquetas modulares de concreto, empleando un molde de madera forrado internamente con lata (Fig. 6.9). Las bloquetas tuvieron por dimensión 12x14x29 cm ( $t = 12$  cm) con 2 alveolos circulares ( $\phi = 6$  cm, Área Neta / Área Bruta = 0.8). La mezcla tuvo un slump de 1" y fue compactada con un pisón de madera en 3 capas. Se estudiaron 7 tipos de mezclas económicas, siendo la óptima la proporción 1:5:2 (cemento: arena: confitillo). El uso de esa mezcla proporcionó unidades con resistencia  $f_b = 54$  kg/cm<sup>2</sup> a los 28 días de edad (curadas mediante riego durante los primeros 7 días), y una absorción de 12%.

Empleando la proporción óptima y humedeciendo las bloquetas con una brocha (para disminuir su succión y limpiarla de partículas sueltas), se construyeron pilas y muretes con mortero 1:5. En un caso se introdujo refuerzo vertical de caña brava ( $\phi = 1$ " ), relleno los alveolos con el mortero de las juntas (conforme se construían las hiladas, se compactaba el mortero en una altura de media unidad, para generar llaves de corte entre las hiladas); y en el otro caso, los alveolos estuvieron vacíos. Las resistencias (sobre área neta) obtenidas para los dos casos fueron:  $f_m = 35$  kg/cm<sup>2</sup> ( $E = 35000$  kg/cm<sup>2</sup>) y  $v'm = 5.3$  kg/cm<sup>2</sup>; sin embargo, los especímenes reforzados con caña tuvieron mayor ductilidad.

El costo (en el año 1987) por metro cuadrado de muro empleando las bloquetas fue el 50% del correspondiente cuando se utilizaron ladrillos KK artesanales de arcilla, y las resistencias de las unidades, pilas y muretes fueron similares para ambos tipos de unidad. De esta manera, se concluye que las bloquetas de concreto pueden emplearse en la construcción de viviendas de un piso; y enriqueciendo la mezcla, pueden construirse viviendas de hasta dos pisos.

## 7.2 EFECTOS DE DIVERSAS VARIABLES SOBRE EL COMPORTAMIENTO SISMICO DE LOS MUROS ARMADOS Y CONFINADOS. TECNICAS DE REPARACION.

### B1. ALBAÑILERIA CONFINADA. EFECTOS DEL ESTRIBAJE DE CONFINAMIENTO. E. Valle. 1980.

Se usó ladrillo KK industrial y mortero 1:4 para construir 4 muros confinados (columnas con  $4 \phi \frac{1}{2}$ " ) con dimensiones 2.40x2.40x0.13 m ( $f_m = 71 \text{ kg/cm}^2$ ). Estos muros fueron ensayados a carga lateral cíclica, y la variable en estudio fue el estribaje en los extremos del marco de confinamiento:

TIPO	ESTRIBOS
A	[ ] $3/8$ " , 1 @ 5, 5 @ 10, r @ 20 cm
B	Similar al tipo "A" más 2 bastones de $3/8$ " colocados diagonalmente en el nudo superior
C	[ ] $1/4$ " , similar disposición al tipo "A"
D	[ ] $1/4$ " , 1 @ 5, r @ 20 cm

El muro "C" tuvo problemas de cangrejas en las columnas, que provocaron la disminución de su resistencia hasta en 50% en relación con el resto de muros. El muro que tuvo mejor comportamiento inelástico fue el "B" seguido del "A" y del "D", respectivamente (Fig. 7.9). Sin embargo, es necesario precisar que al adicionar los bastones en el muro "B" se congestionaron los nudos, aparte de que estos bastones también deberían colocarse en el nudo inferior, por lo que se puede decir que no es recomendable su uso.

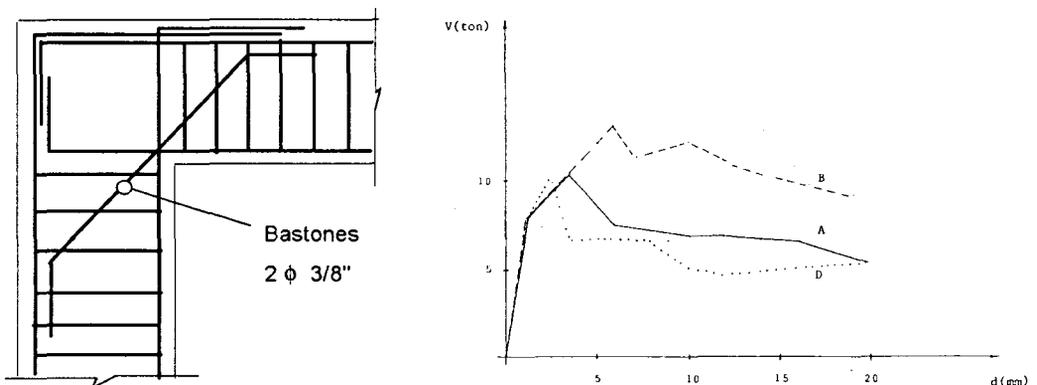


Fig. 7.9. Refuerzo empleado en la esquina superior del muro "B" y Envolvente Cortante-Desplazamiento de los ciclos estables para los muros A, B y D.

**B2. ENSAYOS DE CARGA LATERAL CICLICA EN MUROS CONFINADOS. CORRELACION DE RESULTADOS ENTRE ESPECIMENES A ESCALA NATURAL y PROBETAS PEQUEÑAS. A. San Bartolomé. 1983.**

Se utilizaron tres tipos de unidades de arcilla (Fig. 2.6): "A" (KK Artesanal), "B" (KK Industrial) y "C" (Rejilla Industrial), con dos tipos de mortero: "0" (1:5, sin cal) y "1" (1:1:5, con cal), para construir 30 pilas, 30 muretes (60x60 cm) y 12 muros confinados de 2.40x2.40 m. En cada columna se utilizó como refuerzo vertical  $4 \phi \frac{1}{2}$ ", con estribos  $[\ ] \phi \frac{1}{4}$ ",  $1 @ 5$ ,  $4 @ 10$ ,  $r @ 25$  cm. Los resultados promedios (en kg/cm<sup>2</sup>) de cada serie compuesta por los ensayos de: compresión axial de 5 pilas (f'm), compresión diagonal de 5 muretes (v'm) y fuerza cortante ciclica de 2 muros (vR es la resistencia asociada al primer agrietamiento diagonal, y G es el módulo de corte), fueron:

SERIE	UNIDAD	f' b	MORTERO	f' m	v' m	vR	G
A-0	A	57	0	40	5.5	3.5	7950
A-1	A	57	1	36	4.8	3.4	8200
B-0	B	145	0	68	9.4	4.7	14020
B-1	B	145	1	62	8.4	4.7	17560
C-0	C	215	0	96	9.6	5.4	18090
C-1	C	215	1	78	10.0	5.0	16540

Las principales conclusiones fueron (ver la Fig. 7.12):

- El empleo de cal en el mortero no produjo mayor variación en los resultados, debido a que la falla fue por tracción diagonal en todos los muros (Figs. 3.26 y 7.10). La buena adherencia lograda se debió a que las unidades de arcilla fueron regadas durante 25 minutos un día antes de asentarlas, disminuyendo su elevada succión natural (entre 45 a 80 gr/200 cm<sup>2</sup>-min) a 15 gr/200 cm<sup>2</sup>-min.
- El valor de G fue calculado experimentalmente en los muros a escala natural; luego, suponiendo que el módulo de elasticidad de la albañilería (E) era igual a 2.5 G (lo que proporcionó  $E \approx 500$  f'm) y transformando las columnas de concreto en áreas equivalentes de albañilería (criterio de la sección transformada), los desplazamientos elásticos pudieron predecirse mediante la teoría de resistencia de materiales (modelando el muro como una viga en voladizo deformable por flexión y fuerza cortante). De esta manera, fueron corroborados los parámetros elásticos ( $E = 500$  f'm, y  $G = 0.4 E$ ) de la Norma E-070.
- La resistencia unitaria al corte de los muros (vR) puede ser evaluada mediante las fórmulas:  $vR = 0.5 \sqrt{f'm}$ , o  $vR = 0.5 v'm$ ; sin embargo, ensayos posteriores demostraron que era mejor correlacionar vR con v'm. De esta manera se concluye que la resistencia al corte depende de la calidad de la unidad, en tanto que para la Norma E-070 esta resistencia depende sólo de la inclusión de cal en el mortero.
- Debe indicarse que la fórmula para evaluar vR resulta aplicable sólo para muros con unidades de arcilla; para el caso de muros con unidades sílico-calcáreas (Fig. 7.11), el

tipo de falla es escalonada, formándose adicionalmente fisuras en la zona de conexión columna-albañilería, lo que resulta peligroso para mantener la integridad del sistema.

Fig. 7.10

Falla típica en los muros con ladrillos de arcilla. Ejemplo muro de la serie A-1, ver además la Fig. 3.26 (muro de la serie B-1).

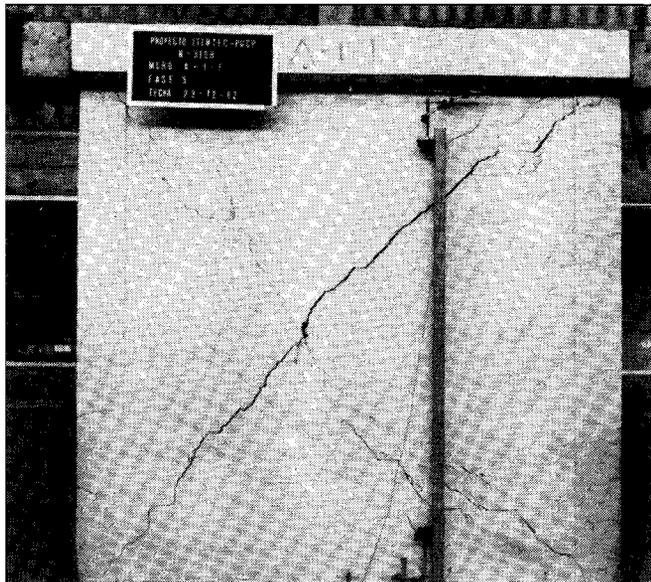
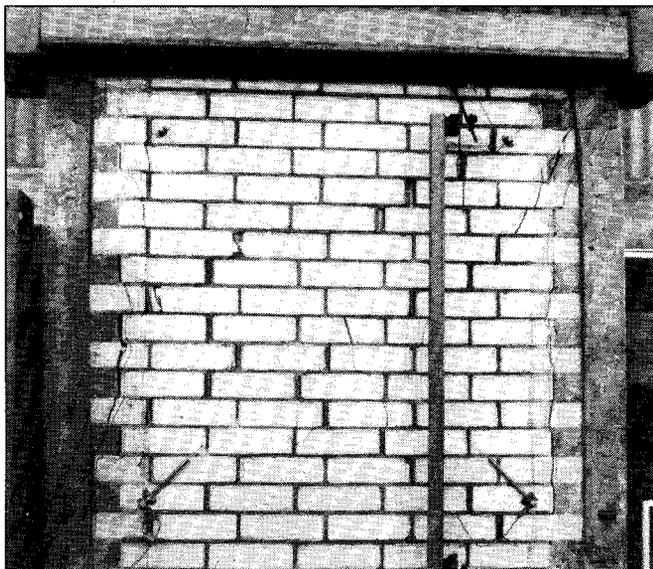


Fig. 7.11

Muro con unidades sílico - calcáreas. Nótese la grieta vertical en la zona de unión columna-albañilería.



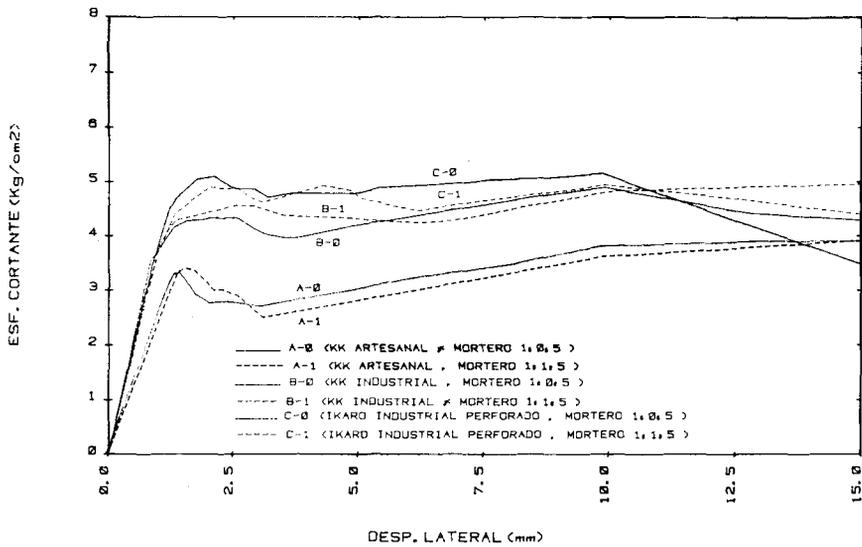


Fig. 7.12. Envolventes esfuerzo cortante-desplazamiento lateral de los ciclos estables, variando la unidad y el mortero

### B3. EFECTOS DEL REFUERZO EN MUROS CONFINADOS. A. Pastorutti. 1985.

Utilizando ladrillos KK industrial ( $f_b = 100 \text{ kg/cm}^2$ ) y mortero 1:1:5, se construyeron cinco muros confinados ( $2.40 \times 2.40 \times 0.135 \text{ m}$ ), los que fueron ensayados a carga lateral cíclica. El estribaje se mantuvo constante y consistió de  $[\ ] \phi \frac{1}{4}$ ,  $1 @ 5$ ,  $4 @ 10$ ,  $r @ 25$  cm; en tanto que el refuerzo vertical y horizontal variaron de la siguiente manera:

MURO	REFUERZO VERTICAL	REFUERZO HORIZONTAL
MR1	4 $\phi$ 1/2"	Nulo (tradicional)
MR2	4 $\phi$ 1/2"	Solera intermedia (13.5x10 cm + 2 $\phi$ 1/2")
MR3	4 $\phi$ 3/8"	2 $\phi$ 1/4" @ 3 hiladas (cuantía 0.16%)
MR4	4 $\phi$ 1/2"	2 $\phi$ 1/4" @ 3 hiladas (cuantía 0.16%)
MR5	4 $\phi$ 1/2"	2 $\phi$ 1/4" @ 6 hiladas (cuantía 0.08%)

Los principales resultados (Fig. 7.13) y conclusiones fueron:

MURO	AGRIETAMIENTO DIAGONAL		CAPACIDAD MAXIMA	
	VR ( $\text{kg/cm}^2$ )	desp. (mm)	VM ( $\text{kg/cm}^2$ )	desp. (mm)
MR1	4.9	1.67	6.5	14.9
MR2	5.3	1.22	8.2	10.0
MR3	(*)	(*)	5.4	4.1
MR4	4.9	1.45	7.2	12.2
MR5	4.9	1.04	7.3	14.7

(\*) falla por flexión:  $v = 4 \text{ kg/cm}^2$ ,  $d = 1.37 \text{ mm}$

- El muro MR3 (Fig. 7.15) falló por flexión, debido al escaso refuerzo vertical empleado (el mínimo permitido); sin embargo, se piensa que si este muro hubiese tenido carga vertical (situación real) su resistencia a flexión se incrementaría y hubiese fallado por corte como el resto de muros. Cabe destacar que a los 10 mm de desplazamiento lateral se formaron grietas diagonales en la mitad inferior de ese muro; y cuando se alcanzó los 15 mm, se produjo una falla por compresión y deslizamiento en la base de las columnas pandeándose el refuerzo vertical, esto motivó la degradación de resistencia; mientras que los otros muros soportaron 20 mm, a pesar de que fallaron por corte.
- El refuerzo horizontal elevó considerablemente la capacidad de deformación inelástica, atenuando el deterioro en los extremos de las columnas y en la albañilería; sin embargo, no elevó la resistencia. Puesto que el muro MR1 tuvo hasta los 15 mm de desplazamiento (mayor a su condición de reparabilidad) igual comportamiento que los muros MR4 y MR5, se considera innecesario adicionar refuerzo horizontal en los muros confinados que tienen poca carga vertical (ver el Proyecto B4). Por otro lado, debe destacarse que cuanto mayor fue el refuerzo horizontal, las fisuras fueron más finas (Fig. 7.16), lo que indica que ese refuerzo trabajó en menor grado; por esto, en los casos que sea necesario añadir dicho refuerzo, se considera suficiente emplear una cuantía mínima de 0.1%.
- El muro MR2 fue más rígido y resistente que los demás; pero, la solera intermedia interrumpió la grieta diagonal originando el deslizamiento de la albañilería superior sobre dicha solera. Esto produjo concentración de esfuerzos en la zona de unión columna-solera intermedia (nudo que careció de estribos de confinamiento, Fig. 7.14), por lo que esa solución no es recomendable, ya que incluso retarda el proceso constructivo.

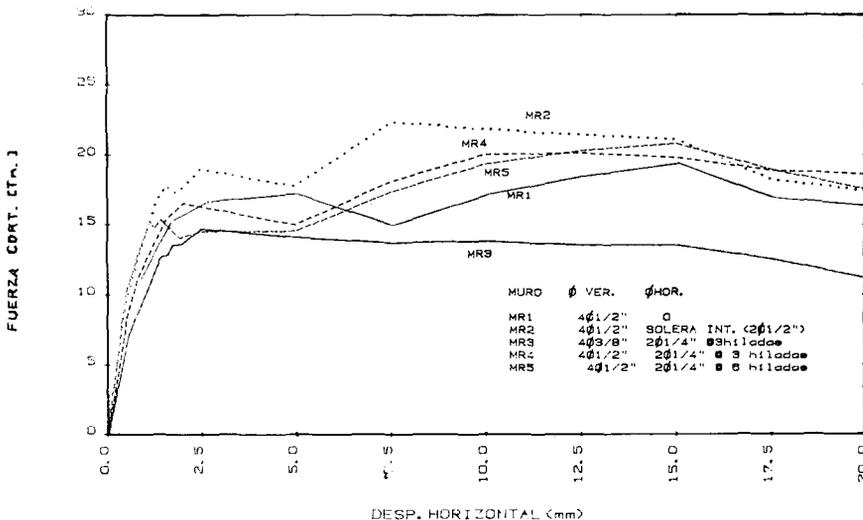


Fig. 7.13. Envolvente cortante-desplazamiento de los ciclos estables, variando el refuerzo vertical y horizontal.

Fig. 7.14

Muro MR2. Obsérvese la concentración de daños en la conexión columna - solera intermedia.

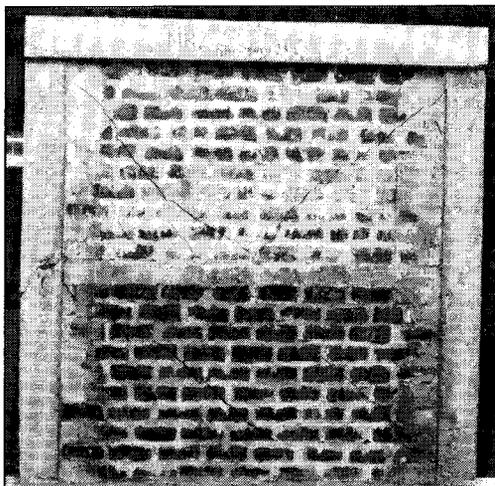


Fig. 7.15

Muro MR3. Falla por flexión. Nótese el deterioro del talón derecho.

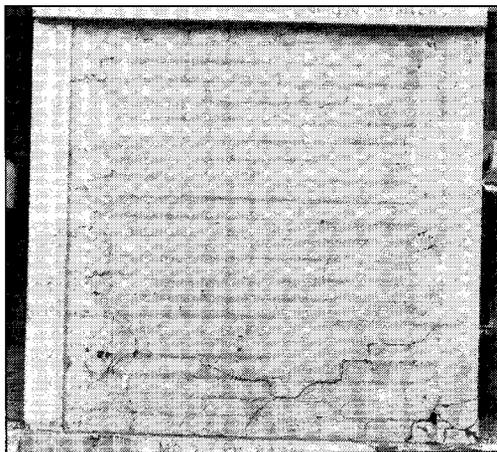
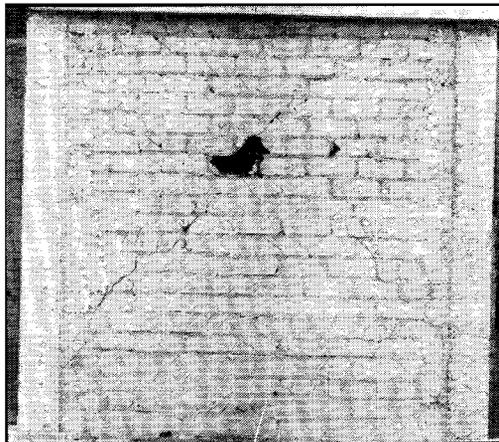


Fig. 7.16

Muro MR4. Apréciase el control de las fisuras por corte mediante el refuerzo horizontal.



**B4. EFECTOS DE LA CARGA VERTICAL EN MUROS CONFINADOS  
SOMETIDOS A CARGA LATERAL CICLICA. G. Echevarría. 1985.**

Se utilizó ladrillo KK industrial ( $f_b = 100 \text{ kg/cm}^2$ ) y mortero 1:5 para construir cinco muros confinados ( $2.30 \times 2.15 \times 0.135 \text{ m}$ ;  $f_m = 64 \text{ kg/cm}^2$ ), los que fueron sometidos a carga lateral cíclica manteniendo constante la carga vertical (P). El estribaje y el refuerzo vertical de cada columna fue igual en los 5 muros y consistió de  $[\ ] \phi \frac{1}{4}$ ", 1 @ 5, 4 @ 10, r @ 25 cm y  $4 \phi \frac{1}{2}$ ", respectivamente. Uno de los muros (MV4, Fig. 1.16), tuvo refuerzo horizontal anclado en las columnas de confinamiento ( $1 \phi \frac{1}{4}$ " @ 2 hiladas, cuantía de 0.12%). Los principales resultados fueron:

MURO	P (ton)	FISURA DE FLEXION		AGRIETAMIENTO DIAG.		CAPACIDAD MAX.	
		Vf (ton)	df (mm)	VR (ton)	dR (mm)	Vm (ton)	dm (mm)
MV1	0	6.9	0.66	14.6	3.81	18.9	15.7
MV2	5	7.7	0.76	17.6	3.27	19.4	11.7
MV3	15	14.2	1.92	18.2	3.77	20.4	4.9
MV4	15	15.4	1.88	16.9	2.48	26.0	14.5
MV5	25	17.4	1.76	19.7	2.47	21.9	10.0

Las conclusiones principales (ver las Figs. 3.9, 7.17 y 7.18) fueron:

- La carga asociada a la fisura de tracción por flexión en la base de la columna (primera fisura visible) se puede predecir igualando la máxima tensión actuante (flexión compuesta) a la resistencia de tracción por flexión del concreto ( $f_t = 2\sqrt{f_c}$ , en  $\text{kg/cm}^2$ ); para esto, debe trabajarse con el criterio de la sección transformada, usando como resistencia a tracción:  $f_t / n$ , donde  $n = E_c / E_a$ .
- La mayor carga axial incrementa la resistencia al corte (instante en que se produce la rotura diagonal) y se puede predecir con la fórmula:  $VR = (0.5 \sqrt{f_m} + 0.23 \sigma) t L$ ; donde "L" es la longitud total del muro (incluyendo el peralte de las columnas), "t" es el espesor efectivo de la albañilería y " $\sigma$ " es el esfuerzo de compresión axial ( $P / t L$ ) en  $\text{kg/cm}^2$ .
- La grieta diagonal divide al muro en 2 triángulos. El triángulo superior gira y se desliza en torno a la base de la columna comprimida, deteriorándola y provocando la falla por compresión del concreto con el pandeo del refuerzo vertical (Fig. 2.1, correspondiente al Muro MV5); en ese instante, se reduce drásticamente la capacidad de corte. El efecto fue mayor cuanto mayor fue la carga P, mientras que con el empleo de una cuantía mínima de refuerzo horizontal (Muro MV4) se eliminó el problema descrito.

Por lo expuesto, se recomienda que en todo muro sujeto a un esfuerzo vertical mayor a  $0.05 f_m$ , debe adicionarse una cuantía mínima de refuerzo horizontal equivalente a 0.1%, ya que 1 o 2 estribos colocados en la base de la columna, cruzando la grieta, no podrán controlar el deslizamiento de la albañilería sobre el talón (Fig. 2.1). Asimismo, se recomienda que el esfuerzo axial no supere el 15% de  $f_m$ , incluso cuando el muro tenga el refuerzo horizontal recomendado. Cabe resaltar que la cuantía de refuerzo horizontal propuesta (0.1%), equivale a que dicho refuerzo absorba  $4.2 \text{ kg/cm}^2$  de esfuerzo cortante.

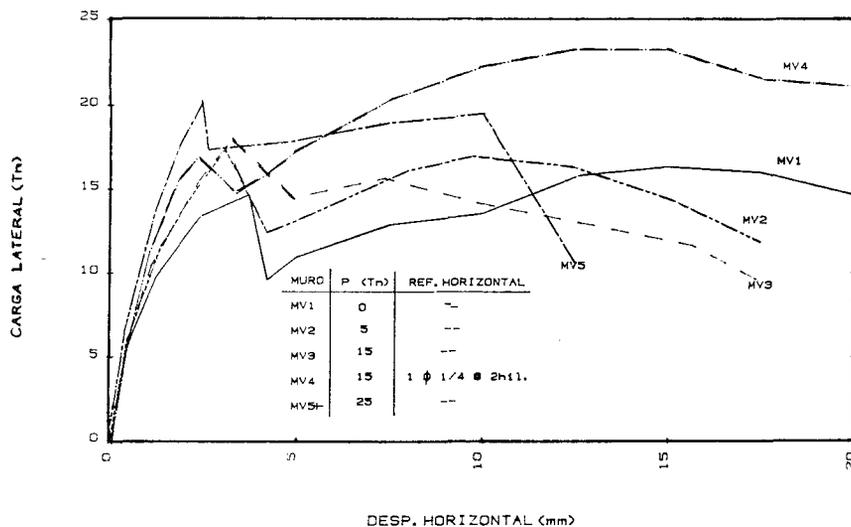


Fig. 7.17. Envoltura de los ciclos estables, variando la carga vertical y el refuerzo horizontal.

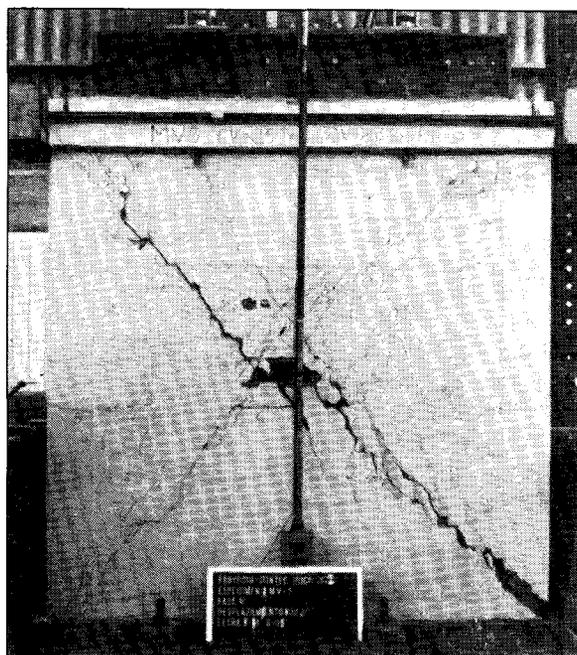


Fig. 7.18. Muro MV5 con esfuerzo vertical elevado ( $0.14 f'_m$ ) al instante de aplicar 12.5 mm de desplazamiento lateral.

**B5. EFECTOS DE LA ESBELTEZ EN MUROS CONFINADOS A ESCALA 1:2.**  
**A. Macciotta y D. Torrealva (Asesor). 1985.**

Utilizando unidades de arcilla a escala 1:2 ( $f_b = 400 \text{ kg/cm}^2$ ,  $t = 6.3 \text{ cm}$ ) y mortero 1:4 se construyeron 8 muros confinados, en los cuales se varió la relación altura-longitud (H/L). Las pilas (a escala 1:2) tuvieron una resistencia ( $f_m$ ) igual a  $114 \text{ kg/cm}^2$ . Las columnas fueron de  $10 \times 10 \text{ cm}$  y estuvieron reforzadas con  $4 \phi \frac{1}{4}$ " y estribadas con alambre # 8.

Para cada relación H / L se ensayó un muro a carga lateral monotónica (serie 1) y otro a carga lateral cíclica (serie 2). Los muros D1 y D2 tuvieron una losa intermedia que representó el techo del primer nivel en un muro de dos pisos, sujeto a una carga horizontal aplicada en el segundo nivel. Los principales resultados y conclusiones fueron (ver la Fig. 7.19):

MURO	DIMENSIONES LxH (m)	H/L	AGRIETAMIENTO vR (kg/cm <sup>2</sup> )	DIAGONAL vR / f'm
A1	2x1.00	0.50	5.87	0.55
B1	1x1.00	1.00	5.47	0.51
C1	1x1.75	1.75	3.00	0.28
D1	1x2.50	2.50	2.64	0.25
A2	2x1.00	0.50	5.26	0.49
B2	1x1.00	1.00	6.41	0.60
C2	1x1.75	1.75	4.13	0.39
D2	1x2.50	2.50	2.54	0.24

- Siendo el momento flector basal  $M = V H$  ( $V =$  fuerza cortante), se obtiene  $M/(V L) = H/L$ . De la tabla anterior, puede afirmarse que para muros con una relación  $M/(V L) \leq 1$  la resistencia unitaria al corte ( $vR$ ) es aproximadamente igual a  $0.5 \sqrt{f_m}$ ; mientras que para los muros esbeltos ( $M/(V L) > 1$ ), dicha resistencia decrece, debiéndose afectar a  $0.5 \sqrt{f_m}$  por un factor de reducción de resistencia por esbeltez:  $\alpha = (V L) / M$ . Este efecto no está contemplado en la Norma E-070.
- En los muros con losa intermedia (D1 y D2, Fig. 7.19), la falla por corte se concentró sólo en el primer entrepiso, lo que hace ver el efecto de la reducción de resistencia al corte por la acción del momento flector, ya que los dos entrepisos estuvieron sujetos a la misma fuerza cortante (carga aplicada sólo en el segundo nivel); es decir, a igualdad de esfuerzos cortantes en los dos pisos, falló el que tenía mayores esfuerzos de tracción por flexión.
- En los muros largos (A1 y A2) la falla por corte degeneró en una de corte-fricción a través de la zona de unión albañilería-cimentación, deteriorándose el talón del muro; por consiguiente, la base de la columna y el refuerzo vertical respectivo, deben ser diseñados por corte-fricción, para que funcionen como una especie de tope capaz de controlar el deslizamiento de la albañilería y de soportar una parte de la carga de agrietamiento diagonal (VR).

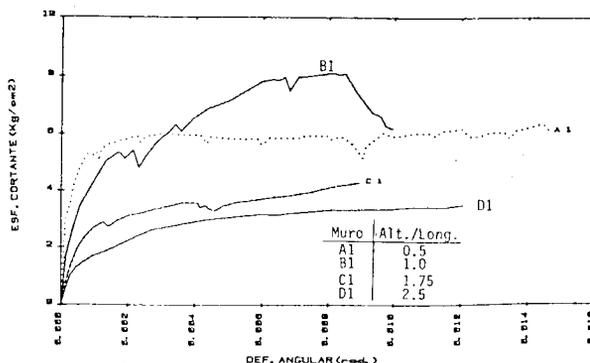


Fig. 7.19

*Efectos de la esbeltez sobre la resistencia al corte. Vista del muro D1 y de la gráfica esfuerzo cortante-distorsión angular para los muros de la serie 1.*

#### B6. REPARACION DE MUROS CONFINADOS. W. Medrano. 1985.

Cuatro de los muros ensayados a carga lateral en el Proyecto B2 (hasta alcanzar distorsiones por encima de su límite de reparabilidad), correspondientes a la Serie A (KK Artesanal, Fig. 7.10), fueron reparados de la manera más económica posible y luego reensayados a carga lateral cíclica. Las técnicas de reparación fueron:

MURO	TECNICA DE REPARACION
A01	Costura con refuerzo horizontal ( $8 \phi \frac{1}{4}$ ", 4 en cada cara).
A02	Reemplazo total de la albañilería por otra de mejor calidad + solera intermedia ( $14 \times 7$ cm, $2 \phi \frac{1}{2}$ ") + llave de concreto y $1 \phi \frac{3}{4}$ " entre la solera superior y la nueva albañilería.
A11	Reemplazo de unidades trituradas por otras de mejor calidad.
A12	Costura con refuerzo diagonal ( $8 \phi \frac{1}{4}$ ", colocados alternadamente en direcciones ortogonales en cada cara del muro).

El anclaje del refuerzo adicional (muros A01 y A12) se realizó sobre perforaciones hechas en la albañilería. En los cuatro muros se cambiaron las unidades trituradas por otras de mejor calidad (de  $f_b = 57$  a  $f_b = 100$  kg/cm<sup>2</sup>); las fisuras finas fueron picadas y luego resanadas aplicando mortero 1:1:4 a presión manual; en la zona central del muro (muy dañada) se retiró la albañilería rellenándola, posteriormente, con concreto simple; finalmente, el concreto de las zonas extremas de las columnas (muy dañado) fue sustituido por otro de mejor calidad (de  $f_c = 145$  a  $f_c = 210$  kg/cm<sup>2</sup>), para lo cual se usó resina epóxica en la unión de concretos con distintas edades. Los principales resultados y conclusiones fueron:

MURO	MUROS ORIGINALES				MUROS REPARADOS		
	VR (ton)	V <sub>m</sub> (ton)	K <sub>o</sub> (t/mm)	K final (t/mm)	VR (ton)	V <sub>m</sub> (ton)	K <sub>o</sub> (t/mm)
A01	12.4	14.8	9.3	0.37	5.0	20.3	6.4
A02	11.0	16.8	8.0	0.44	10.3	22.0	9.7
A11	11.6	17.2	9.4	0.57	5.1	16.1	5.4
A12	10.6	14.3	9.5	0.50	5.7	17.8	5.6

- La rigidez lateral elástica ( $K_o$ ) se incrementó notablemente en relación a la que tuvieron los muros originales al término de su ensayo ( $K$  final); sin embargo, sólo se llegó a alcanzar el 60% del valor  $K_o$  original (excepto en el Muro A02).
- La resistencia al primer agrietamiento diagonal (VR) de los muros reparados fue el 50% de la resistencia original (excepto en el muro A02). Esto trae por consecuencia que las reparaciones basadas en esas técnicas tengan que estar acompañadas por la adición de placas de concreto armado, que permitan soportar un sismo de mayor magnitud al que produjo el agrietamiento diagonal de los muros originales.
- El refuerzo adicional (muros A01 y A12) trabajó después de haberse producido el agrietamiento diagonal, dando una resistencia máxima ( $V_m$ ) mayor que la original; sin embargo, el comportamiento del muro A12 no fue satisfactorio al pandearse el refuerzo diagonal, de esta manera, no se recomienda usar esa técnica de reparación. Finalmente, los extremos reparados de las columnas no sufrieron daño en ninguno de los cuatro muros (Fig. 7.21).

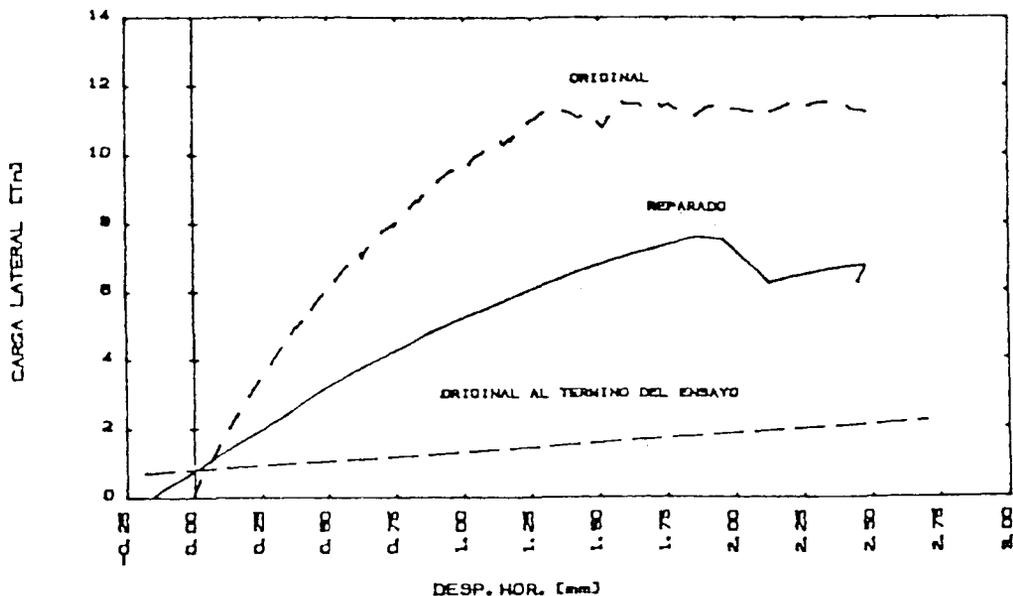


Fig. 7.20. Muro A11. Comparación de la rigidez y resistencia inicial entre el estado original y después de la reparación.

Fig. 7.21

*Muro A01, después del reensayo. Obsérvese que los extremos de las columnas no presentan fisuras.*

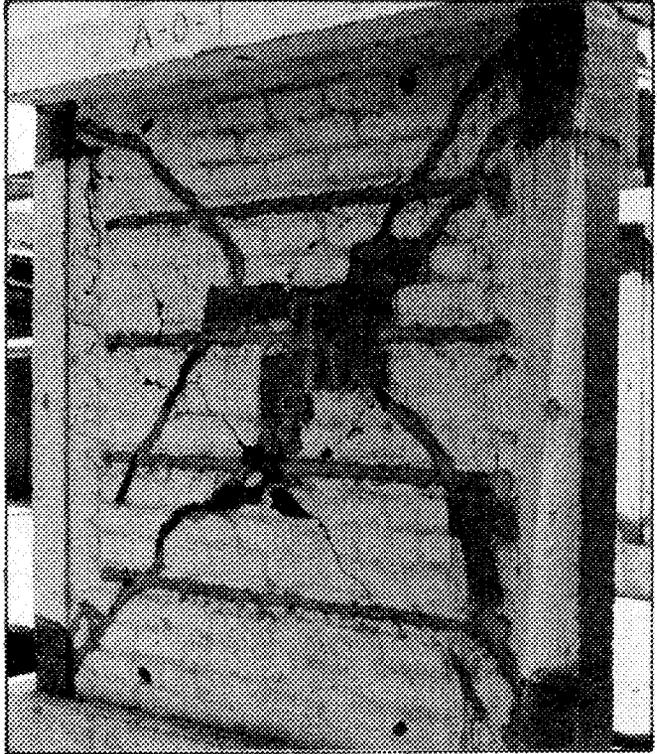
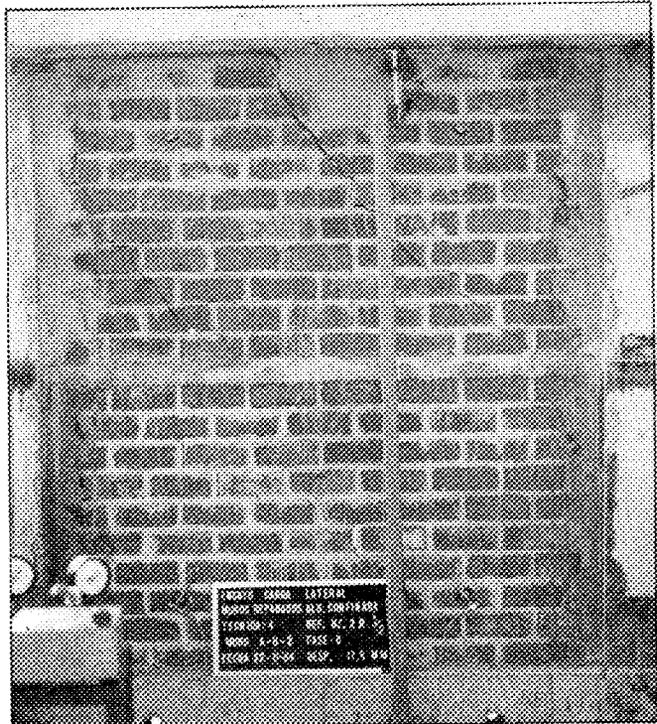


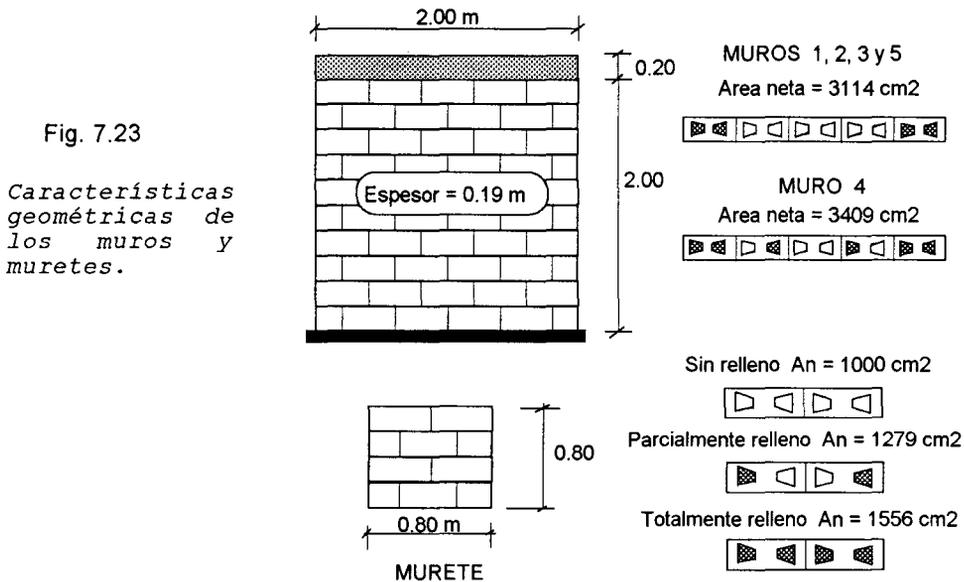
Fig. 7.22

*Muro A02. Nótese que la fisura entre la solera y la última hilada cambia de trayectoria por efecto de la llave de corte.*



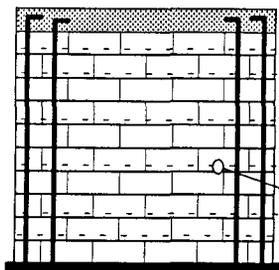
**B7: ALBAÑILERIA ARMADA EMPLEANDO BLOQUES DE CONCRETO VIBRADO. V. Ramirez y Ch. Saavedra. Convenio Universidad Nacional Pedro Ruiz Gallo - PUCP. 1983.**

Con el objeto de estudiar el efecto del refuerzo y del relleno en los alveolos del bloque (vacíos, parcialmente rellenos o totalmente rellenos, Fig 7.23), se efectuaron ensayos de carga lateral cíclica sobre cinco muros (ver el refuerzo en la Fig. 7.24), compresión diagonal en 12 muretes y compresión axial en 8 pilas. El mortero empleado fue 1:1:4, y el concreto fluido (8" de slump) tuvo una resistencia  $f_c = 190 \text{ kg/cm}^2$ .



Los principales resultados fueron:

- El bloque (área neta / área bruta = 60%) tuvo una resistencia ( $f_b$ ) de 115 kg/cm<sup>2</sup> sobre área neta y una succión de 40 gr / 200 cm<sup>2</sup>-min.
- Las pilas y los muretes (con alveolos vacíos, parcialmente rellenos y totalmente rellenos) tuvieron una resistencia unitaria sobre área neta igual a:  $f_m = 85 \text{ kg/cm}^2$  y  $v_m = 9.5 \text{ kg/cm}^2$ , respectivamente; lo que significa que la capacidad portante (en toneladas) puede incrementarse rellenoando la mayor cantidad de alveolos posible.
- El esfuerzo cortante (sobre área neta) de todos los muros resultó ser independiente del refuerzo empleado (horizontal o vertical); obteniéndose al instante de ocurrir la primera fisura visible 2.4 kg/cm<sup>2</sup>, y al ocurrir la carga máxima 6.3 kg/cm<sup>2</sup>. Ver la Fig. 7.25.



MURO MALLA CUANTIA

- 1 -- 0.00%
- 2 1/4" 0.08%
- 3 3/16" 0.04%

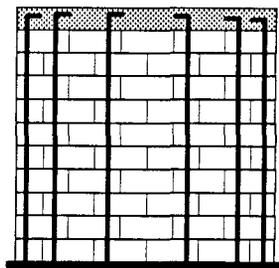
(4 φ 1/2" en cada extremo)

MALLA ELECTROSOLDADA:



Fig. 7.24

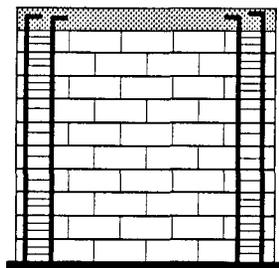
Refuerzo empleado en los muros, ver además las Figs. 2.16, 2.17, 2.20, 2.21, 2.22 y 2.23



MURO 4: Acero Hor. = 0

Acero Vert. total = 10 φ 1/2"

(4 φ 1/2" en los extremos)



MURO 5: Acero Hor. = 0

Acero Vert. total = 8 φ 1/2"

Estribos: 1/4", 6 @ 0.1, r @ 0.2

Bloques externos con alma recortada, ver la Fig. 2.16

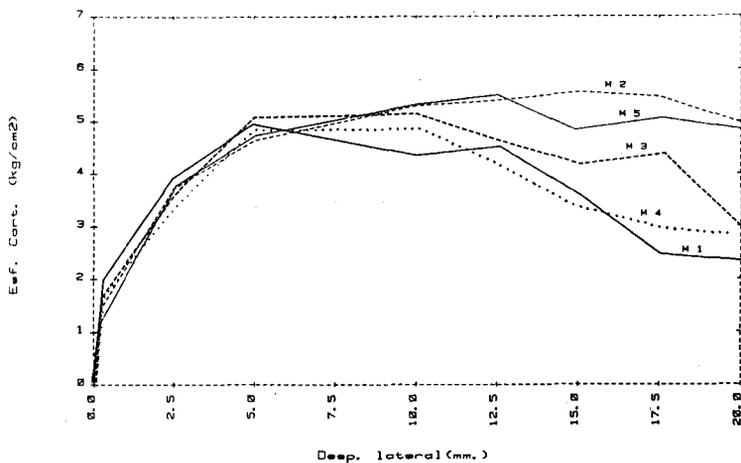


Fig. 7.25. Envolvente esfuerzo cortante (sobre área neta) vs. desplazamiento lateral de los ciclos estables.

- A los 12 mm de desplazamiento, el Muro 1 ( $\rho_h = 0\%$ ), tuvo una falla por flexocompresión en uno de sus talones (Fig. 7.26), lo que originó una fuerte degradación de resistencia.

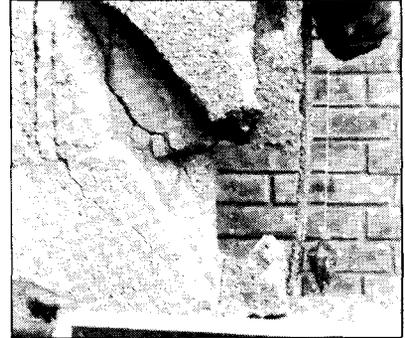
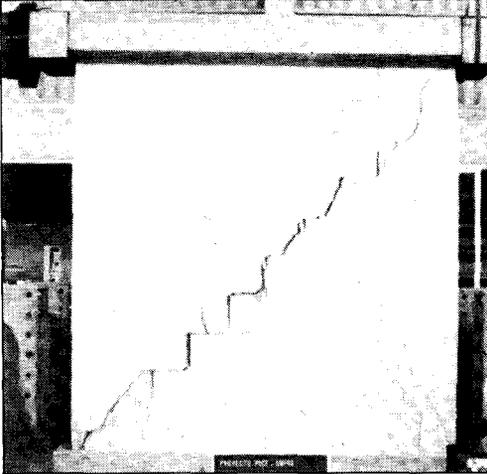


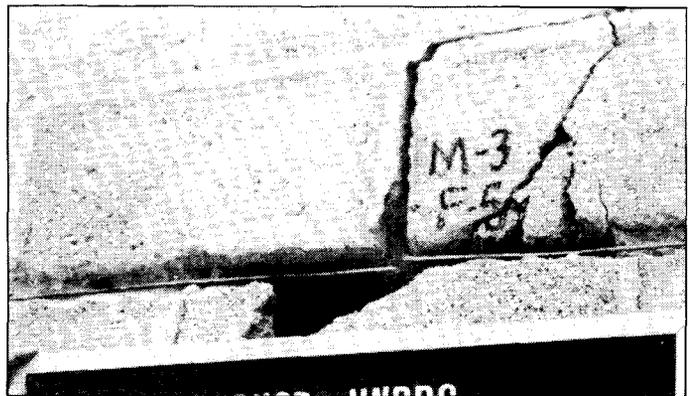
Fig. 7.26

*Muro 1 y su talón al descubierto.*

- El Muro 2 ( $\rho_h = 0.08\%$ ), fue el que mejor comportamiento tuvo.
- En el Muro 3 ( $\rho_h = 0.04\%$ ) se produjo la rotura del acero horizontal trefilado empleado (Fig. 7.27); en ese instante, la energía acumulada por ese refuerzo se disipó violentamente, dando por resultado los daños más severos en este espécimen.

Fig. 7.27

*Rotura del acero horizontal en la región central del Muro 3.*



- En el Muro 4 ( $\rho_h = 0\%$ ) se comprobó que el sólo uso de refuerzo vertical (trabajando como dowell ante las grietas diagonales) resulta ineficiente. Este muro tuvo mayor área neta que el resto, lo que produjo una mayor capacidad resistente (en toneladas); pero, la resistencia unitaria (sobre área neta) fue similar a la obtenida en el resto de muros.

- En el Muro 5 ( $\rho_h = 0\%$ ) se notó la efectividad de los estribos colocados a corto espaciamiento en los talones del muro (cortando los bloques de esa zona en forma de U, Fig. 2.16), obteniéndose un comportamiento inelástico bastante parecido al del Muro 2.
- Ensayos posteriores sobre otros dos muros, similares al Muro 2 (uno de los cuales estaba confinado por columnas de concreto armado, Fig. 3.15), pero adicionalmente sujetos a una elevada carga vertical ( $6.6 \text{ kg/cm}^2$ ), indicaron un mejor comportamiento inelástico del muro confinado sobre el armado. Así, en el muro armado la falla final ocurrió a los 10 mm de desplazamiento lateral y fue por flexocompresión de los talones, mientras que en el confinado se llegó a un desplazamiento de 20 mm, fallando los bloques (sin relleno) en la zona central del muro.

#### B8. **ESTUDIO DE LA CONEXION COLUMNA-ALBAÑILERIA EN MUROS CONFINADOS A ESCALA 1 : 2.5. C. Vegas. 1991.**

El objetivo del proyecto fue evitar la formación de cangrejeras que generalmente se presentan en las columnas bajo los dientes de la albañilería, así como la fractura de los dientes producto del chuceo o vibrado del concreto de las columnas. Las conexiones estudiadas fueron: Muro 1 "dentada tradicional"; Muro 2 "junta a ras, sin mechas"; y, Muro 3 construyendo primero las columnas (con "mechas" de alambre #16) para luego levantar la albañilería y posteriormente vaciar la solera (ver la Fig. 2.4, correspondiente a una edificación real).

Los tres muros ( $1.00 \times 1.20 \times 0.07 \text{ m}$ ;  $f_m = 77 \text{ kg/cm}^2$ ) fueron construidos a escala 1:2.5, empleando unidades macizas de arcilla ( $f_b = 197 \text{ kg/cm}^2$ ) recortadas en tres partes y mortero 1:4. Se utilizó concreto fluido en las columnas, cuyo refuerzo fue  $4 \phi \frac{1}{4}$ " con estribos de alambre # 8. El ensayo fue de carga lateral cíclica y los principales resultados fueron:

##### CARGA DE AGRIETAMIENTO DIAGONAL (VR) Y MAXIMA (Vm)

MURO	VR (kg)	dR (mm) *	Vm (kg)	dm (mm) *
1	3300	1.16	4000	9.80
2	4150	2.52	4400	4.70
3	1750	0.50	3450	4.80

(\*) d = desplazamiento lateral asociado a V

- En ningún muro se separó la solera de la albañilería, tampoco se presentaron cangrejeras en las columnas (por haberse empleado concreto fluido); pero, en el Muro 2 se presentó una falla local de compresión en el dado (de poca resistencia  $f_c$ ) usado para alinear el encofrado en la base de una de las columnas (Fig. 7.28).
- Al margen de la falla local, indicada en el párrafo anterior, el comportamiento de los Muros 1 y 2 fue similar; aunque en el Muro 2 se produjeron en la etapa de grandes desplazamientos laterales, algunas fisuras verticales en la conexión albañilería-columna.

- En el Muro 3 (Fig. 7.28), la conexión columna-albañilería se despegó casi desde el inicio del ensayo, lo que descalifica esa técnica constructiva, ya que en los casos reales la separación ocurriría para sismos leves (similar a los tabiques). En este muro fue visible la flexión de la columna en la cuarta parte superior de su altura, debido al huelgo creado al desprenderse el mortero de relleno en la conexión. Las mechas evitaron grandes separaciones entre la columna y la albañilería, pero al fracturarse una de ellas en la región central, la grieta de esa zona tuvo mayor tamaño que en el resto del muro; en consecuencia, se recomienda usar como mínimo una cuantía de mechas igual a 0.1%.
- Para muros con poca carga vertical es recomendable usar una técnica mixta del proceso constructivo correspondiente a los Muros 2 y 3, colocando esta vez las mechas en la albañilería, para luego vaciar las columnas. En cambio, para muros con mucha carga axial, debe emplearse refuerzo horizontal continuo anclado en las columnas.

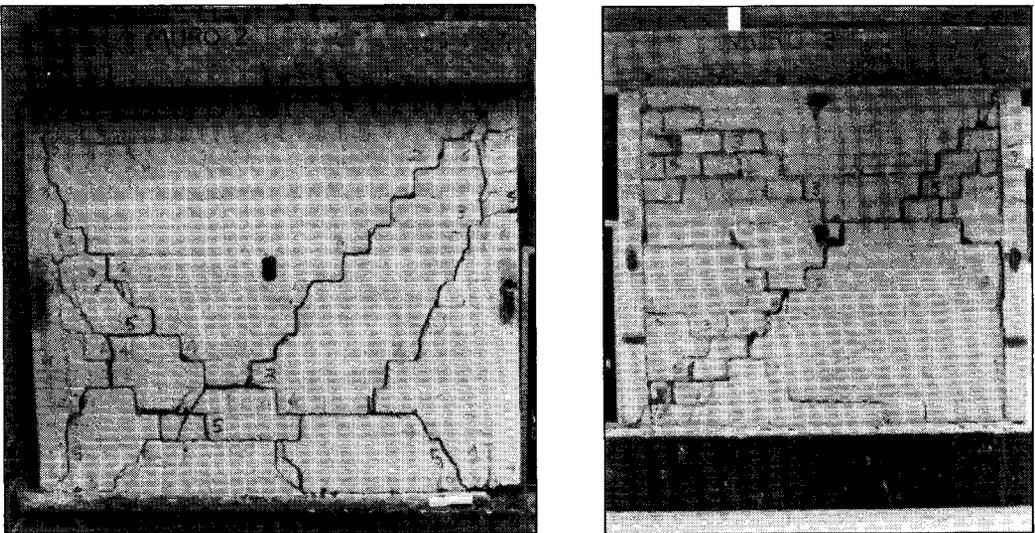


Fig. 7.28. Muros 2 (izquierda) y 3 (derecha) después del ensayo. La distorsión angular máxima fue 1/100.

**B9. EFECTOS DEL PERALTE DEL DINTEL SOBRE EL COMPORTAMIENTO SISMICO DE UN PORTICO MIXTO DE ALBAÑILERIA CONFINADA DE DOS PISOS A ESCALA 1:2. E. Martijena. 1992.**

Empleando unidades de arcilla caravista ( $f_b = 315 \text{ kg/cm}^2$ ) recortadas en 3 partes y mortero 1:4, se construyeron 3 especímenes a escala 1:2 ( $f_m = 85 \text{ kg/cm}^2$ ,  $v_m = 9 \text{ kg/cm}^3$ ). Dos de los especímenes (Fig. 7.29) estuvieron constituidos por dos muros (A y B) conectados por vigas (dinteles) que en un caso eran chatas y en el otro peraltadas; el

tercer espécimen fue un muro en voladizo, similar al muro A o B. Se usó concreto fluido ( $f_c = 160 \text{ kg/cm}^2$  y  $E_c = 191,000 \text{ kg/cm}^2$ ) en las vigas y columnas. Las características del acero empleado fueron:

$\phi$ (mm)	$f_y$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$f_{m\acute{a}x}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	DENOMINACION	USO
2	2150	2865	alambre #16	Mechas
4	2200	3400	alambre #8	Vigas
6	4200	6540	liso 1/4"	Estribos
8	4470	6850	corrugado	Columnas

El método utilizado para el diseño de los especímenes fue el de rotura (Acápites 8.1):

- La carga teórica de agrietamiento diagonal se halló en base a los resultados de los Proyectos B2, B4 y B5, con la expresión:  $VR = (0.5 v'm \alpha + 0.23 \sigma) t L \dots [1]$
- Se adoptó como "Sismo Moderado" una carga lateral equivalente al 40% de VR. Las vigas se diseñaron para soportar los esfuerzos proporcionados por ese sismo (amplificados por los factores de carga de la Norma de Concreto E-060), en condición de rotura por flexión.
- Las columnas fueron diseñadas para soportar el "Sismo Severo" (carga asociada a VR), suponiendo que las vigas ya habían plastificado. Puesto que el parámetro en estudio era el peralte del dintel, se adoptaron en las columnas de los tres especímenes la mayor sección transversal (10x10 cm) y el mayor refuerzo vertical (4  $\phi$  8 mm), provenientes del diseño de cada espécimen.

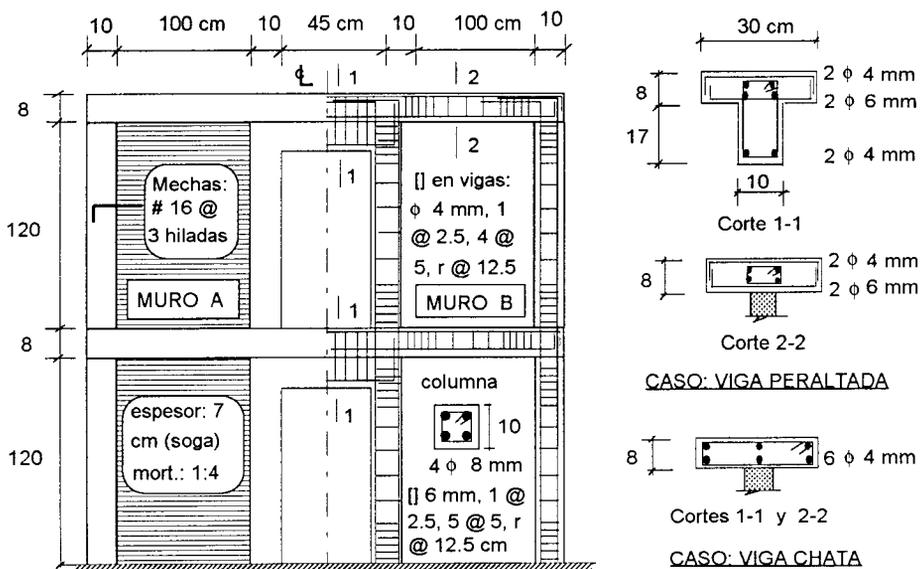


Fig. 7.29. Características geométricas y resultados del diseño.

El ensayo fue de carga lateral cíclica aplicada en el segundo nivel, con 6 fases de desplazamiento lateral controlado en el primer nivel: 0.25, 1.25, 2.50, 5.00, 7.50 y 10.00 mm, respectivamente. Esto hizo que se tuvieran desplazamientos muy elevados sobre el segundo nivel: 15 mm para el caso Viga Chata (Fase 6); y, 35 mm para el caso Viga Peraltada (Fase 5). Cabe indicar que 1 mm de desplazamiento en estos especímenes a escala equivale a 2 mm en el prototipo.

La secuencia en que las fallas ocurrieron fue: 1) Tracción por flexión en las bases de las columnas; 2) Tracción por flexión en los extremos de las vigas; 3) Falla por corte del primer piso; 4) Falla por corte del segundo piso; y, 5) Fallas locales para los casos "Voladizo" y "Viga Peraltada". El orden en que aparecieron estas fallas es recomendable, en vista que existe disipación de energía por flexión previa a la falla por corte de los muros. Los principales resultados en el primer piso (Fig. 7.33), para uno de los muros (A o B), fueron:

CASO	VALORES TEORICOS		VALORES EXPERIMENTALES			
	Ko	VR	Ko	VR	$\delta_R$	DISTORSION
Viga Chata	61675	2646	51420	2865	1.42	1/845
Viga Peraltada	75086	3780	67298	4054	1.34	1/900
Muro en Voladizo	49593	1912	24215	2250	1.40	1/850

donde: Ko = rigidez lateral elástica del primer piso (kg/cm)  
 VR = resistencia al primer agrietamiento diagonal (kg)  
 $\delta_R$  = desplazamiento del primer piso (mm) asociado a VR

Las conclusiones obtenidas en este trabajo son limitadas, por los errores cometidos en la técnica de ensayo (Fig. 7.31) y en el diseño:

Análisis Elástico. El modelaje por barras (usando el criterio de la sección transformada) y el uso de programas de cómputo que contemplan deformaciones por flexión, corte y axial, proporcionaron valores de las rigideces laterales cercanos a los experimentales.

Predicción de la Fisura de Tracción por Flexión en Columnas y Vigas. Utilizando la sección transformada del muro, e igualando el esfuerzo máximo de tracción a la resistencia del concreto ( $2\sqrt{f_c}$ ), pudo predecirse la carga lateral asociada a la fisura por flexión en la base de las columnas (Fase 2), con un error de 7%. En cambio, la carga asociada a la fisura de tracción en las vigas no pudo predecirse, debido a que estuvieron sujetas a compresiones indeterminadas; esto produjo resultados experimentales mayores a los teóricos.

Predicción de la Carga de Agrietamiento Diagonal. Con la ecuación 1, la carga de agrietamiento diagonal del primer piso "VR1", pudo predecirse con un error de 10%.

Efectos del Peralte de la Viga. Los valores Ko y VR se incrementaron en el orden siguiente: Voladizo, Viga Chata y Viga Peraltada. Esto se debe a que cuanto mayor es el peralte de la viga, se producen mayores esfuerzos en ella, los que al actuar sobre el muro, contrarrestan los efectos de la carga lateral. Respecto a la ductilidad no pudo llegarse a ninguna conclusión, debido a las fallas locales que tuvieron los casos "Voladizo" y "Viga Peraltada"; sin embargo, el espécimen "Viga Peraltada" soportó la Fase 5 (7.5 mm), superior a su límite de reparabilidad ( $\delta_1 = 1200/200 = 6\text{mm}$ ).

**Errores en el Diseño.** Para los casos "Voladizo" y "Viga Peraltada", ocurrieron fallas locales que determinaron la culminación del ensayo:

- En la Fase 4 del caso "Voladizo" (Fig. 7.30) se produjo el agrietamiento del segundo piso, esto se debió a que el refuerzo vertical empleado era el doble del requerido, con lo cual la carga máxima superó el valor teórico VR2 de este espécimen. Luego ocurrió una falla por anclaje del refuerzo de la solera del primer nivel, el cual penetró sólo 5 cm en la columna. De esta manera, se concluye que un exceso de refuerzo vertical puede ser contraproducente y que a la columna debe proporcionársele un peralte tal que permita anclar el refuerzo de la solera.
- En la Fase 5 del caso "Viga Peraltada" (Fig. 7.32) se produjo la rotura del escaso refuerzo longitudinal colocado en la solera del primer nivel del Muro B (la mitad del refuerzo mínimo especificado por la Norma E-070).

**Técnica de Ensayo.** La carga aplicada en el segundo nivel del pórtico (Fig. 7.31) generó compresiones sobre las vigas, lo que produjo:

- Que uno de los muros (A o B) estuviese más cargado que el otro.
- La falla por corte del segundo piso, por la acción de puntal de la viga del primer nivel (contraria a la carga aplicada) que incrementó la distorsión angular de ese entrepiso.

Fig. 7.30

*Caso "Voladizo".  
Obsérvese la  
falla en el  
nudo del pri-  
mer nivel, que  
motivó la se-  
paración entre  
la columna y  
la albañilería  
del primer piso,  
fracturando las  
mechas de ancla-  
je.*

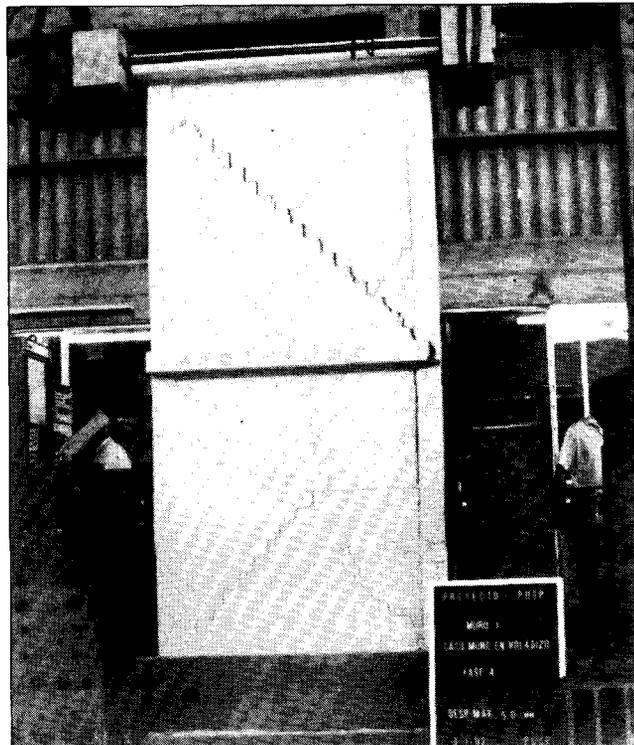


Fig. 7.31

Caso "Viga Chata" y técnica de ensayo empleada. Al templarse los tirantes del segundo nivel se originaron compresiones en las vigas.

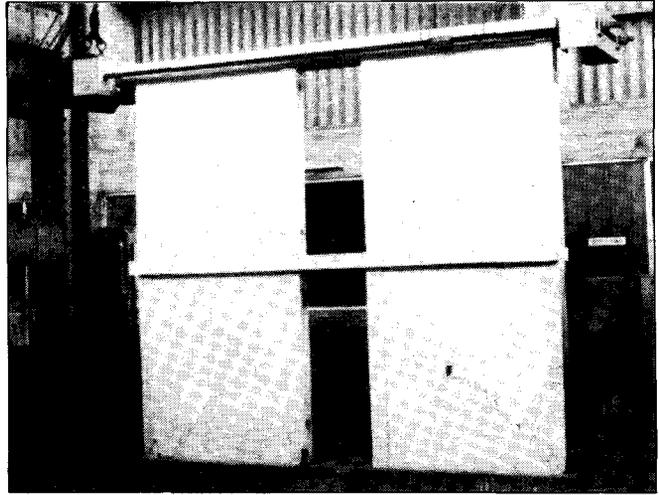


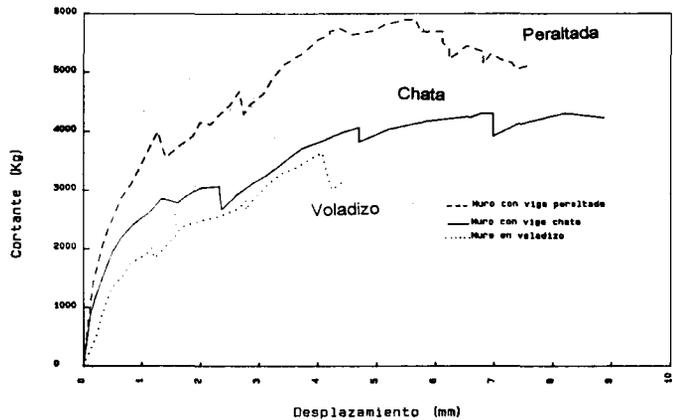
Fig. 7.32

Caso "Viga Peraltada". Obsérvese cómo la grieta del muro B atraviesa la solera del 1er. nivel.



Fig. 7.33

Envoltorio de la fuerza cortante basal en uno de los muros (A o B) vs. desplazamiento lateral del primer piso.



**B10. EFECTOS DEL NUMERO DE PAÑOS EN MUROS CONFINADOS  
A ESCALA 1:2.5. F. Lamas. 1992.**

Los muros de este proyecto tuvieron las mismas características que las especificadas para el Muro 1 del proyecto B8, con la diferencia que se varió el número de tramos, estudiándose muros de uno (Muro 1 del proyecto B8), dos y tres paños cuadrados; cada paño estuvo confinado por columnas.

Como resultado se obtuvo que la resistencia unitaria al primer agrietamiento diagonal ( $vR$ ) era prácticamente similar en los tres muros (esbeltez  $H/L \leq 1$ ), con un ligero incremento de  $vR$  conforme aumentaba el número de columnas. Por otro lado, el tipo de falla (ver la Fig. 3.22, correspondiente al muro de tres paños) no era diagonal en cada tramo (tal como se desprende de la Norma E-070), sino que podía abarcar más tramos cortando la zona intermedia de las columnas interiores, para luego degenerar en una falla por corte-fricción a través de la zona de contacto albañilería-cimentación.

De esta manera, puede afirmarse que los paños se comportaron integralmente (el muro como una sólo unidad), y que es recomendable diseñar las columnas para que absorban por lo menos la mitad del cortante de agrietamiento, tomando especial precaución con las columnas externas a fin de que ellas funcionen como topes para evitar el deslizamiento de la albañilería; de este modo, el 50% del cortante restante de diseño será tomado por la albañilería con un mecanismo de corte-fricción.

### 7.3 ENSAYOS PSEUDO-DINAMICO Y DINAMICOS

**C1. COMPORTAMIENTO SISMICO DE UN MODULO DE ALBAÑILERIA  
CONFINADA DE TRES PISOS A ESCALA 1:2.5.  
A. San Bartolomé y D. Quiun. 1989.**

El módulo estuvo compuesto por dos muros confinados en voladizo, conectados por una losa de concreto armado en cada nivel (Fig. 7.34). El diseño de los elementos de confinamiento se realizó empleando la Norma de Albañilería E-070.

La técnica de escalamiento consistió en mantener constante tres parámetros entre el módulo y su prototipo correspondiente: 1) la resistencia de los materiales; 2) el esfuerzo axial en los muros; y, 3) los parámetros dinámicos periodo de vibración (0.12 seg) y grado de amortiguamiento, este último fue 4% en el rango elástico y después de la falla por corte aumentó a 7%. Para lograr estas condiciones, se emplearon materiales existentes en el mercado (recortando las unidades sólidas de arcilla en tres partes) y las losas fueron sobrecargadas de tal manera que el esfuerzo vertical en el primer piso fuese similar al de un muro perimétrico real (6% de  $f_m = 3.3 \text{ kg/cm}^2$ ).

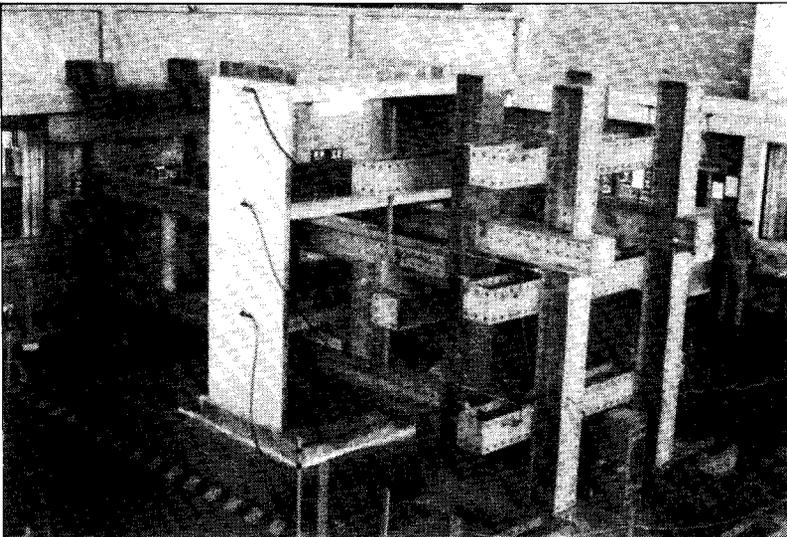
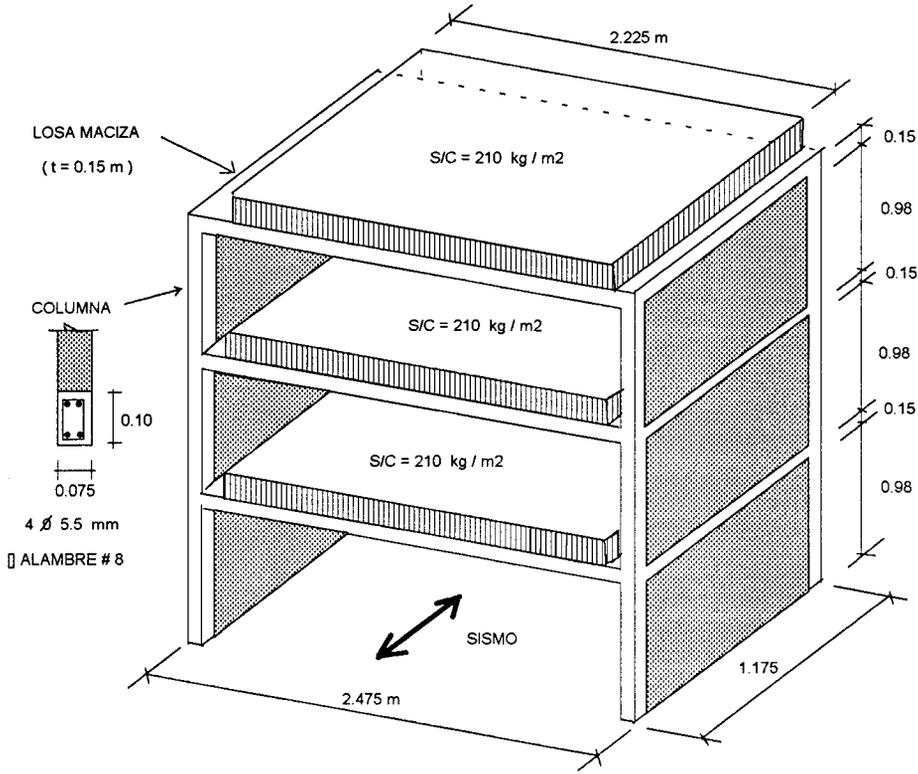


Fig. 7.34. Características geométricas del módulo de 3 pisos y vista global del ensayo de simulación sísmica.

El mortero empleado fue 1:4. Las resistencias de los materiales (en kg/cm<sup>2</sup>) fueron:  $f'_b = 112$  (ladrillos),  $f'_m = 59$  (pilas),  $v'_m = 7.8$  (muretes),  $f'_c = 150$  (concreto fluido) y  $f_y = 2200$  (acero liso). El acero liso tuvo un escalón de fluencia y una zona de endurecimiento similar a los refuerzos normales (Fig. 7.1B). Adicionalmente, sólo con el objeto de investigar si el refuerzo horizontal trabajaba en una prueba dinámica, se colocó alambre #16 @ 3 hiladas en el primer piso, lo que proporcionó una cuantía de 0.016%, muy inferior a la mínima especificada por la Ref.2 (0.1%).

El ensayo se realizó en la mesa vibradora de la PUCP, sometiendo al espécimen a 3 fases del sismo del 31 de mayo de 1970 (30 segundos de duración), con las siguientes aceleraciones máximas: A) 0.14 g; B) 0.52 g; y C) 0.85 g. Previamente, se realizó una prueba estática para obtener la matriz de flexibilidad (rango elástico), consistente en la aplicación de una carga lateral monotónicamente creciente en cada nivel (Fig. 7.6A); esta matriz fue utilizada para calcular el período de vibrar (método de Jacobi), así como para verificar la evaluación analítica de los desplazamientos laterales elásticos.

En la Fase A no se apreció ninguna fisura. En la Fase B surgió una fisura por flexión en la base de los muros, causando la fluencia del acero vertical, sin disminuir la capacidad de carga ni variar el amortiguamiento elástico. Finalmente, en la Fase C se produjo la falla por corte en el primer entrepiso de los 2 muros (al instante en que la aceleración basal era 0.54 g), fracturándose el escaso refuerzo horizontal colocado, demostrándose así su trabajo en una prueba dinámica.

Las principales conclusiones fueron:

- En base a conocer los módulos elásticos E y G (provenientes de los ensayos de pilas y muretes), es posible predecir el comportamiento elástico y el período de vibrar, para lo cual debe adoptarse un modelo de barras deformables por flexión y corte, recurriendo al criterio de la sección transformada.
- Las cargas asociadas a la formación de la primera fisura de tracción por flexión en la base de la columna, y al primer agrietamiento diagonal (VR), son predecibles teóricamente empleando las fórmulas deducidas en los ensayos de carga lateral cíclica (ver los Proyectos B2, B4, B5 y B9, así como la Nota escrita al pie de este Proyecto).
- La falla por corte se concentró sólo en el primer entrepiso, mientras que en los entrepisos superiores no se observó ninguna fisura, debido a que la fuerza cortante actuante en esos entrepisos fue menor al cortante resistente teórico (VR2 y VR3).
- El espécimen tenía una resistencia teórica al corte 1.5 veces mayor a la de flexión y cumplía con las especificaciones de la Ref.1 (esbelto, de sección rectangular -sin muros transversales- y en voladizo) como para que la falla sea sólo por flexión; sin embargo, si bien la falla inicial fue por flexión (Fase B), el espécimen terminó fallando por corte (Fase C). Esto pudo deberse a que en el instante en que ocurrió la falla por corte, la distribución de las fuerzas de inercia no fue triangular sino uniforme (Fig. 7.35), con lo cual disminuyó el momento basal; es más, después del agrietamiento diagonal, la mayor fuerza de inercia se concentró en el primer nivel.

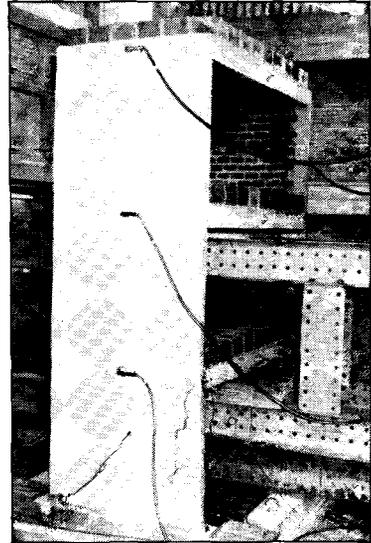
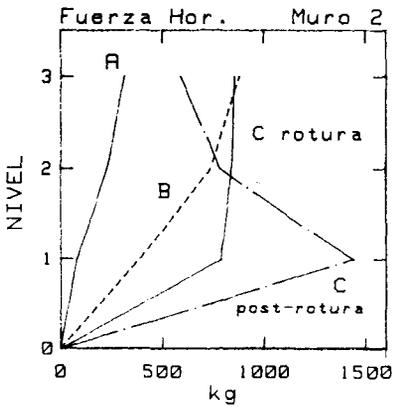
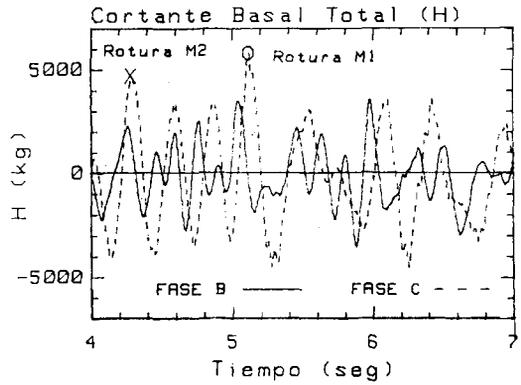
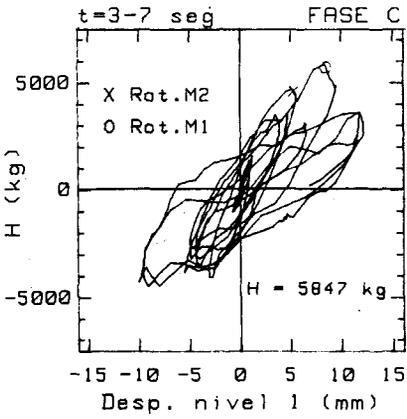


Fig. 7.35

Respuesta dinámica del módulo. Obsérvese que la falla se concentra sólo en el primer piso. Nótese además el pandeo del acero vertical (zunchado) con la trituración de la albañilería en el talón del muro en la Fase C del ensayo.

- El diseño mediante la Norma E-070 exigía la colocación de  $2 \phi 5.5$  mm en cada columna, con una reducción de las fuerzas sísmicas por ductilidad de 2.5; sin embargo, a pesar de haberse empleado el doble de refuerzo, el espécimen quedó al borde del colapso y la ductilidad alcanzada fue 1.8 (aunque esto se produjo para una aceleración basal irreal de 830 gal); por lo cual, se recomienda diseñar previniendo la falla por corte. Al respecto, el diseño contemplando la falla por corte (Acápite 8.1) arrojó la necesidad de emplear refuerzo horizontal y de colocar  $7 \phi 5.5$  mm en cada columna; el uso de un mayor refuerzo vertical hubiese limitado la rotación en torno a la base flexocomprimida que tuvo el trapecio formado por encima de la grieta diagonal, girando como un sólido rígido en torno al talón (Fig. 7.35).
- La falla por corte se inició para una aceleración basal de 530 gal; esta aceleración es posible que no ocurra en nuestro medio, por lo que se plantea investigar los máximos niveles de aceleración esperada, ya que si un edificio tuviese una mínima densidad de muros (basada en la resistencia al corte del entrepiso), su comportamiento será elástico y no habrá la necesidad de realizar diseños sofisticados.

NOTA El cortante basal asociado a los mecanismos de falla por flexión ( $V_y$ ) y por corte ( $V_R$ ), se obtuvo suponiendo una distribución de fuerzas de inercia triangular (posición de la resultante  $H_r = 2.6$  m, con lo que el momento basal es  $M = V H_r$ ):

- 1)  $M_y = V_y H_r = (A_s f_y + P/2) L = (1 \times 2200 + 2889/2) \times 1.075 = 3920$  kg-m  
De la cual  $V_y = 1508$  kg.  $L =$  distancia entre ejes de columnas.
- 2)  $V_R = (0.5 v' m \alpha + 0.23 \sigma) t L = (0.5 \times 7.8 \times 0.45 + 0.23 \times 3.3) \times 7.5 \times 117.5 = 2200$  kg (el resultado experimental fue 2487 kg). En este caso,  $L$  es la longitud total del muro, y  $\alpha = V L/M = L/H_r = 0.45$

**C2. ENSAYO DINAMICO PERPENDICULAR AL PLANO DE MUROS  
CONFINADOS PREVIAMENTE AGRIETADOS POR CORTE.  
C. Vegas, W. Silva y A. San Bartolomé. 1991.**

Los muros 2 y 3 del proyecto B8, que habían sido ensayados a carga lateral cíclica coplanar hasta alcanzar condiciones extremas (distorsiones angulares de 1/100), fueron reensayados a carga sísmica ortogonal a su plano, impidiendo el movimiento de la solera (Fig. 7.36) para simular el arriostramiento que proporciona la losa del techo.

Las señales sísmicas empleadas fueron: el sismo del 31 de Mayo de 1970 (frecuencia predominante 2.4 Hz) y dos señales armónicas de frecuencias 5 y 7 Hz (cercanas a la frecuencia de resonancia del espécimen agrietado). El ensayo se realizó en varias fases, controlando la amplitud máxima del desplazamiento de la mesa ( $D_p$ ), lo que dio lugar a aceleraciones " $A_p$ " en la plataforma y " $A$ " en el punto central de cada muro. Las fases y el periodo de vibración ( $T$ ) transversal de los muros agrietados fueron:

SEÑAL	FASE	PLATAFORMA		MURO 2		MURO 3	
		Dp (mm)	Ap (g)	A (g)	T (seg)	A (g)	T (seg)
Sismo Mayo 70	1	10.0	0.09	----	----	----	----
"	2	30.0	0.27	0.29	0.038	0.40	0.077
"	3	50.0	0.49	----	----	----	----
"	4	75.0	0.73	0.80	0.055	1.06	0.090
"	5	100.0	0.98	----	----	----	----
"	6	120.0	1.15	----	----	----	----
"	7	120.0	1.18	----	----	----	----
"	8	140.0	1.44	2.92	0.083	2.72	0.117
Armónica: 5 Hz	9	11.4	1.40	3.35	0.083	3.35	0.117
Armónica: 7 Hz	10	6.4	1.47	----	----	----	----
"	11	7.2	1.69	6.70	0.180	4.53	0.120

En las fases 1 a 7 el movimiento fue similar al de un sólido rígido y no se apreció la formación de grietas adicionales a las existentes. En la Fase 8 se formó una fisura horizontal en la zona central y en la penúltima hilada de ambos muros.

En la Fase 10 (muy severa) se observó que partes de la albañilería fracturada (prácticamente sueltas) interactuaban entre sí, sin llegar a volcar, quedando las aristas de las unidades muy dañadas (Fig. 7.37). En la Fase 11 (demasiado severa) el Muro 2 colapsó, mientras que el Muro 3 se mantuvo en pie, pero su estado podría calificarse de inestable; finalmente, pudo notarse que las columnas no tuvieron mayor deterioro respecto al ensayo estático, por lo que funcionaron adecuadamente como arriostres ante las acciones sísmicas ortogonales al plano de los muros.

Las conclusiones de este proyecto son válidas sólo para muros de forma cuadrada, es posible que en muros alargados pueda perderse el efecto del confinamiento en la región central de la albañilería; por lo que es necesario continuar este trabajo con muros a escala natural (ver el Proyecto C4).

- Un muro agrietado por corte es capaz de resistir sismos severos en la dirección ortogonal a su plano, a pesar de no existir carga vertical. Usualmente, los muros reales están sujetos a carga vertical que lo confina; además, las distorsiones angulares luego de su falla por corte no deberían sobrepasar de 1/200, a fin de que sean reparables. Por lo tanto, podría afirmarse que el comportamiento de los muros reales agrietados debería ser mejor que el comportamiento de los especímenes.
- El agrietamiento durante el ensayo dinámico no se incrementó significativamente, esto se debe a que la energía sísmica trató de disiparse a través de las grietas formadas previamente por corte durante el ensayo estático.
- En el rango elástico, para acciones ortogonales al plano del muro, la albañilería confinada real tiene una frecuencia propia elevada. Suponiendo que el muro es de forma cuadrada, con un aparejo de soga y que actúa como una losa simplemente apoyada en sus 4 bordes, se obtiene una frecuencia natural de 30 Hz en el primer modo de vibrar, y de 20 Hz cuando su relación altura-longitud es  $\frac{1}{2}$ . Siendo la frecuencia predominante de los sismos peruanos en suelo duro del orden de 3 Hz, el movimiento transversal de los muros sería similar al de un sólido rígido; por lo que el

coeficiente sísmico "C1" sería igual a la aceleración del suelo (en fracción de "g"), valor que no supera al reglamentario  $C1 = 0.35$  (RNC-77).

- Para condiciones sísmicas muy severas, el Muro 3 (con "mechas") tuvo mejor comportamiento que el Muro 2, pese a que previamente (al inicio del ensayo estático) se habían formado fisuras en la zona de conexión columna-albañilería del Muro 3. Por esta razón, se recomienda el empleo de "mechas" en la zona de conexión albañilería-columna.

Fig. 7.36

*Ensayo dinámico perpendicular al plano de 2 muros confinados, previamente ensayados a fuerza cortante coplanar (distorsión 1/100).*

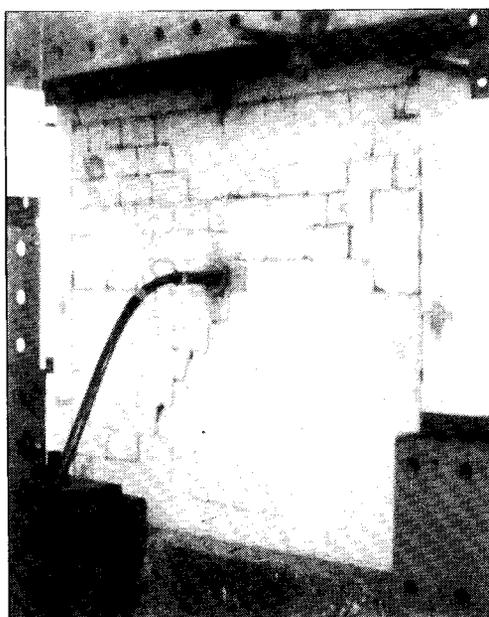
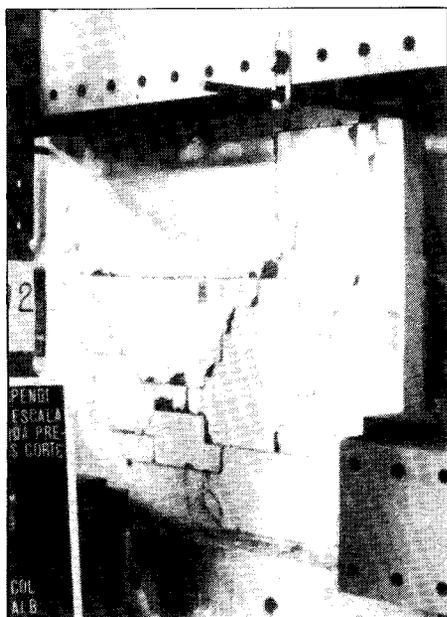


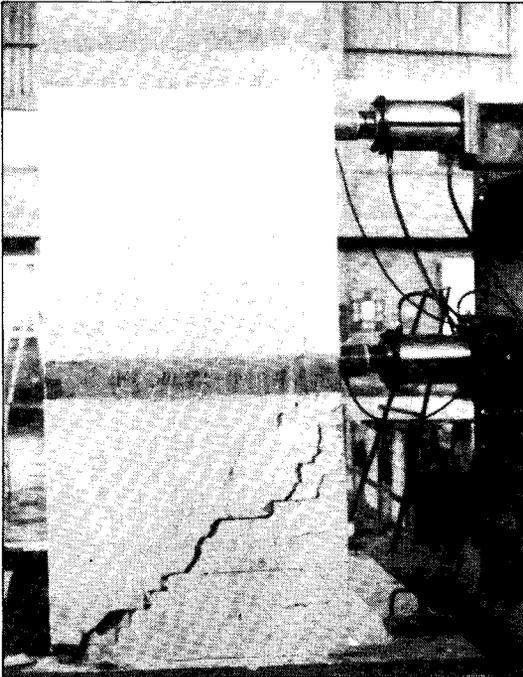
Fig. 7.37. Muros 2 (izquierda) y 3 (derecha) después de la Fase 10. Ver además la Fig. 7.28.

**C3. EFECTOS DE LA TÉCNICA DE ENSAYO SOBRE EL COMPORTAMIENTO SISMICO DE LA ALBAÑILERIA CONFINADA. J. Moreno, L. Zegarra, D. Torrealva y A. San Bartolomé. Proyecto CISMID-PUCP, 1991.**

Dos módulos de albañilería confinada (mortero 1:4,  $f_m = 97 \text{ kg/cm}^2$ , y  $v_m = 13 \text{ kg/cm}^2$ ), muy similares al descrito en el Proyecto C1, pero de dos pisos (Fig. 7.6C) y con unidades caravista de arcilla recortada, fueron ensayados en la PUCP bajo 2 técnicas distintas.

La primera técnica fue un ensayo de carga lateral monotónicamente creciente, manteniendo igual carga en los dos niveles (distribución de cargas uniforme). La segunda técnica consistió en un ensayo dinámico en mesa vibradora, bajo la acción de una sollicitación armónica ( $f = 5 \text{ Hz}$ , con 10 fases de 10 ciclos cada una), variando la aceleración sísmica desde 118 hasta 1375 gal, para volver a decrecer a 118 gal, todo esto en una sólo corrida en el simulador de sismos.

Como resultado de los dos ensayos se obtuvo una falla por corte en el primer piso (predecible teóricamente), Fig. 7.38. Asimismo, la envolvente de la curva cortante-desplazamiento (Fig. 7.39) coincidió para ambas técnicas de ensayo, hasta el instante en que se aplicó una aceleración irreal (1375 gal), colapsando el espécimen en la prueba dinámica; en tanto que el módulo ensayado a carga estática tuvo un comportamiento más dúctil.



*Fig. 7.38. Ensayo estático (izquierda) y dinámico (derecha).*

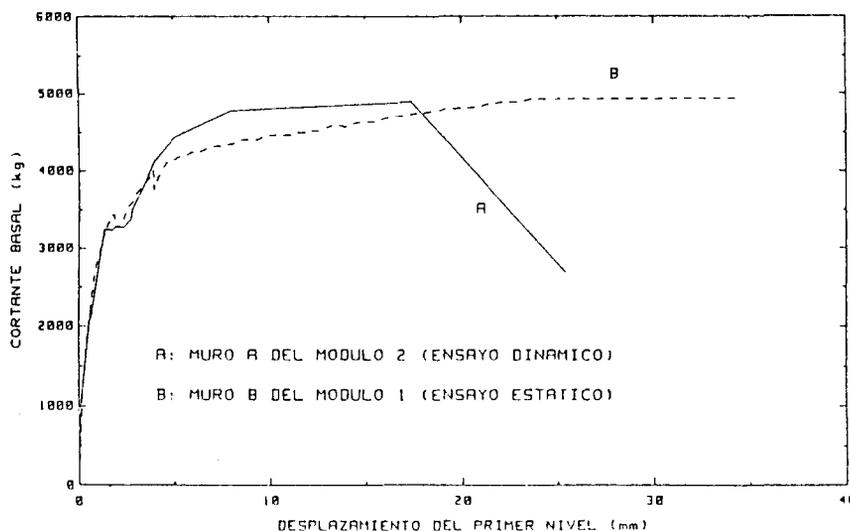


Fig. 7.39. Envolverte cortante basal vs. desplazamiento del primer nivel

#### C4. ESTUDIO DE LA CONEXION COLUMNA-ALBAÑILERIA EN MUROS CONFINADOS A ESCALA NATURAL. I. González. 1993.

Al igual que en el Proyecto B8, el objetivo de la investigación fue evitar la formación de cangrejas que se presentan bajo los dientes de la albañilería, así como la fractura de dichos dientes producto del vibrado del concreto. Esta vez, el estudio se realizó en muros a escala natural (2.40x2.30x0.13 m), los que primeramente fueron ensayados a carga lateral cíclica hasta alcanzar una distorsión angular de 1/150, para después someterlos a cargas sísmicas perpendiculares a su plano empleando un dispositivo similar al del Proyecto C2.

Las conexiones estudiadas fueron: Muro 1 "dentada tradicional" y Muro 2 "junta a ras". En el Muro 2 se construyó primero la albañilería (dejando "mechas" de 1/4" @ 2 hiladas, Fig. 7.41), para luego vaciar el concreto de las columnas y después el de la solera. En el diseño de ambos muros se aplicó la teoría de rotura (descrita en el Acápite 8.1), lo que proporcionó: columnas de 13x20 cm ( $f_c = 175 \text{ kg/cm}^2$ ) con 4  $\phi$  1/2" y  $\square$   $\phi$  1/4", 1 @ 5, 5 @ 7.5, r @ 25 cm. La unidad empleada fue KK industrial con 18 perforaciones ( $f_b = 100 \text{ kg/cm}^2$ ), asentada con mortero 1:4. La resistencia de las pilas fue  $f_m = 64 \text{ kg/cm}^2$  y la de los muretes  $v'm = 9.7 \text{ kg/cm}^2$ .

En la primera etapa del ensayo (carga coplanar cíclica), los resultados de ambos muros fueron muy similares (Fig. 7.40). No se observaron fisuras en la zona de conexión concreto-albañilería y las columnas tuvieron un buen comportamiento, por lo que se concluye que la propuesta de diseño a la rotura (Acápite 8.1) resultó adecuada.

En la segunda etapa del ensayo (carga sísmica ortogonal al plano), la cimentación y la solera de los muros fueron arriostradas mediante elementos metálicos (Fig. 7.41), en tanto que las columnas y la albañilería quedaron libres. La intención de fijar la solera fue para simular el arriostre que proporciona la losa del techo (cuyo desplazamiento está limitado por los muros ortogonales a la dirección en estudio) en una edificación real. Posteriormente, los muros fueron sometidos al sismo del 31 de Mayo de 1970, en varias fases que tuvieron como aceleración basal máxima: 0.10, 0.20, 0.35, 0.60, 0.89 y 1.41 g.

En esta etapa del ensayo, pudo observarse un buen comportamiento de ambos muros, formándose algunas fisuras adicionales a las existentes recién en la última fase (ninguna en la zona de conexión concreto-albañilería, Fig. 7.41). Este buen comportamiento se debe a que aun estando agrietada la albañilería, la frecuencia predominante de los muros (ante acciones ortogonales) fue alta (10 Hz; al término del ensayo bajó a 8.9 Hz) y muy distante de la frecuencia predominante de la señal empleada (2.4 Hz; también, de acuerdo al RNC-77, para suelo duro  $f = 3.33$  Hz); asimismo, el grado de amortiguamiento (ante acciones ortogonales) de los muros agrietados fue elevado (varió entre 6.8 a 11 %).

De esta manera, se concluye que la junta a ras, con "mechas" de anclaje (cuantía 0.1%, embutidas en el muro 40 cm), constituye una buena alternativa para reemplazar las conexiones dentadas que tradicionalmente se emplean en nuestro país.

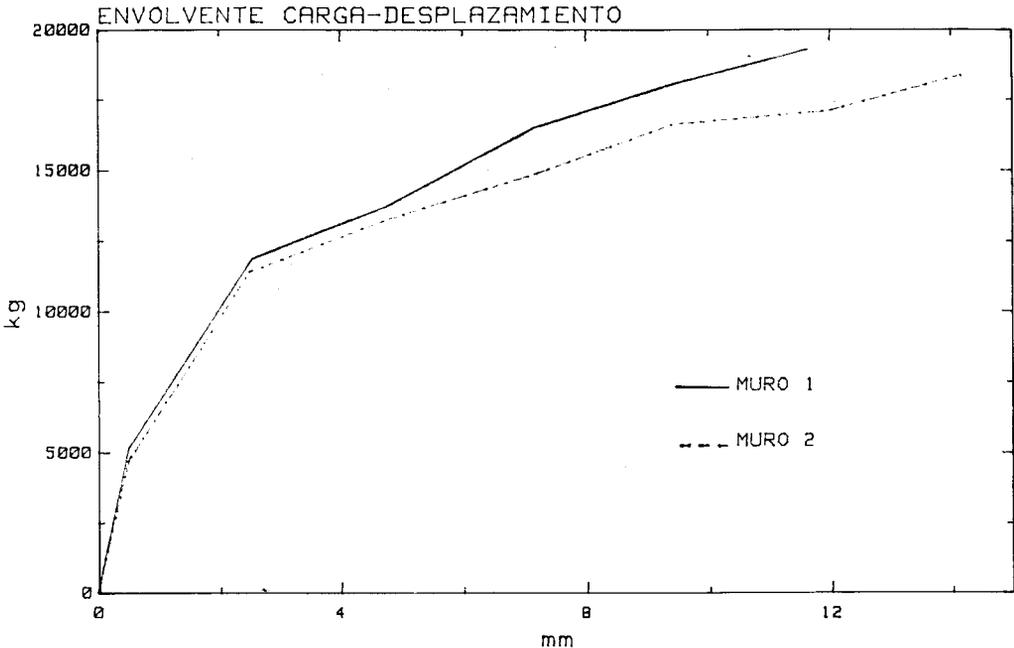
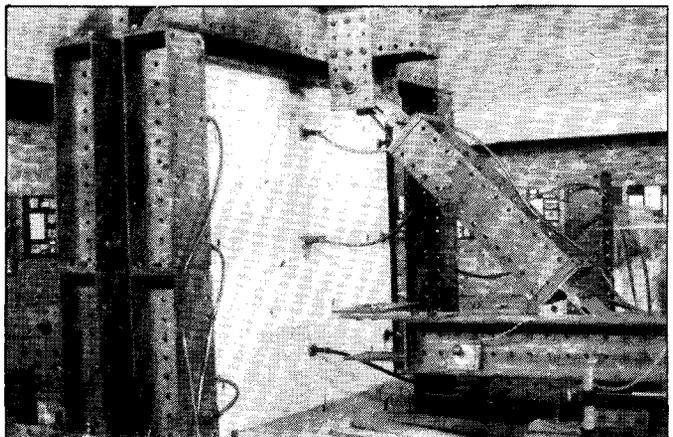
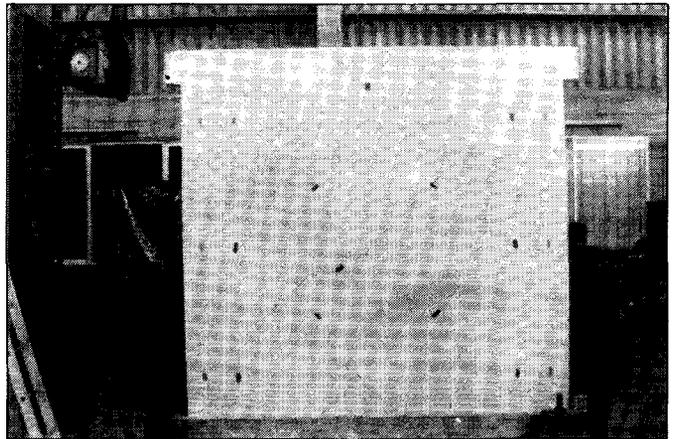
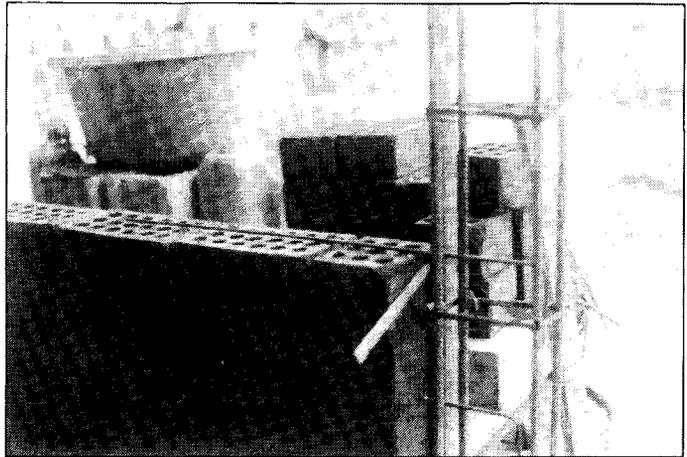


Fig. 7.40. Envolverte Carga-Desplazamiento correspondiente al primer ciclo del ensayo de carga lateral coplanar.

Fig. 7.41

Muro 2. En la vista superior se aprecia la junta a ras columna - albañilería, con mechas de anclaje. En la vista central se observa el estado del muro al término del ensayo estático. Y la vista inferior corresponde al estado del muro al finalizar el ensayo de simulación sísmica ortogonal al plano.



**C5. ENSAYO PSEUDO-DINAMICO (EXPERIMENTO JAPONES EN UN EDIFICIO A ESCALA NATURAL). Sh. Okamoto, Y. Yamazaki, T. Kaminosono y M. Teshigawara. Tsukuba, 1988.**

Un edificio de 5 pisos (Fig. 3.16) a escala natural (Altura = 14 m, Longitud =  $L = 13.8$  m y Ancho = 15.2 m), con techos constituidos por losas macizas de 15 cm de espesor, armadas en 2 sentidos, fue construido empleando bloques de concreto vibrado en sus muros y vigas (espesor =  $t = 19$  cm), los que estuvieron totalmente rellenos de concreto fluido ( $f_c = 244$  kg/cm<sup>2</sup>). La resistencia de las pilas y del mortero (1:3) fueron:  $f_m = 179$  y 410 kg/cm<sup>2</sup>, respectivamente. El peso total del edificio fue 996 ton.

En la dirección de ensayo ( $L = 13.8$  m), el edificio estuvo compuesto por 4 ejes, con una densidad de muros de 0.029 m<sup>2</sup> por metro cuadrado de área en planta. El alféizar de las ventanas (Fig. 3.28) y la escalera fueron aislados de la estructura principal, empleando juntas especiales.

El edificio fue diseñado elásticamente con un coeficiente sísmico  $c = 0.2$  (cortante basal dividido entre el peso del edificio) y verificado inelásticamente de manera de obtener una falla por flexión, con rótulas plásticas en los extremos de las vigas y en los muros del primer entrepiso; para esto, se empleó un programa de análisis inelástico paso a paso ("DRAGON"), así como el método de trabajo virtual explicado en el Capítulo 3 (Fig. 3.17). De este modo, el cortante basal asociado al mecanismo teórico de falla por flexión resultó 533 ton ( $c = 0.53$ ); en tanto que la capacidad teórica de corte del primer entrepiso fue prácticamente el doble (1040 ton,  $c = 1.04$ ).

En los muros del primer piso se utilizó como refuerzo vertical  $\phi 5/8" @ 40$  cm, mientras que en los extremos de los muros se usó  $1 \phi 3/4"$  rodeado por una espiral de 4 mm, con paso de 4 cm, en una altura de 80 cm. La cuantía de refuerzo horizontal (sin contar la escalerilla de  $\phi 4$  mm colocada en las juntas) fue de 0.26% ( $1 \phi 1/2" @ 40$  cm +  $1 \phi 3/8" @ 40$  cm, alternados). Debe anotarse que la espiral se colocó sólo en los talones de aquellos muros donde no concurrían muros transversales, su objetivo fue evitar la falla por flexocompresión de dichos talones, propósito que no se logró (Fig. 3.24).

El ensayo duró 2½ meses, se utilizaron 11 actuadores dinámicos de 100 ton de capacidad (en el quinto nivel se emplearon 3 actuadores, dos de los cuales controlaban la torsión), 200 LVDT's, 600 strain gages y 7 magnescales. La distribución de cargas laterales fue casi triangular (Norma Japonesa). El ensayo se dividió en tres fases: la primera fue de carga controlada con variación cíclica creciente desde  $c = 0.05$  hasta 0.4 (límite de servicio); la segunda (en el rango inelástico) fue de desplazamiento del quinto nivel controlado en forma cíclica creciente (desde una distorsión angular  $\theta = 2/800$  hasta  $7/800$ ); y la tercera fue pseudo-dinámica, aplicada con fines ilustrativos para simular la réplica de un terremoto ("aftershock").

A continuación se describen los puntos más importantes del ensayo ("c" es el coeficiente sísmico y " $\theta$ " es la distorsión angular del quinto nivel, definida como el desplazamiento lateral absoluto del quinto nivel entre la altura total del edificio). Ver además la Fig. 7.42.

- El comportamiento fue elástico hasta alcanzar el valor  $c = 0.4$  (esfuerzo cortante promedio en los muros del primer piso  $\tau = 8 \text{ kg/cm}^2$ ); en ese instante, se inició la fluencia de un refuerzo vertical. La rigidez lateral inicial del primer piso fue  $K_0 = 4000 \text{ ton/cm}$ .
- Para  $c \approx 0.5$  se presentaron fisuras horizontales de tracción por flexión en los muros perpendiculares a la dirección de ensayo.
- Para  $c \approx 0.6$  ( $\theta = 1/1200$ ) empezó la fluencia del refuerzo de las vigas. Hasta ese instante, el comportamiento fue prácticamente lineal; luego, la rigidez degradó levemente, pero la carga aplicada continuó aumentando.
- Para  $c \approx 0.7$  ( $\theta = 1/800$ ) fluyó el 100% del refuerzo vertical de los muros del primer piso, así como el refuerzo de las vigas del primer al tercer piso. Este punto podría decirse que corresponde al mecanismo de falla por flexión (aunque el valor teórico era  $c = 0.53$ ); sin embargo, a pesar de que la rigidez degradó, la carga continuó aumentando (si la falla final hubiese sido por flexión la curva cortante-desplazamiento se hubiese vuelto plana).
- Para  $c \approx 0.9$  ( $\theta = 2/800$ ) se produjo el agrietamiento diagonal en casi todos los muros del primer piso degradándose la rigidez, pero la carga continuó aumentando aunque en menor proporción (como si la falla estuviese controlada por los muros que aún faltaban agrietar). En esta etapa, las vigas de poca longitud fallaron por corte (Fig. 3.25).
- Para  $c \approx 1.0$  ( $\theta = 3/800$ ) se produjo la falla en los talones de los muros largos y la fluencia del refuerzo de todas las vigas. A partir de ese instante, la curva cortante-desplazamiento se volvió plana hasta una distorsión angular de  $5/800$ , luego de la cual, empezó a degradar la resistencia; para  $\theta = 7/800$  la resistencia fue el 60% del valor máximo. En ese último punto se produjeron deterioros muy serios en los talones (con pandeo del acero vertical) y rotura de los bloques, concentrándose la falla básicamente en el primer piso (Fig. 3.24).
- El cortante basal máximo se logró para  $\theta = 4/800$  (en el primer piso  $\theta_1 = 1/125$ , asociado a  $\delta_1 = 22.4 \text{ mm}$ ), registrándose un valor de 960 ton, prácticamente coincidente con la capacidad teórica de corte (1040 ton); pudiéndose afirmar que para una distorsión angular del primer piso  $\theta_1 = 1/200$  ( $\delta_1 = 14 \text{ mm}$ ), el sistema era reparable.

Después de haberse indicado la manera como fue diseñado este espécimen (en donde incluso existían muros con una capacidad teórica de corte 8 veces superior a la de flexión, pero que terminaron fallando por corte), podría decirse que el tipo de falla final por fuerza cortante resulta inevitable en las edificaciones de albañilería; pero, aun así, el comportamiento de este espécimen puede calificarse como excelente (Fig. 7.42). Por otro lado, los muros ortogonales jugaron un papel importante en el control de la trituración de los talones (Fig. 3.24), a pesar de que en esas zonas no existían espirales, en tanto que en los extremos libres (confinados por las espirales) el deterioro fue severo; aunque cabe mencionar que las espirales congestionaron los alveolos de los bloques produciendo cangrejas, las que fueron detectadas con un aparato de ultrasonido y reparadas antes del ensayo.

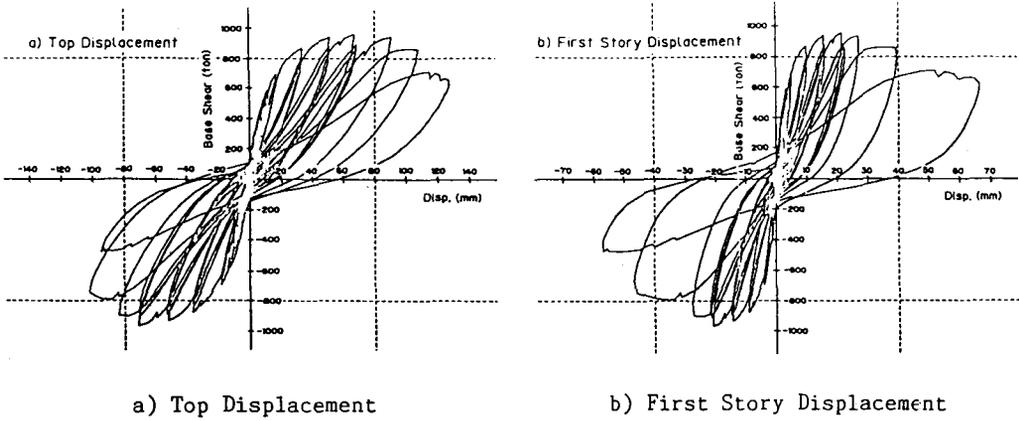


Fig.13 Base Shear vs. Displacement Relationship  
Obtained through Static Cyclic Loading Tests

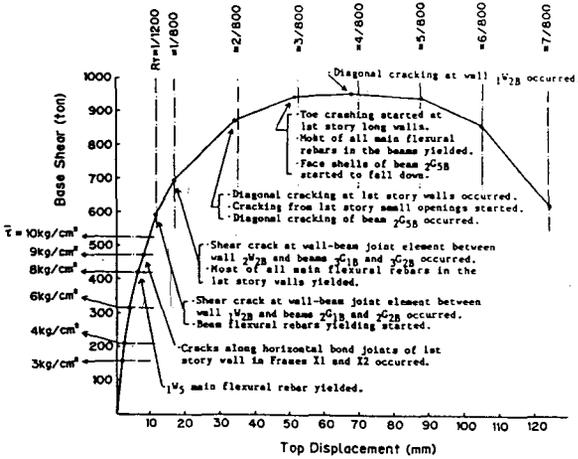


Fig.14 Base shear vs. Top Displacement Envelop Curve for Static Cyclic Loading Tests

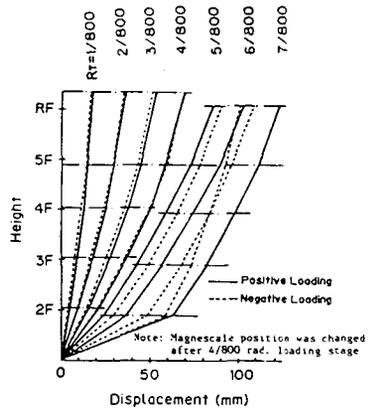


Fig.15 Change in Deflection  
Change with Increasing  
Top Displacement

## 8

## NUEVAS TEORIAS DE DISEÑO A LA ROTURA

El diseño mediante la Norma de Albañilería E-070 es elástico y se realiza adoptando un coeficiente sísmico que reducido por ductilidad es del orden de 0.16. Sin embargo, si se evalúan aceleraciones espectrales elásticas utilizando: 1) los sismos peruanos ocurridos en los años de 1966, 1970 y 1974 (registrados en Lima); 2) un amortiguamiento de 5%; y, 3) un rango de períodos comprendido entre 0.1 y 0.5 seg (usuales en la albañilería), se obtienen respuestas espectrales que superan en más de 3 veces el coeficiente sísmico reglamentario, cantidad que a su vez es mayor al factor de seguridad adoptado en la resistencia admisible al corte ( $f_s = 2$ , ver el Anexo A.2). Por esta razón, el diseño debe contemplar la posibilidad de que la estructura incurra en el régimen inelástico ante la acción de los sismos severos.

Tal como se indicó en el Acápite 3.2, los edificios de albañilería (armada o confinada) muestran un sólo tipo de falla final: "**por Corte**"; sin embargo, se dará a conocer el método de diseño a la rotura por flexión en los muros armados (Acápite 8.2), ya que es necesario que el lector conozca la opinión de otros investigadores.

Las propuestas de diseño a la rotura: por flexión en los muros armados y por corte en los confinados, están descritas en las Refs. 1 y 2, respectivamente. En este Capítulo sólo se indicarán las hipótesis en las cuales ellas se basan y la manera como se aplican.

### 8.1 MUROS CONFINADOS. LA FALLA POR CORTE.

En la Ref. 2 se presenta una **Propuesta** para el diseño sísmico de los edificios de Albañilería Confinada de mediana altura (máximo 5 pisos o 15 m); ésta se basa en asumir un comportamiento elástico de los muros ante los sismos moderados, y en la ocurrencia de fallas por fuerza cortante en los entrepisos inferiores cuando se producen los terremotos severos.

En síntesis, en la **Propuesta** se plantea: 1) que ante la acción del **sismo moderado**, los elementos aislados de concreto armado (vigas, placas, etc.) se diseñen a la rotura por flexión (empleando la Norma de Concreto E-060), con la debida concentración de estribos (o refuerzo horizontal) que permitan obtener una resistencia al corte superior a la de flexión, de este modo, se formarán rótulas plásticas que disipen energía sísmica antes que se produzca la falla por corte en la albañilería; y, 2) que ante la acción del **sismo severo**, los elementos de confinamiento se diseñen de tal modo que puedan soportar la carga que produce el agrietamiento diagonal de la albañilería, con lo cual, se trata de evitar la degradación de resistencia del sistema. Adicionalmente, se trata de proporcionar una resistencia mínima al entrepiso agrietado y, por ende, una rigidez lateral mínima, para obtener entrepisos con deformación inelástica limitada y por lo tanto, reparables.

### 8.1.1. Justificación de la Propuesta de Diseño

El diseño por valores admisibles (Norma E-070) da origen a suponer que la falla es por flexión, ya que la resistencia admisible al corte (que no debe ser superada por el cortante actuante) es la mitad de la resistencia a la rotura; es decir, existe un exceso de resistencia al corte. En base a lo expuesto en el Acápito 3.2, de no producirse la falla final por flexión en los muros, éstos continuarán absorbiendo fuerza cortante hasta el instante en que se agrieten diagonalmente, acumulando una gran energía que no podrá ser soportada por los elementos de confinamiento, si éstos fueron diseñados con un coeficiente sísmico pequeño (Fig. 8.1). De esta manera, se propone que una edificación de albañilería tenga dos sismos de diseño:

**A.- Sismo Moderado.** Este sismo no debe generar la falla por corte en ningún muro (aunque pueden existir fisuras por flexión en las columnas de confinamiento), pero sí producirá fallas por flexión en los elementos aislados de concreto armado (vigas, dinteles, placas, etc.), los cuales al ser más dúctiles que la albañilería, garantizarán una disipación de energía antes que se agrieten diagonalmente los muros confinados.

Se propone usar como sismo moderado las fuerzas de inercia proporcionadas por el RNC-77, calculadas con un coeficiente sísmico igual a 0.16 Z U S (ya reducido por ductilidad), asociado a aceleraciones sísmicas del orden de 120 gal. Empleando este sismo, se diseñará: 1) los elementos aislados de concreto armado en condiciones de rotura por flexión (controlando la falla por corte, amplificando los esfuerzos por los factores de carga correspondientes y empleando los factores de reducción de resistencia respectivos); y, 2) la cimentación bajo condiciones de servicio (por esfuerzos admisibles). Tal como se diseña hasta el presente.

**B.- Sismo Severo.** Se ha supuesto que el sismo severo tiene una aceleración de 450 gal, capaz de producir la falla por corte en los muros. En este paso se deberá diseñar los elementos de confinamiento a fin de evitar la degradación de resistencia de los muros.

Mediante un programa de computación ("TODA"), que efectúa el análisis inelástico paso a paso, se ha observado que cuando los entresijos tienen una resistencia mínima (y por lo tanto, una rigidez lateral mínima) igual a 2.5 veces el cortante correspondiente al sismo moderado, se obtiene que: 1) los edificios responden elásticamente ante los sismos medianamente severos del 66, 70 y 74, registrados en Lima; 2) las incursiones inelásticas se producen para aceleraciones del orden de 210 gal; y, 3) para aceleraciones de 450 gal (sismo severo), los desplazamientos inelásticos de los entresijos agrietados son menores que  $h / 200$  ("h" es la altura del entresijo), con lo cual el sistema es reparable.

### 8.1.2. Propuesta de Diseño

Para hacer uso de la Propuesta de diseño a la rotura, será necesario cumplir con todas las recomendaciones de materiales, constructivas y estructurales, que para la albañilería confinada se especifican en los Capítulos 1, 2 y 3. Conviene remarcar que las fórmulas planteadas son válidas sólo cuando se emplea ladrillos de arcilla.

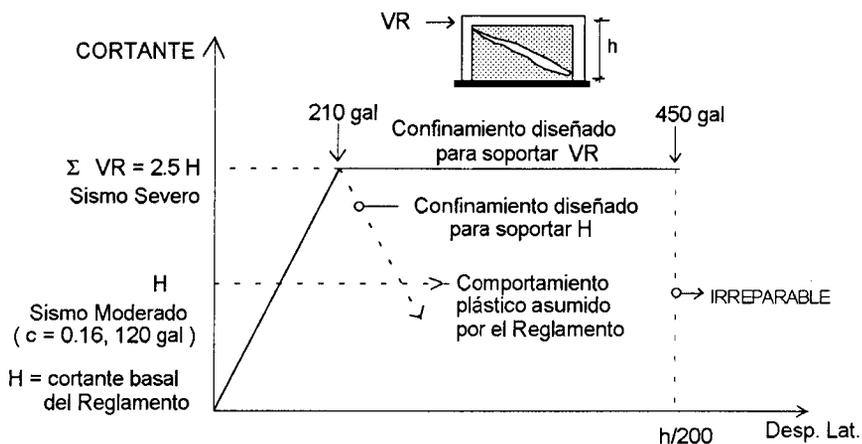
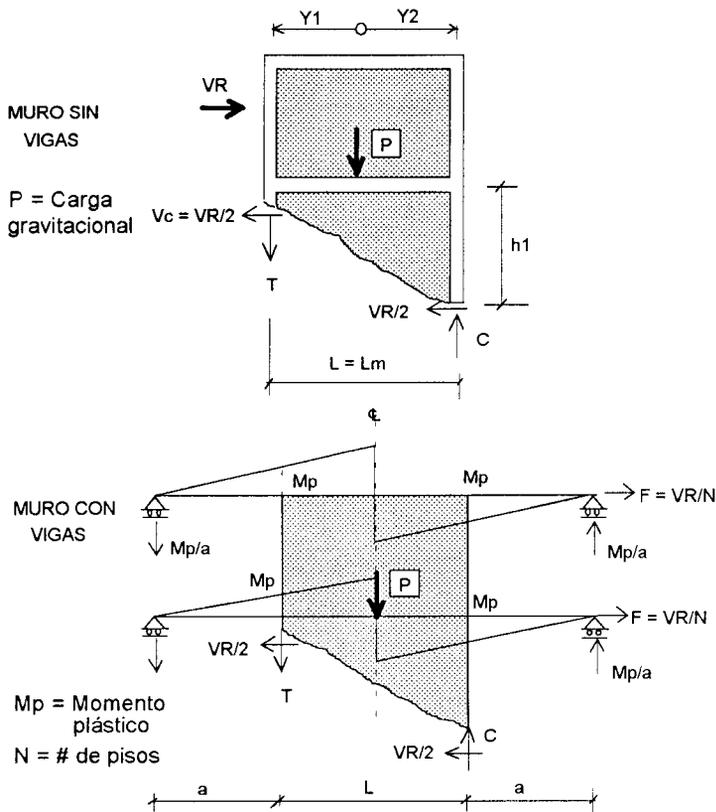


Fig. 8.1. Objetivos de la Propuesta de Diseño a la Rotura

Fig. 8.2

Fuerzas internas en un muro confinado agrietado por corte en el primer piso.



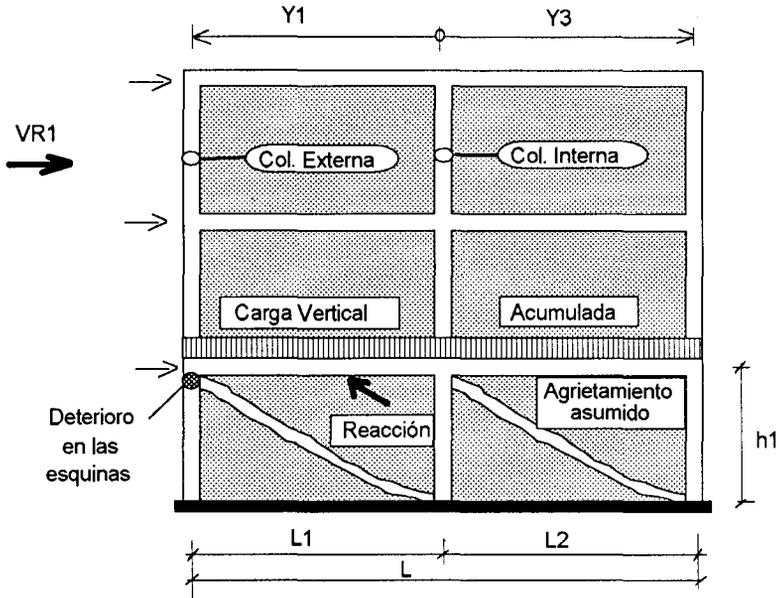


Fig. 8.3. Falla por corte en un Muro Confinado de 2 paños ( $N_c = 3$ )

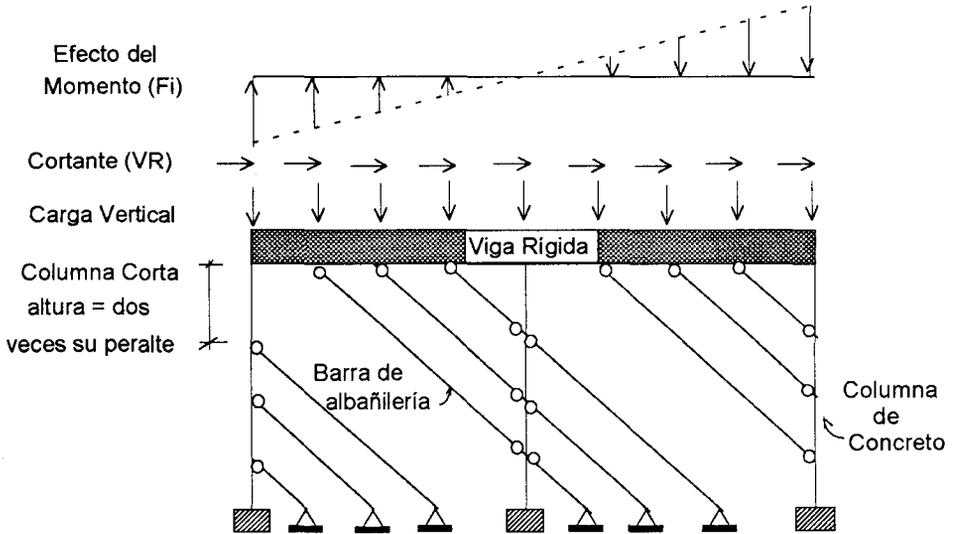


Fig. 8.4. Modelo del pórtico propuesto para analizar el primer piso agrietado.

### 8.1.3. Nomenclatura y Especificaciones Mínimas

La nomenclatura que se sigue en la **Propuesta** de diseño a la rotura (aplicable a los edificios compuestos por muros confinados), así como las especificaciones mínimas respectivas, son (ver además las Figs. 8.1 a 8.4):

- $A_c$  = área bruta de la sección transversal de una columna  $\geq A_{cf}$   
 $A_{cf}$  = área de una columna por corte-fricción  $\geq 20 t$  (cm<sup>2</sup>)  
 $A_n$  = área del núcleo confinado de una columna (descontando los recubrimientos a la sección transversal bruta).  
 $A_s$  = área del acero longitudinal  $\geq 0.1 f'c A_c / f_y$  ... (Mín. 4  $\phi$  3/8")  
 $A_{sf}$  = área del acero vertical por corte-fricción  
 $A_{st}$  = área de acero vertical por tracción combinada con corte-fricción  
 $A_v$  = área de estribos... (Mínimo: [ ]  $\phi$  1/4", 1 @ 5, 4 @ 10, r @ 25 cm)  
 $B$  = dimensión en planta del edificio, transversal a la dirección en análisis.  
 $d$  = peralte de una columna (en la dirección del sismo)  
 $F_i$  =  $M y_i / \sum (y_i)^2$  = fuerza producida por el momento flector "M" en el eje de una columna "i".  
 $f_y$  = esfuerzo de fluencia del acero  
 $f'_b$  = resistencia a compresión de la unidad de albañilería  
 $f'_c$  = resistencia a compresión del concreto  $\geq 175$  kg/cm<sup>2</sup>  
 $f'_m$  = resistencia característica a compresión axial de las pilas  
 $H$  = cortante basal del RNC-77.  $H = Z U S C W / R_d$  (ver Nota 1)  
 $h_1$  = altura del primer entrepiso o del entrepiso agrietado  
 $L$  = longitud total del muro (incluyendo las columnas) =  $\sum L_i$   
 $L_i$  = longitud del paño "i" en un muro de varios tramos  
 $L_m$  = longitud del paño mayor, o 0.5 L; usar el mayor valor  
 $M$  =  $M_1 - V R_1 h_1 / 2$   
 $M_1$  = momento en la base de un muro ante sismo severo =  $M_{el} (V R_1 / V_{el})$   
 $M_e$  = momento flector en un muro, obtenido del análisis elástico ante el sismo moderado.  
 $N$  = número de pisos del edificio  $\leq 5$   
 $N_c$  = número total de columnas de confinamiento en un muro  $\geq 2$   
 $P$  = carga vertical de servicio en un muro (con 25% de sobrecarga)  
 $P_{ci}$  = carga vertical tributaria en la columna de confinamiento "i"  
 $P_m$  = carga vertical máxima de servicio en un muro (con 100% de s/c)  
 $s$  = separación entre estribos  
 $t$  = espesor efectivo del muro (descontando acabados y bruñas)  
 $t_n$  = espesor del núcleo confinado de una columna  
 $V_c$  = fuerza cortante en una columna, ante el sismo severo  
 $V_e$  = fuerza cortante en un muro, obtenida del análisis elástico

$V_{Ei}$  = fuerza cortante en el entrepiso "i" del edificio, obtenida del análisis elástico ante el sismo moderado (en XX y YY).  
En el primer piso:  $V_{E1} = H =$  cortante basal del RNC-77.

$V_i$  = fuerza cortante producida por el sismo severo en el entrepiso "i" de uno de los muros =  $V_{R1}/V_{E1}$

$V_{Ri}$  = resistencia al corte en el entrepiso "i" de uno de los muros

$v'_m$  = resistencia característica de muretes de albañilería sujetos a compresión diagonal (ver Nota 2).

$\Sigma V_{Ri}$  = suma de las resistencias al corte de los muros confinados y placas de concreto armado en el entrepiso "i" del edificio.  
Evaluarla en cada dirección del edificio (XX, YY).

$y_i$  = distancia entre el centroide de columnas y el eje "i" de la columna en análisis, correspondiente a un muro confinado de varios tramos. En muros de un sólo paño:  $y_1 = y_2 \approx L/2$ , ver las Figs. 8.2 y 8.3.

$\alpha$  = reducción de resistencia al corte por esbeltez del muro:

$$1/3 \leq \alpha = V_e L / M_e \leq 1$$

$\delta$  = factor de confinamiento de la columna por muros transversales:

$\delta = 1$ , para columnas con dos muros transversales

$\delta = 0.8$ , para columnas sin muros transversales

$\phi$  = coeficiente de reducción de resistencia del concreto armado:

$\phi = 0.9$  (flexión o tracción pura)

$\phi = 0.85$  (corte-fricción o tracción combinada)

$\phi = 0.7$  (compresión, cuando se use estribos cerrados)

$\phi = 0.75$  (compresión, cuando se use zunchos en la zona confinada)

$\sigma$  = esfuerzo axial actuante en un muro =  $P/(t L)$

$\sigma_m = P_m / (t L) \leq 0.15 f'_m$

$\mu$  = coeficiente de fricción concreto endurecido-concreto = 1

NOTA 1: Ver Z (factor de zona), U (factor de importancia), S (factor de suelo),  $R_d$  (coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas por ductilidad) y C (coeficiente sísmico) en el RNC-77 y en el Capítulo 4.

NOTA 2: La resistencia característica se define como el valor promedio de por lo menos 5 especímenes ensayados menos una desviación estándar.

NOTA 3: En muros de un paño sólo existen columnas externas ( $N_c = 2$ ); en ese caso:  $L_m = L$  (ver la Fig. 8.2).

NOTA 4: El factor de amplificación de cargas para pasar a condición de rotura está dado en cada muro por  $V_{R1}/V_{E1}$

#### 8.1.4. Análisis y Diseño

Para el caso de muros compuestos por varios paños, se ha adoptado el modelo indicado en la Fig. 8.4. Las fórmulas del paso 5.3, han sido deducidas en el Anexo A1 y verificadas empleando las hipótesis indicadas en el paso 5.5. Los pasos a seguir (de 1 a 5) son:

##### **PASO 1. Verificación de la Densidad Mínima de Muros Confinados en Cada Dirección del Edificio**

$$\text{Area total de Muros Confinados / Area de la Planta} \geq Z U S N / 140$$

La deducción de esta fórmula, que debe emplearse sólo con fines de predimensionamiento, aparece en el Acápito 3.3. De no cumplirse esta expresión, podrá añadirse placas de concreto armado, transformando su sección en una equivalente de albañilería.

##### **PASO 2. Análisis por Carga Vertical**

$$\text{Esfuerzo Axial Máximo en un Muro} = \sigma_m = P_m / (t L) \leq 0.15 f_m$$

Cuando se tenga  $\sigma_m \geq 0.05 f_m$ , deberá colocarse refuerzo horizontal continuo (cuantía mínima 0.1%) anclado con ganchos verticales en las columnas de confinamiento (Fig.1.15).

##### **PASO 3. Análisis Elástico para el Sismo Moderado**

Empleando el RNC-77 se efectuará el análisis sísmico, incluyendo a los muros portantes no confinados. La rigidez lateral de los muros deberá evaluarse transformando el concreto de las columnas en área equivalente de albañilería y agregando el 25 % de la longitud de los muros transversales (Fig. 4.3). En esta etapa se diseñarán a la rotura los elementos aislados de concreto armado (placas, etc.); debiéndose considerar para su diseño por fuerza cortante la formación de rótulas plásticas en los extremos de las vigas y en la base de las placas (ver la Norma de Concreto Armado E-060). Adicionalmente, se diseñará la cimentación bajo condiciones de servicio. Para el análisis estructural elástico se adoptará:

$$\begin{aligned} c &= 0.16 Z U S = \text{coeficiente sísmico} \\ E &= 500 f'_m = \text{módulo de elasticidad de la albañilería} \\ G &= 0.4 E = \text{módulo de corte de la albañilería} \end{aligned}$$

En esta etapa del diseño deberá verificarse que los muros no se agrieten por corte y que el edificio no tenga problemas por torsión; esto es:

- Fuerza cortante en cada entrepiso de cada muro  $V_{ei} \leq V_{Ri}/2$
- Excentricidad torsional (real) máxima  $\leq 0.15 B$

#### PASO 4. Evaluación de la Capacidad Resistente al Corte ("VR")

La siguiente expresión (a calcularse en cada entrepiso de cada muro) es aplicable incluso para los muros no confinados:

$$VR = (0.5 v'm \alpha + 0.23 \sigma) t L$$

Las siguientes resistencias características (en kg/cm<sup>2</sup>) corresponden a pilas (altura mínima 60 cm) y a muretes cuadrados (lado mínimo 60 cm), construidos con mortero 1:5 o 1:1:5; para otro tipo de unidad o mortero se harán los ensayos respectivos.

UNIDAD DE ARCILLA	UNIDAD f 'b	PILAS f 'm	MURETES v 'm
King Kong Artesanal	55	35	5.1
King Kong Industrial	145	65	8.5
Rejilla Industrial	215	85	9.7

#### PASO 5. Diseño para el Sismo Severo

En esta etapa del diseño, se considerará nula la participación de los muros no confinados y se supondrá que los muros del primer entrepiso fallan por corte, con una fuerza igual a su capacidad resistente (VR1). Adicionalmente, deberá verificarse si se produce el agrietamiento en los muros de los pisos superiores (Paso 5.2); de producirse la falla, éstos deberán ser diseñados en forma similar al muro del primer entrepiso, según se indica en el paso 5.3.

Los esfuerzos sísmicos de cada muro ante el sismo severo (V, M), se obtendrán amplificando por  $VR1 / Ve1$  los valores obtenidos del análisis elástico ante el sismo moderado (Ve, Me). La carga axial sísmica (Ps, proveniente del cortante en las vigas) será obtenida amplificando su valor elástico por 1.75.

##### PASO 5.1. Verificación de la Resistencia Mínima ante Sismos Severos

Deberá cumplirse en cada entrepiso "i", y en cada dirección del edificio, la siguiente expresión:

$$\Sigma VRi \geq 2.5 VEi$$

El exceso de resistencia del entrepiso (sobre 2.5 VEi) podrá ser cubierta con muros no confinados; o, cuando existan vigas que concurran a esos muros, con columnas mínimas de confinamiento, ya que las vigas producen concentración de esfuerzos en la albañilería.

Cuando se obtenga:  $\Sigma VR1 \geq 5 VE1$ , podrá considerarse que el edificio se comporta en el rango elástico; en tal situación, no se requiere diseñar el edificio ante el sismo severo, pero deberá emplearse columnas que arriostren los muros ante acciones ortogonales a su plano.

**PASO 5.2. Verificación del Agrietamiento Diagonal en los Entrepisos Superiores de cada Muro Confinado**

En cada entrepiso superior al primero (i > 1) deberá verificarse:

$$VRi \geq 1.15 Vi$$

De no cumplirse esa condición, el entrepiso "i" también se agrietará y deberá ser diseñado en forma similar al primero (para soportar "VRi"), tal como se indica en el paso 5.3.

**PASO 5.3. Diseño de los Elementos de Confinamiento de un Muro en el Primer Piso**

**A) Diseño de las Columnas de Confinamiento:**

**A.1) Diseño por Corte-Fricción (Vc) y Tracción (T) Combinada con Corte-Fricción**

Las fuerzas internas en las columnas se obtendrán aplicando las siguientes expresiones:

COLUMNA	Vc	T
Interna	$VR1 Lm / (L (Nc+1))$	$Fi + VR1 hl / L - Pci$
Externa	$1.5 VR1 Lm / (L (Nc+1))$	$Fi - Pci$

Luego se calculará la sección transversal y el refuerzo, mediante las expresiones:

$$Acf = Vc / (0.2 f'c \phi) \geq 20 t \quad (cm^2)$$

$$Asf = Vc / (fy \mu \phi)$$

$$Ast = T / (fy \phi)$$

Tomándose como refuerzo vertical:

$$As = Asf + Ast \geq 0.1 f'c Ac / fy \dots (\text{mínimo: } 4 \phi 3/8")$$

*NOTA: El refuerzo vertical continuo tendrá como área mínima: "Ast", 0.1 f'c Ac/fy, o 4 φ 3/8"; mientras que la diferencia (Asf), podrá colocarse en forma de espigas verticales (dowell) ancladas en los núcleos confinados de las columnas (atravesando el nudo solera-columna).*

### A.2) Diseño por Compresión (C) en Columnas sin Esbeltez

Columna Interna:  $C = P_{ci} + F_i - VR_1 h_1 / (2 L)$

Columna Externa:  $C = P_{ci} + F_i$

$A_n = A_s + (C / \phi - A_s f_y) / (0.85 \delta f'_c)$

Para calcular la sección transversal de la columna ( $A_c$ ), deberá agregarse los recubrimientos al área del núcleo " $A_n$ "; el resultado no deberá ser menor que " $A_{cf}$ ".

### A.3) Estribos Cerrados de Confinamiento. Diseño por Compresión

Los estribos a emplear podrán ser: con  $1\frac{3}{4}$  de vuelta, con ganchos a  $135^\circ$  o zunchos; ver la Fig. 2.5. En los extremos de las columnas, en una altura no menor de 45 cm o  $1.5 d$  (por debajo o encima de la viga, solera o sobrecimiento; ver las Figs. 1.13 y 3.29), deberá colocarse el menor de los siguientes espaciamientos ( $s$ ) entre estribos:

$$s_1 = A_v f_y / (0.3 t_n f'_c (A_c / A_n - 1))$$

$$s_2 = A_v f_y / (0.12 t_n f'_c)$$

$$s_3 = d / 4$$

$$s_4 = 10 \text{ cm}$$

El estribaje mínimo de confinamiento será  $\phi 1/4"$ , 1 @ 5, 4 @ 10 cm, adicionando 2  $\phi$  en los nudos solera-columna (Fig. 1.13), y  $\phi$  @ 10 cm en el sobrecimiento (Fig. 3.29).

### B) Diseño de la Solera:

La solera se diseñará a tracción pura para soportar una fuerza igual a  $T_s$ :

$$T_s = VR_1 L_i / (2 L)$$

$$A_s = T_s / (\phi f_y) \geq 0.1 f'_c A_{sol} / f_y \dots (\text{mínimo: } 4 \phi 3/8")$$

El área de la sección transversal de la solera ( $A_{sol}$ ), deberá ser suficiente para alojar el refuerzo longitudinal ( $A_s$ ), pudiéndose emplear vigas chatas con un peralte igual al espesor de la losa del techo. En los extremos de la solera, deberá colocarse el estribaje mínimo de confinamiento:  $\phi 1/4"$ , 1 @ 5, 4 @ 10 cm, r @ 25 cm (montaje).

En las zonas donde la solera pierde continuidad (por ejemplo, en los bordes del edificio), la columna deberá tener un peralte tal que permita el anclaje de la parte recta del refuerzo horizontal (diámetro " $D_b$ " en cm) de la solera; según la Norma E-060, esa longitud es:

$$L_{dg} = 318 D_b / \sqrt{f'_c} \dots (\text{en cm, para } f'_c \text{ en kg/cm}^2)$$

#### PASO 5.4. Diseño de los Pisos Superiores no Agrietados

Las columnas de los pisos superiores deberán tener un refuerzo vertical capaz de absorber la tracción producida por el momento flector ( $M = M_e (VR1/Ve1)$ ) actuante en el piso en estudio, asociado al instante en que se origine el agrietamiento diagonal del primer entrepiso.

$$\begin{aligned} F_i &= M y_i / (\sum y_i^2) \\ T &= F_i - P_{ci} > 0 \\ A_s &= T / (\phi f_y) \geq 0.1 f'_c A_c / f_y \dots (\text{mínimo: } 4 \phi \text{ } 3/8") \end{aligned}$$

El área del núcleo ( $A_n$ ) de las columnas de confinamiento, deberá diseñarse para soportar una compresión  $C = P_{ci} + F_i$ ; esto es,  $A_n = A_s + (C / \phi - A_s f_y) / (0.85 \delta f'_c)$ .

Las soleras se diseñarán a tracción con una fuerza igual a:

$$T = V L_i / (2 L); \text{ donde: } V = V_e (VR1 / Ve1)$$

Tanto en las soleras como en las columnas de confinamiento, deberá colocarse estribos cerrados, mínimo:  $\square \phi \text{ } 1/4", 1 @ 5, 4 @ 10 \text{ cm, } r @ 25 \text{ cm.}$

#### PASO 5.5. Alternativa para Obtener con Mayor Precisión las Fuerzas Internas en los Confinamientos, Considerando que los Entrepisos Inferiores están Agrietados

La alternativa consiste en aplicar un programa de computación, que permita el análisis de pórticos planos compuestos por barras con 3 grados de libertad por nudo. Se supone que los entrepisos superiores a los agrietados se comportan elásticamente, por lo que éstos pueden ser reemplazados por una viga de gran rigidez; el momento flector (ante sismo severo) que provenga de los pisos superiores, puede reemplazarse por un conjunto de fuerzas verticales equivalentes que serán agregadas a las cargas gravitacionales. Ver las Figs. 8.3 y 8.4.

Se supondrá que la albañilería actúa como bielas deformables en compresión (con un módulo de elasticidad  $E = 500 \text{ f'm}$ ), paralelas a la diagonal principal de cada paño, con un área axial igual al producto del espesor del muro por la longitud de la diagonal principal entre el número de bielas. El número de bielas deberá ser lo mayor posible, a fin de obtener mejores resultados.

Para simular al entrepiso agrietado, la biela colocada en la diagonal principal se considerará de área nula, y las bielas más cercanas a ésta deberán separarse verticalmente de los nudos una distancia igual al doble del peralte de la columna (simulando columnas cortas). Las columnas serán idealizadas como elementos continuos de concreto armado.

### 8.1.5. Ejemplo de Aplicación

La **Propuesta** de diseño a la rotura será aplicada al edificio analizado en el Capítulo 4; paralelamente, se efectuarán algunos comentarios que permitan aclarar los objetivos y alcances de este proyecto de Norma. El diseño se realizará sólo para el muro X4, el mismo que anteriormente fue diseñado por esfuerzos admisibles con la Norma E-070 (Capítulo 5).

Los pasos 1 a 3 de la **Propuesta** ya fueron realizados en el Capítulo 4, y los diagramas de momento flector y fuerza cortante del muro X4 (para sismo moderado) aparecen en la Fig. 4.4. Cabe indicar que en el análisis sísmico según XX, la excentricidad torsional real (sin incluir la accidental) resultó 0.42 m, menor que  $0.15 B$  ( $0.15 \times 8.65 = 1.3$  m, B es el ancho del edificio en la dirección YY); por lo que la condición del paso 3 se cumple.

Por otro lado, el esfuerzo axial máximo en el primer piso del muro X4 resultó  $4.78 \text{ kg/cm}^2$ , menor que  $0.15 f_m$  ( $f_m = 65 \text{ kg/cm}^2$ ), pero mayor que  $0.05 f_m$ ; por lo tanto, deberá colocarse refuerzo horizontal anclado en las columnas de los entresijos que agrieten diagonalmente. Con  $1 \phi \frac{1}{4}'' @ 2$  hiladas se logra una cuantía de  $0.12\%$  ( $0.32/(13 \times 20)$ ), mayor al valor mínimo especificado por la Propuesta ( $0.1\%$ ).

### PASO 4. Evaluación de VR

Para la evaluación de VR (cortante de agrietamiento diagonal) se ha considerado una resistencia a compresión diagonal de los muretes ( $v'm$ ) igual a  $8.5 \text{ kg/cm}^2$ , asociado a una albañilería con  $f_m = 65 \text{ kg/cm}^2$ .

Como la fórmula para calcular VR depende de la magnitud de la carga vertical al instante de ocurrir la grieta diagonal, se ha optado por no considerar la carga axial sísmica ( $P_s$ ), para facilitar el análisis y también por las siguientes razones:

- El efecto de  $P_s$  sobre VR es reducido, ya que  $P_s$  está afectado por un coeficiente de 0.23. Adicionalmente,  $P_s$  depende de la magnitud de la fuerza cortante que se desarrolle en las vigas (coplanares con el muro) al formarse las rótulas plásticas; en otras palabras,  $P_s$  pudo calcularse amplificando su valor elástico por un factor de 1.75 (no por  $VR1/Ve1$ ), que involucra: el factor de amplificación de la carga sísmica (1.25), el factor de reducción de resistencia del concreto por flexión (0.9) y el factor de endurecimiento del acero (1.25).
- $P_s$  actúa en compresión en algunos muros, mientras que en otros lo hace en tracción (por equilibrio global  $\Sigma P_s = 0$ ), por lo que su efecto se ve compensado cuando se evalúa la resistencia total del entresijo ( $\Sigma VR$ ). Por otro lado, en muros en voladizo,  $P_s$  es nula; mientras que en muros con doble viga coplanar,  $P_s$  es pequeña (ver la Fig. 8.2).
- Cuando  $P_s$  actúe en tracción, VR disminuye, pudiendo afectar sólo a la carga admisible ( $VR / 2$ ) empleada en la verificación de la resistencia al corte ante el sismo moderado. Puesto que los elementos de confinamiento se van a diseñar para la

condición de rotura del muro, conviene trabajar con un valor alto de VR. Debe aclararse que para fines de diseño el valor VR puede tener un margen de error de  $\pm 25\%$ , que no altera el comportamiento inelástico del muro confinado, ya que en la **Propuesta** no se contempla el factor de endurecimiento del acero (que puede llegar a ser 1.5).

El cálculo de VR (dado por la expresión:  $VR = 0.5 v'm \alpha t L + 0.23 P$ ; donde  $\alpha = Ve L/Me$ , con  $1/3 \leq \alpha \leq 1$ ) se detalla sólo para el muro X4 (Tabla 8.1), entendiéndose que para el resto de muros (orientados según XX, YY) se siguió un proceso similar.

TABLA 8.1. CALCULO DE VR EN EL MURO X4 ( $t = 0.13$  m,  $L = 2.95$  m)

Piso	P (ton)	Ve (ton)	Me (ton-m)	$\alpha$	$0.5 v'm \alpha t L$ (ton)	VR (ton)	VR/2 (ton)
1	18.32	7.08	27.91	0.75	12.2	16.4	8.2
2	13.74	5.81	14.21	1.00	16.3	19.5	9.7
3	9.16	3.98	5.32	1.00	16.3	18.4	9.2
4	4.58	1.54	4.20	1.00	16.3	17.3	8.6

En la Tabla 8.1 puede observarse que los valores VR/2 son mayores que los valores Ve, por lo que el muro se comportaría elásticamente ante el sismo moderado. En el Capítulo 5 se obtuvo para el muro X4 una fuerza cortante admisible en el primer piso de 7.7 ton (6% menor que VR/2); pero, para muros esbeltos (como el X1), el cortante admisible de la Norma E-070 llegó a ser 22% mayor al valor VR/2 respectivo. Esto se debe a que en la Norma no se contempla la reducción de resistencia al corte por efectos de esbeltez del muro (factor  $\alpha$ ).

### PASO 5.1. Resistencia Mínima de los Entrepisos

La resistencia (VR) de cada muro fue obtenida tal como se indicó en el paso anterior; luego se calculó la resistencia del entrepiso, en cada dirección del edificio, sumando las resistencias que individualmente aportaba cada muro confinado. Ver la Tabla 8.2.

TABLA 8.2. RESISTENCIA DE LOS ENTREPISOS

Entrepiso	$\Sigma VR(XX)$ (ton)	$\Sigma VR(YY)$ (ton)	VEi (ton)	$\Sigma VR(XX)/VEi$	$\Sigma VR(YY)/VEi$
1	236	250	92.0	2.56	2.72
2	261	277	82.8	3.15	3.34
3	252	280	64.4	3.91	4.35
4	221	267	36.8	6.00	7.25

En la Tabla 8.2 se aprecia que  $\Sigma VRi / VEi$  es mayor que 2.5, por lo que se puede garantizar que el edificio puede soportar un sismo severo (450 gal), con daños que pueden repararse. Cabe mencionar que en la dirección YY se tuvo que confinar el muro

Y4 (dejándose de confinar el muro Y5) para cumplir la relación  $\Sigma VR(YY) / VEi \geq 2.5$ ; sin embargo, en el muro Y5 es conveniente adicionar una columna de 13x20 cm, con refuerzo mínimo (4  $\phi$  3/8", y [] 1/4", 1 @ 5, 4 @ 10, r @ 25 cm), en vista de que existe una viga de borde que puede originar concentración de esfuerzos sobre la albañilería.

**PASO 5.2. Verificación del Agrietamiento en los Pisos Superiores**

Esta verificación debe realizarse en cada muro, suponiendo que el primer entrepiso falla al alcanzar su capacidad resistente (VR1). Como hasta ese instante, el sistema se comporta elásticamente (obviando la formación de rótulas plásticas en las vigas), los esfuerzos elásticos (Ve, Me) deberán amplificarse por la relación VR1/VE1, para de este modo obtener los esfuerzos (V, M) ante el sismo severo. Ver la Fig. 8.5.

Si 1.15 Vi supera la resistencia del entrepiso en análisis (VRi), también se producirá la falla de ese entrepiso. En la Tabla 8.3 se muestran los cálculos para el muro X4, observándose que sólo el primer piso fallaría ante el sismo severo.

Fig. 8.5

Muro X4. Diagrama de esfuerzos ante sismo severo, amplificando los esfuerzos elásticos por  $VR1 / Ve1 = 16.4 / 7.08 = 2.32$ . Ver además la Fig. 4.4

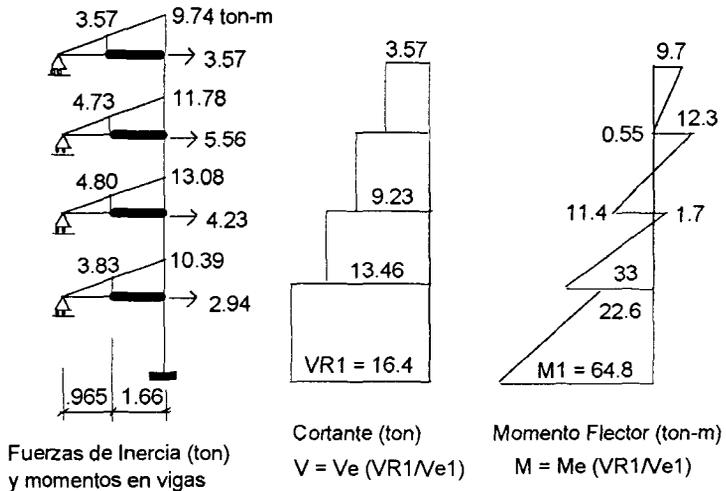


Tabla 8.3. MURO X4. VERIFICACION DEL AGRIETAMIENTO EN PISOS SUPERIORES

Piso	P (ton)	Ve (ton)	Me (ton-m)	VR (ton)	V (ton)	VR/V	M (ton-m)
1	18.32	7.08	27.91	16.4	16.4	1.00	64.8
2	13.74	5.81	14.21	19.5	13.5	1.44	32.9
3	9.16	3.98	5.32	18.4	9.2	2.00	12.3
4	4.58	1.54	4.20	17.3	3.6	4.80	9.7

### PASO 5.3. Diseño de los Elementos de Confinamiento del Primer Piso. Muro X4.

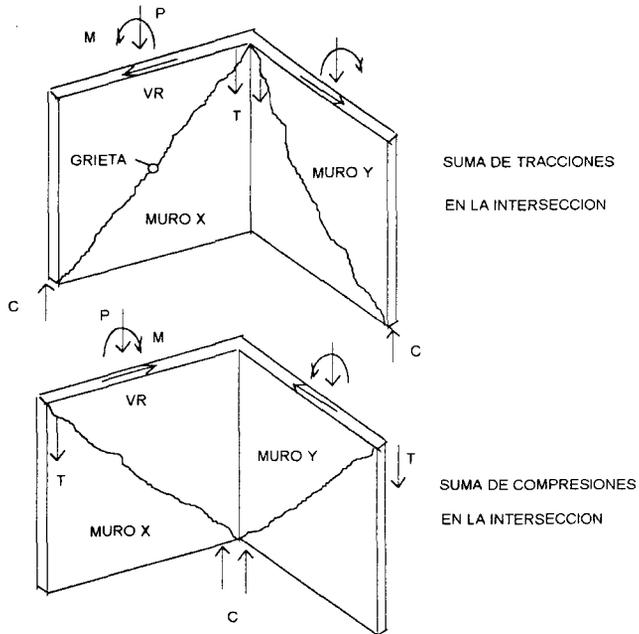
En este paso se seguirá la misma notación de la Propuesta; aunque, por tratarse de muros de un sólo paño, los esfuerzos internos ( $T$ ,  $C$ ,  $V_c$ ) pudieron obtenerse del equilibrio directo mostrado en la Fig. 8.2. Los esfuerzos asociados al sismo severo ( $P$ ,  $M$ ,  $V$ ) figuran en la Tabla 8.3; cabe mencionar que la carga axial debida al sismo ( $P_s$ ) no se consideró en el diseño, por facilidad y también porque sus efectos se compensan, puesto que cuando  $P_s$  actúa en compresión (sismo  $+XX$ ), se incrementa  $VR$  (lo propio ocurre con  $V$ ,  $M$ ,  $C$  y  $V_c$ ), pero disminuye en mayor proporción la tracción en la columna ( $T$ ) y viceversa cuando  $P_s$  actúa en tracción.

Debe indicarse que las fórmulas mostradas en el paso 5.3, fueron deducidas para muros de sección rectangular (ver el Anexo A.1). Por la dificultad que presentan los muros que se interceptan ortogonalmente (problema espacial, Fig. 8.6), los confinamientos pueden diseñarse inicialmente obviando la participación de los muros ortogonales. Luego, para la columna ubicada en la intersección, deberá sumarse el refuerzo y el área de la sección transversal con el 30% del refuerzo y el área de la sección, respectivamente, obtenidos en el muro ortogonal; ya que es improbable que el 100% de la aceleración máxima del sismo severo actúe simultáneamente en las dos direcciones.



Fig. 8.6

Columna en la intersección de muros perpendiculares



En el Muro X4 existen 2 columnas externas ( $N_c = 2$ ), distanciadas una longitud  $L = 2.95$  m ( $y_1 = y_2 \approx L/2$ ). Luego, para el primer entrepiso se tiene:

$$\begin{aligned} f_y &= 4.2 \text{ ton/cm}^2; & f'_c &= 0.175 \text{ ton/cm}^2 \\ V_c &= 1.5 \text{ VR1 Lm}/(L (N_c+1)) = \text{VR1}/2 = 16.4/2 = 8.2 \text{ ton} \\ M &= M_1 - \text{VR1 } h_1/2 = 64.8 - 16.4 \times 2.57/2 = 43.7 \text{ ton-m} \\ F &= M y_i / \sum y_i^2 = M/L = 43.7/2.95 = 14.8 \text{ ton} \\ P_c &= P/N_c = P/2 = 18.32/2 = 9.2 \text{ ton.} \\ T &= F - P_c = 14.8 - 9.2 = 5.6 \text{ ton} \\ C &= F + P_c = 14.8 + 9.2 = 24 \text{ ton} \end{aligned}$$

#### Diseño por Corte-Fricción y Tracción Combinada (sección y refuerzo de la columna):

$$\begin{aligned} A_{cf} &= V_c / (0.2 f'_c \phi) = 8.2 / (0.2 \times 0.175 \times 0.85) = 276 \text{ cm}^2 \quad (13 \times 25 \text{ cm}) \\ A_{sf} &= V_c / (f_y \mu \phi) = 8.2 / (4.2 \times 1.0 \times 0.85) = 2.3 \text{ cm}^2 \\ A_{st} &= T / (f_y \phi) = 5.6 / (4.2 \times 0.85) = 1.58 \text{ cm}^2 \\ A_s &= A_{st} + A_{sf} = 1.58 + 2.3 = 3.88 \text{ cm}^2; \text{ lo que proporciona:} \\ & \quad 2 \phi 1/2" + 2 \phi 3/8"; \text{ o, } 4 \phi 3/8" + 1 \text{ espiga de } \phi 1/2" \end{aligned}$$

Usando:  $2 \phi 1/2" + 2 \phi 3/8"$ , resulta  $A_s = 4 \text{ cm}^2$ ; valor que es mayor al refuerzo mínimo:  $0.1 f_c A_c / f_y = 0.1 \times 0.175 \times 13 \times 25 / 4.2 = 1.35 \text{ cm}^2$

#### Diseño por Compresión (área del núcleo de la columna):

$$A_n = (C/\phi - A_s f_y) / (\delta \times 0.85 f_c) + A_s = (24/0.7 - 4 \times 4.2) / (0.8 \times 0.85 \times 0.175) + 4 = 151 \text{ cm}^2$$

Lo que proporciona un núcleo de  $9 \times 17$  cm. Agregando 2 cm de recubrimiento, la sección pasa a ser de  $13 \times 21$  cm, con lo cual manda  $A_{cf}$  ( $13 \times 25$  cm).

Un diseño similar fue efectuado para el Muro Y1 (ortogonal a X4), obteniéndose  $A_s = 4.95 \text{ cm}^2$  y  $A_c = 262 \text{ cm}^2$ ; luego, para la columna de la intersección (B-1) se tendrá:

$$\begin{aligned} A_s (X_4 + 30\% Y_1) &= 3.88 + 0.3 \times 4.95 = 5.36 \text{ cm}^2 \\ A_c (X_4 + 30\% Y_1) &= 276 + 0.3 \times 262 = 355 \text{ cm}^2 \\ A_s (Y_1 + 30\% X_4) &= 4.95 + 0.3 \times 3.88 = 6.11 \text{ cm}^2 \\ A_c (Y_1 + 30\% X_4) &= 262 + 0.3 \times 276 = 345 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

La condición más desfavorable para la columna B-1 es:  $A_s = 6.11 \text{ cm}^2$ , y  $A_c = 355 \text{ cm}^2$ .

#### Diseño de los Estribos de Confinamiento (ver [] adicionales en las Figs. 1.13 y 3.29):

En los extremos de la columna, en una altura no menor a 45 cm o  $1.5 d = 1.5 \times 25 = 40$  cm, deberá colocarse estribos cerrados con el menor de los espaciamientos indicados:

$$\begin{aligned} s_1 &= A_v f_y / (0.3 t_n f'_c (A_c/A_n - 1)) & s_3 &= d/4 = 25/4 = 6.5 \text{ cm} \\ s_2 &= A_v f_y / (0.12 t_n f'_c) & s_4 &= 10 \text{ cm} \end{aligned}$$

Considerando: 2 cm de recubrimiento,  $t_n = 13 - 4 = 9$  cm,  $A_n = 9 \times 21$  cm y []  $\phi 1/4"$  ( $A_v = 0.64 \text{ cm}^2$ ), resulta:  $s_1 = 8$  cm,  $s_2 = 14$  cm. Luego se usará: []  $\phi 1/4"$ , 1 @ 5, 6 @ 6.5, r @ 25 cm. El resultado del diseño a la rotura se muestra en la Fig. 8.7.

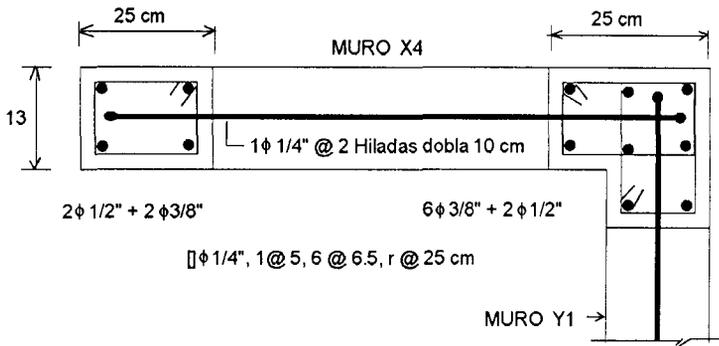


Fig. 8.7. Refuerzo del Muro X4 según la Propuesta de Diseño a la Rotura

### Diseño de la solera:

$$T_s = VR_1 L_i / (2 L) = VR_1 / 2 = 8.2 \text{ ton}$$

$$A_s = T_s / (\phi f_y) = 8.2 / (0.9 \times 4.2) = 2.17 \text{ cm}^2$$

Por lo que se empleará  $4 \phi 3/8"$ , con  $\square \phi 1/4"$ ,  $1 @ 5$ ,  $4 @ 10$ ,  $r @ 25 \text{ cm}$  (Fig. 8.7 A). La longitud de anclaje de la parte recta del  $\phi 3/8"$ , es:  $L_{dg} = 318 \times D_b / \sqrt{f_c} = 318 \times 0.95 / \sqrt{175} = 23 \text{ cm}$ ; por lo que el peralte de la columna (25 cm) es adecuado. Cabe indicar que de confinarse el nudo con estribos (Fig. 1.13), el valor  $L_{dg}$  puede reducirse multiplicándolo por un factor de 0.8 (Norma E-060); bajo esa condición, el peralte mínimo de la columna resulta: 20 cm, cuando se use  $\phi 3/8"$  en la solera; y 25 cm, cuando se emplee  $\phi 1/2"$ .

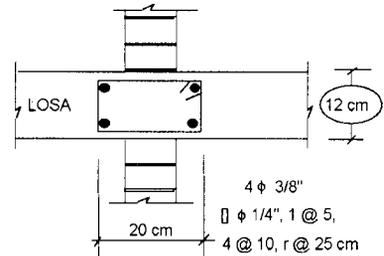


Fig. 8.7 A  
Solera del Muro X4

### PASO 5.4. Diseño de Columnas en los Pisos no Agrietados

En el segundo piso se tiene (ver la Tabla 8.3):

$$P = 13.74 \text{ ton} \quad (P_c = P/2 = 6.9 \text{ ton})$$

$$M = 32.9 \text{ ton-m}$$

$$y_i = L/2 \quad (F = M/L = 32.9/2.95 = 11.2 \text{ ton})$$

$$T = 11.2 - 6.9 = 4.3 \text{ ton}$$

$$C = 11.2 + 6.9 = 18.1 \text{ ton}$$

$$A_s = T / (\phi f_y) = 4.3 / (0.9 \times 4.2) = 1.14 \text{ cm}^2 \quad (4 \phi 3/8"; \quad A_s = 2.84 \text{ cm}^2)$$

$$A_n = (C / \phi - A_s f_y) / (\delta \times 0.85 f'_c) + A_s$$

$$A_n = (18.1 / 0.7 - 2.84 \times 4.2) / (0.8 \times 0.85 \times 0.175) + 2.84 = 120 \text{ cm}^2$$

Por lo que se empleará refuerzo mínimo:  $4 \phi 3/8"$  con  $\square \phi 1/4"$ ,  $1 @ 5$ ,  $4 @ 10$ ,  $r @ 25 \text{ cm}$  (lo mismo en las soleras), en una columna de sección  $13 \times 25 \text{ cm}$ . Por otro lado, como en el segundo piso el refuerzo es mínimo, también lo será en el tercer y cuarto piso.

8.1.6. Observaciones

A.- Comportamiento Plástico del Muro X4

La viga del Muro X4 (Fig. 8.7B) fue diseñada empleando los esfuerzos obtenidos ante la acción del sismo moderado y las cargas verticales respectivas; el método que se empleó fue el de rotura (Norma E-060). Tomando una sección de 13x32 cm, se obtuvo como refuerzo superior e inferior  $2 \phi \frac{1}{2}$ ". Luego, se calculó el momento plástico resistente ( $M_p$ ), para lo cual se adoptó un factor de reducción de resistencia  $\phi = 1$  y un esfuerzo de endurecimiento del refuerzo  $f_s = 1.25 f_y$ , obteniéndose  $M_p = 3.55$  ton-m.

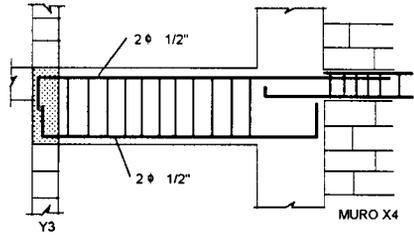


Fig. 8.7 B. Viga de borde del Muro X4

Como se observa en la Fig. 8.5, los momentos elásticos en las vigas de borde amplificados por la relación  $VR1/Ve1$  son mayores que  $M_p$ , esto significa que en todas las vigas se formarán rótulas antes de producirse la rotura diagonal del muro. En el instante en que ocurre la falla del muro, la distribución de fuerzas de inercia deja de ser triangular adoptando más bien una distribución uniforme, lo cual es lógico en vista que los entresijos superiores no agrietados se comportan como un sólido rígido. Con esta hipótesis, es posible calcular la fuerza de inercia en cada nivel  $F_i = VR1 / N$  ( $N =$  número de pisos del muro en análisis), para luego evaluar la distribución de cortantes en los entresijos; por otro lado, como se conoce el momento plástico en las vigas ( $M_p = 3.55$  ton-m), puede calcularse por equilibrio la distribución de momentos flectores (Fig. 8.8).

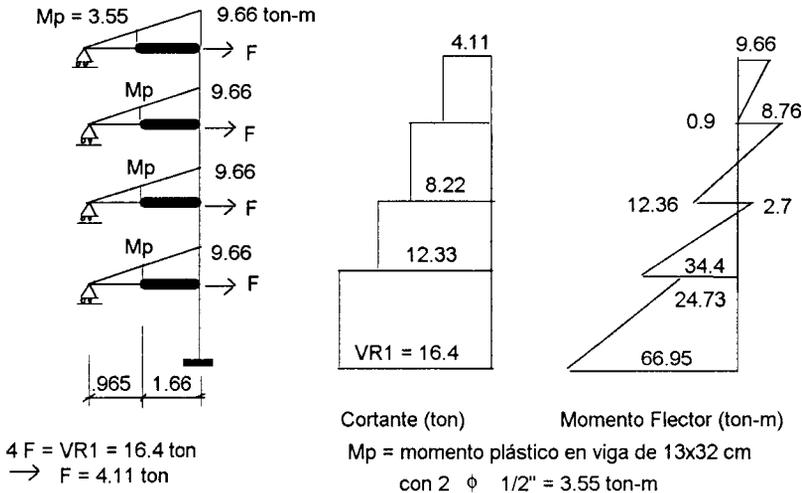


Fig. 8.8. Distribución de esfuerzos en el Muro X4, asumiendo rótulas plásticas en las vigas y una distribución uniforme de las fuerzas de inercia al agrietarse el primer piso.

Comparando las figuras 8.5 y 8.8, puede apreciarse que no existe mayor diferencia entre los momentos basales (3%); por lo cual, se puede afirmar que la propuesta de amplificar los esfuerzos elásticos por  $VR1 / Ve1$ , para pasarlos a condición de rotura, es aplicable dada su simplicidad.

Por otro lado, conociéndose el momento plástico en la viga es posible determinar su fuerza cortante asociada, la que se transmite sobre el muro como carga axial ( $P_s$ ). La no consideración de  $P_s$  en el cálculo de  $VR$  produjo un error de  $\pm 20\%$  en el muro X4; este error no afecta el comportamiento plástico del muro por los factores de seguridad involucrados en el diseño (factor  $\phi$ , y la incursión del acero en su zona de endurecimiento). Asimismo, lo que debe importar es la adopción de un valor razonable de  $VR$ , de manera que los elementos de confinamiento absorban la energía disipada al fracturarse la albañilería.

**B.- Análisis Inelástico Paso a Paso**

El análisis inelástico del edificio en estudio, se efectuó con el programa de computación "TODA", el cual permite analizar (a través del tiempo) estructuras planas de base empotrada, modeladas como sistemas de masas concentradas (grados de libertad traslacionales), sujetas a aceleraciones sísmicas en la base. En dicho programa se asume que cada entrepiso tiene un diagrama constitutivo cortante-desplazamiento del tipo bilineal no degradante.

El programa también efectúa el análisis elástico paso a paso, proporcionando el período fundamental, la forma de vibrar y la respuesta a lo largo del tiempo, para lo cual es necesario proporcionar la rigidez lateral elástica del entrepiso ( $K_i$ ). Los datos correspondientes a la dirección más débil del edificio (XX) aparecen en la Fig. 8.9.

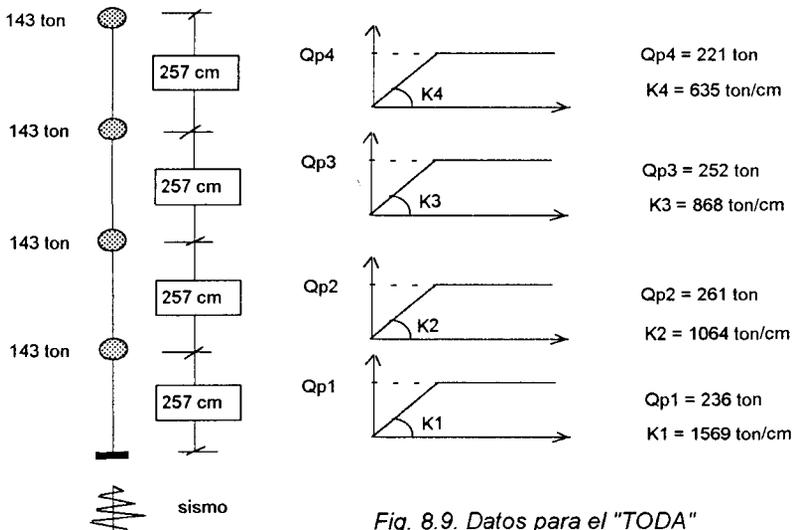


Fig. 8.9. Datos para el "TODA"

Los valores asociados al cortante de fluencia ( $Q_p$ ), fueron los correspondientes a la resistencia al corte del entrepiso  $\Sigma VR(XX)$  (ver la Tabla 8.2). La fracción de amortiguamiento crítica fue asumida en 5% para el análisis elástico, y en 7% para el inelástico. El análisis elástico se efectuó empleando tres sismos (Tabla 8.4), en tanto que para el análisis elastoplástico se escaló la aceleración máxima ( $A_s$  máx) de los tres sismos a 450 gal (sismo severo). Los principales resultados aparecen en la Tabla 8.5.

TABLA 8.4. CARACTERISTICAS DE LOS TERREMOTOS

Sismo	Fecha	Componente	Estación	Ase (gal)
66	17/10/66	N08E	Lima	269.3
70	31/05/70	L	Lima	104.8
74	03/10/74	T	Lima	207.1

TABLA 8.5. RESPUESTA MAXIMA DEL PRIMER ENTREPISO

Sismo	Elástica			Elastoplástica			Rd
	Qe (ton)	c	d (mm)	Qp (ton)	c	d (mm)	
66	245	0.43	1.56	236	0.41	3.9	1.7
70	88	0.15	0.55	236	0.41	4.6	1.6
74	242	0.42	1.53	236	0.41	10.8	2.2

donde:

$A_s$  = aceleración máxima del registro captado en Lima.

$Q_e$ ,  $Q_p$  = cortante basal elástico y elastoplástico, respectivamente.

$c$  = coeficiente sísmico =  $Q/W$

$W$  = peso del edificio =  $143 \times 4 = 572$  ton

$H$  = cortante basal del RNC-77 =  $0.16 \times 572 = 92$  ton

$d$  = desplazamiento lateral

$R_d$  = coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas por ductilidad asociado al sismo severo (450 gal).  $R_d = (450/A_s) Q_e/Q_p$

De la Tabla 8.5 se puede extraer los siguientes comentarios:

- El coeficiente sísmico elástico "c" (para los sismos medianamente severos del 66 y 74) resultó 2.6 veces mayor que el reglamentario (0.16); a su vez, este resultado supera al factor de seguridad asociado a la resistencia al corte de la albañilería ( $f_s = 2$ ). De esta forma, se demuestra que el diseño mediante la Norma E-070 no es conservador.
- En promedio, para los tres sismos, puede decirse que un sismo de aceleración máxima 120 gal ("moderado") no esforzaría al primer piso en más de la mitad de su resistencia al corte ( $Q_p/2 = 118$  ton). Por lo que el factor de seguridad  $f_s = 2$  (Anexo A2), empleado por la **Propuesta** para verificar la resistencia ante sismos moderados, resulta adecuado.
- Los sismos medianamente severos del 66 y 74 (aceleraciones máximas de 269 y 207 gal, respectivamente), producirían la rotura por corte en los muros, ya que  $Q_e$  es 3% mayor que la resistencia del entrepiso ( $Q_p$ ); sin embargo, como  $Q_e$  es un pico instantáneo y el desplazamiento lateral teórico (1.56 mm) es menor que el observado en los ensayos al instante de producirse el agrietamiento diagonal de la albañilería (2 a 3 mm), podría afirmarse que el edificio soportaría en el rango elástico este par de sismos.

- Un sismo severo (cualquiera de los 3 analizados, escalados a 450 gal) produciría la falla por corte del primer piso; sin embargo, los daños inferidos serían reparables, ya que el máximo desplazamiento teórico inelástico es 11 mm, en tanto que los experimentos indican que los daños son reparables cuando el desplazamiento es menor que  $h/200 = 2570/200 = 13$  mm. En conclusión, el valor especificado por la Propuesta de diseño a la rotura:  $\Sigma VR \geq 2.5 H$ , consistente en proporcionar una resistencia mínima al entrepiso para limitar la ductilidad requerida a fin de que los daños sean reparables, resulta adecuado (para el edificio en estudio se obtuvo  $\Sigma VR / H = 2.56$ , Tabla 8.2).
- Para que el edificio pueda soportar en el rango elástico un sismo de 450 gal se necesitaría proporcionar una resistencia igual al doble de la que tiene ( $2 \times 236 = 472$  ton), la cual es posible alcanzar, por ejemplo: usando muros confinados en aparejo de cabeza o adicionando algunas placas de concreto armado a este edificio cuyos muros tienen un aparejo de soga. Esa nueva resistencia alcanza el valor de  $5 H$  ( $H = 92$  ton), por lo que el valor especificado en la **Propuesta** para que un edificio se comporte en el rango elástico:  $\Sigma VR \geq 5 H$ , resulta adecuado.
- Si el edificio pudiese desarrollar una ductilidad  $R_d = 2.5$  (RNC-77), entonces podría soportar un sismo equivalente al terremoto de 1970, con 703 gal de aceleración máxima ( $A_s \text{ máx} = R_d A_{se} Q_p/Q_e = 2.5 \times 104.8 \times 236/88 = 703$  gal), lo que se considera imposible de lograr por el tipo de aparejo utilizado.

Cabe mencionar que análisis inelásticos como el expuesto, han sido realizados en la PUCP en varias tesis de investigación, estudiándose edificios reales de albañilería confinada de 4 y 5 pisos, obteniéndose conclusiones similares a las indicadas para el edificio del ejemplo.

## 8.2. MUROS ARMADOS. LA FALLA POR FLEXION

La teoría que se va a describir puede ser vista en el folleto "Seismic Design Philosophy for Masonry Structures" por Priestley (4° Jornada Chilena de Sismología e Ingeniería Antisísmica, 1986), la misma que corresponde a las bases del reglamento de albañilería de Nueva Zelanda. Esta teoría también está descrita en las Refs. 1 y 10.

En principio, se trata de lograr una falla final por flexión evitando la falla por corte, para lo cual es necesario que el refuerzo horizontal sea diseñado de tal manera que pueda soportar una fuerza cortante mayor a la que se origina en el muro al instante de formarse el mecanismo de falla por flexión (Fig. 3.17).

En base a los experimentos realizados en la PUCP y en el extranjero se puede decir:

- Para que el refuerzo horizontal sea capaz de aportar resistencia al corte, es necesario que sea corrugado y que su cuantía sea mayor que 0.25%; de otro modo, el refuerzo horizontal sólo aportará ductilidad. Asimismo, los alveolos de las unidades deben estar totalmente rellenos de concreto fluido ( $f_c \geq 140$  kg/cm<sup>2</sup>).

- A fin de evitar la falla por flexocompresión en los talones del muro, es necesario añadir en las juntas horizontales planchas de acero con perforaciones (Fig. 2.26). Estas planchas se colocan en las zonas donde el esfuerzo axial último exceda de 0.2 f'm (ver el reglamento ACI, para placas de concreto). Cabe indicar que los zunchos empleados en el experimento japonés (Fig. 3.24), obstruyeron el paso del concreto fluido, detectándose con un aparato de ultrasonido seis cangrejas sobre 24 puntos de medición; por lo tanto, no son recomendables.
- El estudio de la falla por flexión ha sido realizado en el extranjero sólo para estructuras construidas con bloques de concreto y de arcilla, en tanto que nuestra experiencia con unidades sílico-calcáreas es insuficiente.

Las recomendaciones estructurales que da Priestley para lograr la falla por flexión son:

- Los muros deben comportarse como elementos en voladizo (conectándolos sólo a través de la losa del techo), a fin de magnificar los efectos de flexión en la base. No se comenta si los muros largos deban transformarse en esbeltos, o que deba cortarse la continuidad entre muros transversales con juntas verticales, tal como se especifica en la Ref. 1; es más, Priestley indica que incluso en muros de poca esbeltez es posible lograr la falla por flexión. Esta hipótesis conlleva a aislar el alféizar de las ventanas de la estructura principal.
- Los muros secundarios (tabiques) deben tener una rigidez menor a la cuarta parte del muro principal más rígido, con el objeto de garantizar su integridad ante los sismos severos.
- En lo posible, en las zonas del muro donde se formará la rótula plástica (primer entrepiso), deberá evitarse el traslape del refuerzo vertical. Esto conduce a no emplear espigas verticales ("dowell") en la cimentación.
- Para evitar las fallas por deslizamiento, el refuerzo vertical total ( $A_{st}$ ) debe distribuirse a lo largo del muro, espaciando las barras a no más de 40 cm.

### 8.2.1. Análisis Estructural

El análisis estructural elástico se realiza con las fuerzas del reglamento actual (RNC-77), adoptando un coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas por ductilidad de 2.5, tal como se efectuó en el Capítulo 4. Luego, los esfuerzos elásticos deben amplificarse por los factores de carga especificados por la Norma de Concreto Armado E-060 (para sismo usar 1.25), para así obtener los esfuerzos actuantes últimos ( $M_u$ ,  $V_u$ ,  $P_u$ ).

En esta etapa, es necesario verificar la necesidad de colocar planchas en las juntas, evaluando el esfuerzo de compresión último con las fórmulas de flexión compuesta de Resistencia de Materiales:  $\sigma_u = P_u / A + M_u y / I$ . En todas las zonas donde se tenga  $\sigma_u \geq 0.2 f'm$ , deberá colocarse en las juntas horizontales planchas de acero de 3 mm de espesor, con perforaciones por donde penetre el mortero (Fig. 2.26).

### 8.2.2. Diseño

El método de diseño es exactamente similar al empleado para las placas de concreto armado (a la rotura); excepto por lo siguiente:

- Los factores de reducción de resistencia ( $\phi$ ) por flexocompresión son:

Para  $P_u = 0$  ----->  $\phi = 0.85$   
 Para  $P_u \geq 0.1 f'_m A$  ----->  $\phi = 0.65$ ; donde:  $A = t L$   
 Para valores intermedios de  $P_u$ , calcular  $\phi$  por interpolación

- El valor  $f_c$  debe ser sustituido por  $f_m$ .
- Mientras que la deformación unitaria máxima del concreto en compresión es  $\epsilon_{cu} = 0.003$ , en la albañilería se emplea:  $\epsilon_{mu} = 0.0025$ . De usarse planchas en los talones del muro, puede adoptarse  $\epsilon_{mu} = 0.0055$  y una resistencia  $f'_m = (1 + \rho_s f_y / f_m) f_m$ ; donde  $\rho_s$  es la cuantía volumétrica proporcionada por las planchas:  $\rho_s = (A_p p) / (s A_c)$ ; donde:  $A_p$  = área de la sección neta de la plancha,  $p$  = perímetro de la plancha,  $s$  = espaciado entre las planchas y  $A_c$  = área de la albañilería confinada por la plancha.

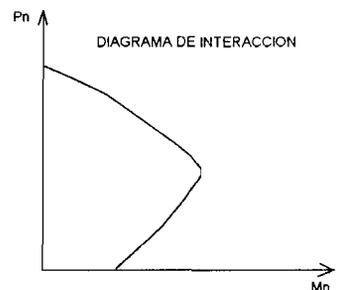
#### Capacidad Resistente a Flexión ( $M_n$ )

Para muros de sección rectangular, Priestley propone calcular  $M_n$  como (ver la Fig. 3.18):

$$M_n = A_{st} f_y d / 2 + P_u L / 2 \geq M_u / \phi$$

Donde:  $M_n$  = momento nominal resistente  
 $L$  = longitud del muro  
 $d$  =  $0.8 L$   
 $A_{st}$  = área del refuerzo vertical total

Para otro tipo de sección, deberá dibujarse el Diagrama de Interacción ( $P_n$  vs.  $M_n$ ), el cual depende de la distribución del refuerzo vertical así como de los valores  $f'_m$ ,  $f_y$  y  $\epsilon_{mu}$ . Dibujado el diagrama, se ingresa con  $P_u / \phi$  para calcular  $M_n$ ; por otro lado, si el par de valores  $M_u / \phi$  y  $P_u / \phi$  cae fuera del diagrama, deberá modificarse el refuerzo vertical, el espesor del muro o la calidad de la albañilería ( $f'_m$ ).



**NOTA:** El trazado del diagrama de interacción se realiza dándose diversas posiciones del eje neutro y asumiendo que el extremo de la sección tiene una deformación unitaria igual a  $\epsilon_{mu}$ , luego se calcula por equilibrio las resistencias nominales  $M_n$ ,  $P_n$ .

### Diseño por Fuerza Cortante

El diseño por fuerza cortante se realiza suponiendo que el 100% del cortante es absorbido por el refuerzo horizontal. Como fuerza cortante se emplea el valor "Vm" asociado al mecanismo de falla por flexión, considerando un factor de amplificación de 1.5, que involucra un factor de endurecimiento del refuerzo vertical (1.25) y otro de amplificación por efectos dinámicos (1.2). El valor Vm se calcula con la siguiente fórmula:

$$V_m = 1.5 V_u (M_n / M_u)$$

Donde  $M_n$  es el momento nominal resistente; en tanto que, los valores  $V_u$  y  $M_u$  corresponden a la fuerza cortante y al momento flector, respectivamente, obtenidos del análisis estructural, amplificados por los factores de carga de la Norma de Concreto Armado E-060.

El área (Ash) del refuerzo horizontal (según Priestley) es:

$$A_{sh} = V_m s / (f_y d)$$

Donde:  $s$  = espaciamiento del refuerzo horizontal  $\leq 40$  cm  
 $d = 0.8 L$  ... (para muros esbeltos, en donde  $M_u / (V_u L) \geq 1$ )  
 $d = L$  ... (para muros no esbeltos, en donde  $M_u / (V_u L) < 1$ )

Debiéndose verificar que:  $\rho_h = A_{sh} / (s t) \geq 0.0025$ .

### 8.2.3. Ejemplo de Aplicación

Sólo con fines de ilustración se diseñará el primer entrepiso del Muro X4. Se adoptarán los resultados obtenidos del análisis para muros confinados, y se supondrá una albañilería compuesta por bloques de concreto ( $t = 14$  cm). La sección del muro se ha asumido que es rectangular con 3 m de longitud (L), equivalente a una hilada compuesta por 7½ bloques.

La condición más desfavorable para el diseño en tracción por flexión es cuando no existe sobrecarga; y por fuerza cortante, cuando el muro está 100% sobrecargado. Los datos son:

Pd = 17.25 ton ----> Pu = 0.9x17.25 = 15.52 ton (sin s/c)  
 P = 21.52 ton ----> Pu = 1.25x21.52 = 26.90 ton (con 100% de s/c)  
 M = 27.91 ton-m --> Mu = 1.25x27.91 = 34.89 ton-m  
 V = 7.08 ton -----> Vu = 1.25x7.08 = 8.85 ton  
 L = 3 m  
 d = 0.8x3 = 2.4 m; ya que  $M_u / (V_u L) = 1.31 > 1$   
 $f'_m = 85$  kg/cm<sup>2</sup> ... ensayos PUCP en pilas con bloques nacionales

Verificando la necesidad de colocar planchas en los talones (con Pu = 26.9 ton):

$$I = 0.14 \times 3^3 / 12 = 0.315 \text{ m}^4$$

$$A = 0.14 \times 3 = 0.42 \text{ m}^2$$

$$\sigma_u = 26.9 / 0.42 + 34.89 \times 1.5 / 0.315 = 230 \text{ ton/m}^2 = 23 \text{ kg/cm}^2$$

$\sigma_u > 0.2 \text{ f'm} = 17 \text{ kg/cm}^2$  ----> colocar planchas de acero perforadas de 1/8" de espesor (Fig. 8.10).

Las planchas abarcarán una longitud de 2 bloques (80 cm) y se colocarán en cada hilada (@ 20 cm) hasta una altura de medio entrepiso. A la altura de la mitad del entrepiso, el momento flector disminuye, alcanzando el valor  $M_u = 34.89 - 8.85 \times 2.57 / 2 = 23.51 \text{ ton-m}$ , con lo cual satisface  $\sigma_u = 26.9 / 0.42 + 23.51 \times 1.5 / 0.315 = 176 \text{ ton/m}^2 \approx 0.2 \text{ f'm}$ .

Diseño por Flexión (usar  $P_u = 15.52 \text{ ton}$ )

Evaluación de  $\phi$ :

$$0.1 \text{ f'm } A = 0.1 \times 85 \times 14 \times 300 = 35,700 \text{ kg} > P_u = 15.52 \text{ ton}; \text{ interpolando } \rightarrow \phi = 0.76$$

El refuerzo vertical total será:

$$A_{st} = 2 (M_u / \phi - P_u L / 2) / (d f_y) = 2 \times (34.89 / 0.76 - 15.52 \times 3 / 2) / (2.4 \times 4.2) = 4.5 \text{ cm}^2$$

$$\rho_v = 4.5 / (14 \times 300) = 0.00107 > \rho_v (\text{mín}) = 0.001 \dots \text{Ok.}$$

$$\text{Usar } 1 \phi 3/8" @ 40 \text{ cm (8 varillas)} \text{ ----> } A_{st} = 8 \times 0.71 = 5.68 \text{ cm}^2$$

Diseño por Corte

Se tomará el mayor momento nominal resistente ( $M_n$ ), asociado a  $P_u = 26.9 \text{ ton}$ :

$$M_n = A_{st} f_y d / 2 + P_u L / 2 = 5.68 \times 4.2 \times 2.4 / 2 + 26.9 \times 3 / 2 = 69 \text{ ton-m}$$

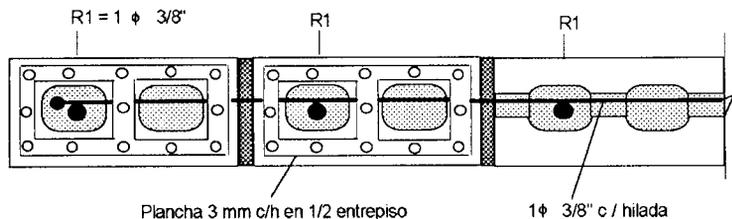
$$\text{Luego: } V_m = 1.5 M_n (V_u / M_u) = 1.5 \times 69 \times (8.83 / 34.89) = 26.2 \text{ ton}$$

Usando  $\phi 3/8"$  ( $A_{sh} = 0.71 \text{ cm}^2$ ) se tiene:

$$s = A_{sh} f_y d / V_m = 0.71 \times 4.2 \times 240 / 26.2 = 27 \text{ cm} \text{ ----> } 1 \phi 3/8" @ 20 \text{ cm (1 } \phi 3/8" \text{ cada hilada)}$$

$$\rho_h = 0.71 / (14 \times 20) = 0.00253 > \rho_h (\text{min}) = 0.0025 \dots \text{Ok.}$$

Fig. 8.10  
Detalle del  
Refuerzo  
en el  
Muro Armado  
X4



Adicionalmente, Priestley recomienda verificar la ductilidad en cada muro, la misma que deberá ser mayor que la adoptada en el análisis ( $R_d = 2.5$ ). Esta ductilidad se obtiene idealizando el muro como una viga en voladizo, considerando sólo la deformación por flexión y una zona plastificada con una altura igual a la mitad de la longitud del muro (Fig. 8.11;  $h_p = L / 2$ ), independientemente de la esbeltez que tenga el muro.

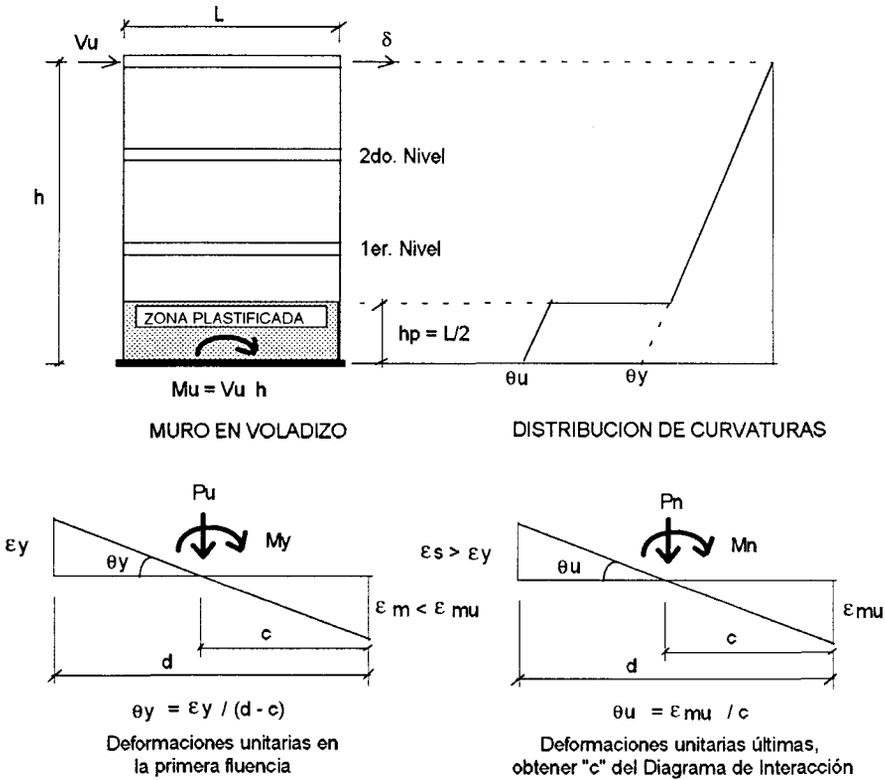


Fig. 8.11. Evaluación de la Ductilidad

El desplazamiento lateral ( $\delta$ , Fig. 8.11) se obtiene tomando momentos del área del diagrama de curvaturas (segundo teorema Area-Momento), respecto al punto donde está aplicada la carga ( $h = M_u / V_u$ ):

$$\delta_y = (\theta_y h / 2) \times (2 h / 3) \dots \text{a la primera fluencia}$$

$$\delta_u = \delta_y + (\theta_u - \theta_y) h_p (h - h_p / 2) \dots \text{condición última}$$

Definiendo:  $\mu = \delta_u / \delta_y =$  ductilidad de desplazamiento  
 $h_p = L / 2 =$  altura de la zona plastificada  
 $a = h / L = M_u / (V_u L) =$  relación de aspecto (esbeltez)

Se logra: 
$$\mu = 1 + (1.5 / a) \times (\theta_u / \theta_y - 1) \times (1 - 1 / 4a)$$

Luego deberá calcularse el coeficiente de reducción por ductilidad en cada muro, para lo cual se aplica la expresión:  $R_d = \sqrt{2\mu - 1}$ , este valor deberá ser mayor al asumido en el diseño ( $R_d = 2.5$ ); en caso contrario, deberá incrementarse  $f_m$ , o el espesor del muro. Adicionalmente, para efectos de un nuevo cálculo de  $R_d$ , debe mencionarse lo siguiente:

- Cuanto mayor es la esbeltez ("a"), la ductilidad disminuye; aconsejándose tener: "a" < 3, cuando no se use planchas en los talones, y "a" < 5, cuando se emplee planchas en los talones. Ensayos realizados por Priestley en muros con bloques de concreto, con "a" = 2.5, demostraron que podía alcanzarse ductilidades de desplazamiento ( $\mu$ ) de 2.84 para el caso sin planchas y de 4.26 para el caso con planchas.
- La ductilidad disminuye con el incremento de la carga axial y con el incremento de la cuantía de refuerzo vertical ( $\rho_v$ ).

Finalmente, debe indicarse que en la Ref. 15 se presenta los resultados de 27 placas esbeltas (longitud  $L = 1.6 @ 2.4$  m, altura  $h = 3.0 @ 5.4$  m), en voladizo (sección rectangular y doble T), de concreto armado (diseñadas con el Reglamento ACI 318-89), con cuantías de refuerzo horizontal  $\rho_h$  comprendidas entre 0.31% @ 1.38% y con cuantías de refuerzo vertical en los extremos  $\rho_v = 1.1% @ 6.3%$ , ensayadas a carga lateral cíclica (25 placas estuvieron sujetas a una carga aplicada en su extremo superior) y sujetas a esfuerzos axiales que variaban entre 0.3% @ 14% de  $f_c$ . Las observaciones que pueden extraerse de esta referencia son:

- Diez de las placas (con  $h/L = 2.4$ ,  $\rho_h = 0.31% @ 1.38%$  y  $\rho_v = 2% @ 6%$ ) fueron diseñadas de manera que su capacidad teórica de corte sea superior a la de flexión (entre 1.01 a 2.1 veces); sin embargo, todas ellas fallaron por corte y a pesar de eso, tuvieron buen comportamiento, soportando distorsiones angulares comprendidas entre 1.1% @ 2.8%.
- En otras diez placas (con  $h/L = 1.3 @ 2.4$ ,  $\rho_h = 0.63% @ 1.53%$  y  $\rho_v = 3.5% @ 6.3%$ ) la capacidad de flexión era mayor que la de corte (entre 1.01 a 1.46 veces) y fallaron como teóricamente se esperaba: por corte; pero, aun así, pudieron soportar distorsiones angulares ( $\delta / h$ ) comprendidas entre 1.1% @ 3.5%.
- En las siete placas restantes (con  $h/L = 2.4 @ 2.8$ ,  $\rho_h = 0.31%$  y  $\rho_v = 1.1% @ 4%$ ) se obtuvo una falla por flexión; sin embargo, para que esto ocurra, fue necesario que la capacidad de corte sea muy superior a la de flexión (entre 1.75 a 5.09 veces). Estas placas soportaron distorsiones angulares comprendidas entre 1.5% @ 3.9%, similares a las que soportaron las placas que fallaron por corte.

De lo visto, se concluye que la teoría descrita de Falla por Flexión debe aún revisarse.

# ANEXOS

## A.1. DEDUCCION DE LAS FORMULAS EMPLEADAS EN LA PROPUESTA DE DISEÑO A LA ROTURA EN MUROS CONFINADOS. CASO DE MUROS COMPUESTOS POR VARIOS PAÑOS.

El caso de los muros confinados compuestos por varios tramos es muy complejo de analizar, debido a la hiperestaticidad del problema (ver las Figs. 8.3 y 8.4); por lo que en este libro se ha tratado de llegar a fórmulas sencillas de diseño, las que han sido verificadas teóricamente empleando el modelo estructural especificado en la Fig. 8.4. A continuación se muestra cómo se dedujeron las fórmulas indicadas en el paso 5.3 de la propuesta de diseño (Acápites 8.1).

En la Fig. A1 se han reemplazado los entrepisos superiores no agrietados por una solera de gran rigidez, sobre la cual aparecen: la carga axial acumulada ( $P$ ), la carga que produjo el agrietamiento diagonal de la albañilería ( $VR$ ) y el momento flector correspondiente a la base del entrepiso superior no agrietado ( $M2$ ). Por otro lado, se ha supuesto que la fractura de cada paño es diagonal (ángulo  $\theta$ ) y que existe parte de la albañilería no fracturada trabajando en compresión ( $C_i$ ). Asimismo, se ha supuesto que al instante en que ocurre el máximo desplazamiento lateral no existe transmisión de cargas a través de la grieta diagonal.

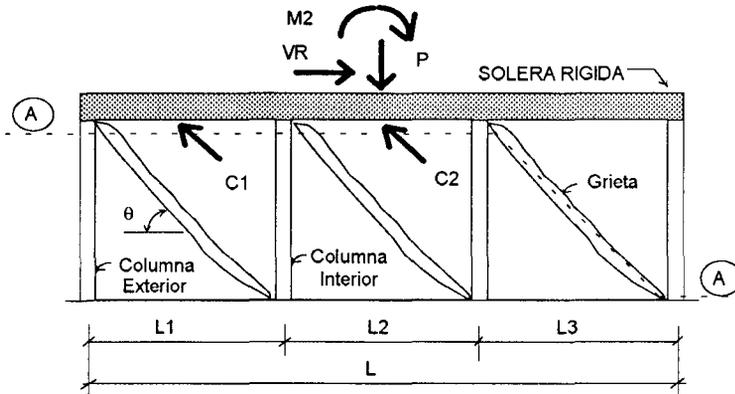


Fig. A1. Muro de 3 tramos ( $N_c = 4$ )

El análisis se ha descompuesto en la superposición de tres efectos, tratando que en cada estado exista equilibrio de fuerzas, de manera que pueda realizarse la superposición de fuerzas en el rango plástico:

### a) Efecto de la Carga Axial (P)

En el estado de agrietamiento, la carga P baja directamente por las columnas de confinamiento, originando cargas  $P_{ci}$  proporcionales a su área de influencia. Por simplicidad, y puesto que se ha asumido que la solera es rígida, puede adoptarse  $P_{ci} = P / N_c$ ; donde  $N_c$  es el número total de columnas existentes en el muro. Este estado puede asumirse que está en equilibrio de momentos, aunque las longitudes de cada tramo ( $L_i$ ) son distintas.

### b) Efecto de la Fuerza Cortante (VR)

Se analizará el diagrama de cuerpo libre (Fig. A2) correspondiente a la zona superior del corte AA hecho en la Fig. A1, este corte está asociado a la zona de columnas más comprometidas.

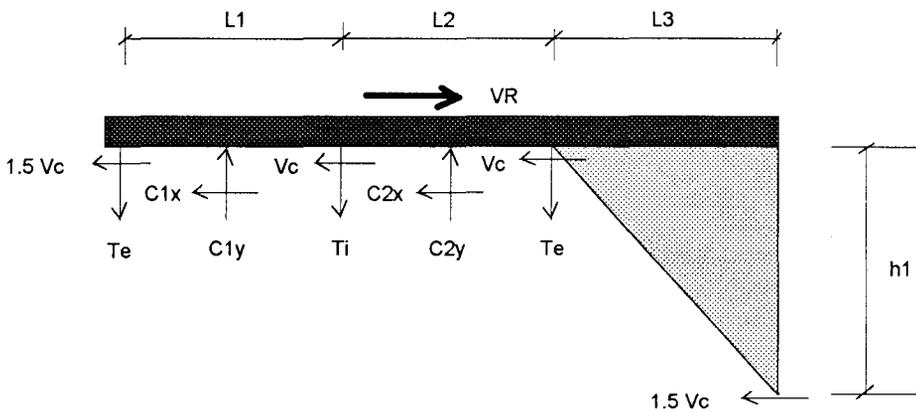


Fig. A2. Efectos de VR

En este estado se observa que aun estando agrietada la albañilería, sigue trabajando a compresión ( $C_i$ ). La fuerza resultante  $C_i$  puede asumirse concentrada y actuando en el centro de cada paño, con una componente horizontal ( $C_{ix}$ ) igual a la carga que produce el agrietamiento del paño correspondiente:

$$C_{ix} = VR \cdot L_i / L$$

De esta manera, la componente vertical de  $C_i$  será:

$$C_{iy} = C_{ix} \tan \theta = (VR \cdot L_i / L) \cdot h_1 / L_i = VR \cdot h_1 / L$$

Si se asume que las componentes  $C_{iy}$  originan las siguientes fuerzas de tracción en las columnas (calculadas mediante la hipótesis de que cada tramo de la solera está simplemente apoyada sobre las columnas):

- Columna extrema izquierda y penúltima de la derecha  $T_e = C1y / 2 = VR \ h1 / (2L)$ ;
- Columna interna  $T_i = (C1y + C2y) / 2 = VR \ h1 / L$ ;
- Columna extrema derecha  $T = 0$ ;

entonces, para el equilibrio de momentos, las componentes verticales de  $C_i$  se autocancelarán con las tracciones  $T_e$  y  $T_i$ , no así la componente  $C_{ix}$ , cuyos momentos serán contemplados en el análisis del tercer estado.

Efectuando el equilibrio de fuerzas horizontales se observa que la única fuerza desequilibrada (que debe ser absorbida por las columnas) es la existente en el último paño:

$$VR \ L3 / L = VR - (C1x + C2x)$$

Sin embargo, con fines de diseño, es conveniente emplear como fuerza desequilibrada el valor  $VR \ L_m / L$ ; donde  $L_m$  es la longitud del paño mayor, este valor  $L_m$  nunca deberá ser menor que  $0.5 \ L$ , ya que cabe la posibilidad de que se originen grietas adicionales a la contenida en la diagonal principal de cada paño. Por ejemplo, en la Fig. 3.22 se observa que la grieta diagonal abarca dos de los tres paños cuadrados que tiene el muro, para luego degenerar en una falla por corte-fricción a través de la cimentación.

Por otro lado, la fuerza cortante es crítica en las columnas externas; por lo cual, se supondrá que dichas columnas absorben 1.5 veces el cortante que toman las columnas internas. De esta manera, se tratará que los extremos del muro funcionen como una especie de topes capaces de controlar el deslizamiento de la albañilería. Bajo esta condición, la fuerza cortante desequilibrada se repartirá en cada columna de la siguiente manera:

- Columnas internas:  $V_c = VR \ L_m / (L \ (N_c + 1))$
- Columnas externas:  $V_c = 1.5 \ VR \ L_m / (L \ (N_c + 1))$

### c) Efecto del Momento Flector (M)

En la Fig. A3 aparecen: el momento  $M_2$  (ante sismo severo) proveniente de los pisos superiores no agrietados, así como las fuerzas horizontales  $VR$ ,  $V_c$  y  $C_{ix}$ , que también producen momento. El momento resultante ( $M$ ) deberá ser equilibrado por las fuerzas axiales  $F_i$  que se generan en las columnas de confinamiento.

Se asumirá, conservadoramente, que la resultante de  $V_c$  y  $C_{ix}$  es igual a  $VR/2$ ; con lo cual, el momento volcante ( $M$ ) resulta:

$$M = (M_2 + VR \ h1) - VR \ h1 / 2 = M_1 - VR \ h1 / 2$$

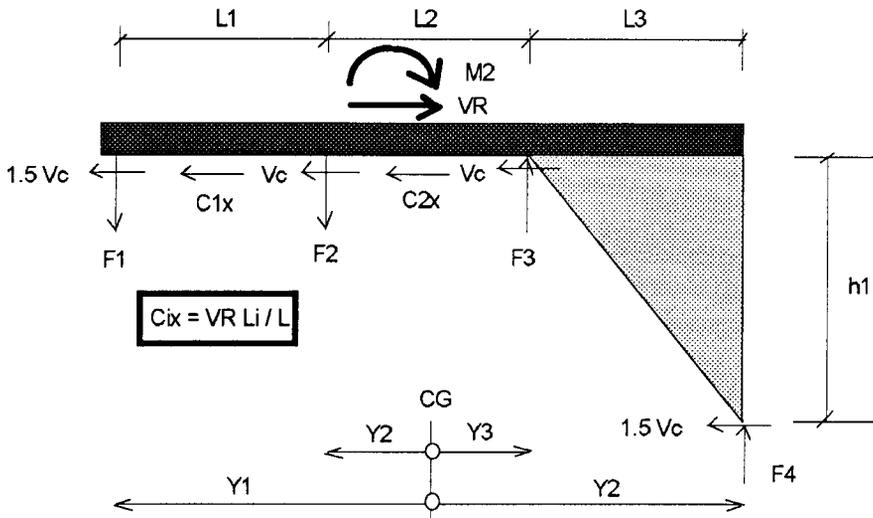


Fig. A3. Efectos del Momento Flector  $M$

Donde  $M_1$  es el momento en la base del muro ( $M_1 = M_2 + VR h_1$ ). Luego, en forma aproximada, se podrá evaluar la fuerza axial en cada columna ( $F_i$ ) mediante la siguiente expresión:

$$F_i = M Y_i / \sum Y_i^2$$

Donde  $Y_i$  es la distancia entre el centroide de las columnas y el eje de la columna en análisis "i" (Fig. A3); y  $M = M_1 - VR h_1 / 2$ .

Debe entenderse que el momento  $M$  corresponde a un plano intermedio del entrepiso agrietado. Si se emplease el momento  $M_2$  (correspondiente a la zona en que las columnas deben diseñarse por corte-fricción y tracción combinada), los valores de  $F_i$  serían menores y esto originaría menores tracciones en las columnas externas; por lo que de trabajarse con el momento  $M$ , no será necesario agregar en la columna externa la tracción "Te" (calculada por corte puro). Por otro lado, si se trabajase con  $M = M_1$ , se estaría logrando las máximas tracciones en la base del muro, pero con una fuerza cortante en la columna prácticamente nula (absorbida por la albañilería no agrietada). De esta manera, para simplificar el problema, se utilizará  $M =$  momento intermedio en el entrepiso agrietado.

### Superposición de Efectos

En resumen, superponiendo los tres efectos, se tiene las siguientes fuerzas de sección:

Fuerza	Columna Interna	Columna Externa
Vc	$VR Lm / (L (Nc+1))$	$1.5 VR Lm / (L (Nc+1))$
T	$Fi + VR h1/L - Pci$	$Fi - Pci$
C	$Fi + Pci - VR h1 / (2L)$	$Fi + Pci$

Estas fórmulas son válidas para muros de sección rectangular. Para el caso de muros que se intercepten ortogonalmente (Fig. 8.6), podrá diseñarse la columna de la intersección obviando la participación del muro ortogonal (como si cada muro fuese de sección rectangular), pero el refuerzo y el área de la columna que se obtenga en uno de los muros deberá sumarse con el 30% del refuerzo y el área de la columna que se obtenga en el otro muro, respectivamente.

Tal como se aprecia en la Fig. 8.6, la suma de refuerzos y áreas de columnas debería realizarse considerando el 100% del refuerzo y el área de la columna del muro ortogonal. Sin embargo, esto implicaría que en forma simultánea está actuando una aceleración de 450 gal (sismo severo, Fig. 8.1) en las dos direcciones del edificio, accionando a ambos muros en sus sentidos más desfavorables, con una resultante de  $450\sqrt{2}$  gal; lo que se considera improbable que ocurra. Algo que sí podría presentarse es que en forma simultánea se estén generando en las dos direcciones del edificio, aceleraciones mayores a las que producen el agrietamiento diagonal de los muros (más de 210 gal); sin embargo, estas aceleraciones no producirían desplazamientos laterales mayores al límite impuesto para 450 gal ( $h/200$ ), de tal modo que los muros puedan repararse.

## **A.2. DEDUCCION DEL FACTOR DE SEGURIDAD PARA EL DISEÑO POR CORTE ANTE SISMOS MODERADOS**

En el paso 3 de la propuesta de diseño a la rotura (Acápites 8.1.4), se ha supuesto que la fuerza cortante producida en los muros por la acción del sismo moderado, no debe superar a la mitad de la resistencia al corte; esto es, se ha introducido un factor de seguridad ( $f_s$ ) igual a dos. A continuación se trata de deducir este factor, para lo cual se ha tomado como base el planteamiento de Rosenblueth y Esteva, que aparece en la publicación "Comportamiento Sísmico de Muros de Albañilería", UNAM.

Se define:

- Valor de Diseño (Valor Característico), aquél que tiene una probabilidad del 16% de ser excedido; equivale a restar una desviación estándar al valor promedio.
- FC = Factor de Carga, es el factor de amplificación de la carga sísmica que contempla la incertidumbre que tiene esta sollicitación. De acuerdo a la Norma E-060,  $FC = 1.25$ .

- FR = Factor de Reducción de Resistencia; este factor contempla el grado de aproximación de las fórmulas de resistencia obtenidas mediante pruebas de laboratorio. Equivale al factor "φ" en concreto armado, y en el caso de la albañilería es el factor que se tratará de determinar.
- Factor de Seguridad Central = Resistencia Media / Solicitación Media = Rm / Sm:

$$Rm / Sm = e^{(B \sqrt{(CR^2 + CS^2)})}$$

Donde:

B = Índice de Seguridad

CR = Coeficiente de Variación de la Resistencia

CS = Coeficiente de Variación de la Solicitación

En forma aproximada:  $Rm / Sm = e^{(B1 CR + B2 CS)} = e^{B1 CR} e^{B2 CS}$

Donde: B1 y B2 son constantes que se explicarán más adelante.

Con lo que resulta:  $Rm e^{-B1 CR} = Sm e^{B2 CS} \dots (1)$

Por otro lado, en una Norma cualquiera:  $FR \cdot R = FC \cdot S \dots (2)$

Donde:

R = resistencia obtenida con una fórmula experimental

S = acción de diseño

Identificando el primer miembro de las ecuaciones (1) y (2):

$$FR \cdot R = Rm e^{-B1 CR}$$

se logra:  $FR = (Rm / R) e^{-B1 CR}$

El valor B1 (Índice de Seguridad) puede suponerse que es similar al de otros materiales (en concreto y acero se emplea B1 = 1.8); con lo cual:

$$FR = (Rm / R) e^{-1.8 CR} \dots (3)$$

Para determinar la resistencia al corte (obviando el efecto de la carga vertical y de la esbeltez) en la albañilería confinada, se ha planteado la siguiente fórmula experimental:

$$R = 0.5 v'm A \dots (\text{con } 12\% \text{ de variación})$$

Donde:

A = área teórica de la sección transversal (área de corte)

$v'm = v_m(1 - C)$

C = coeficiente de variación (dispersión de resultados)

$v_m$  = valor promedio de la resistencia de muretes sujetos a compresión diagonal

La resistencia real de un muro está dada por  $R_m = v A_m$ , donde "Am" es el área real y "v" es el esfuerzo cortante de rotura. Aceptando que no existe variación entre el área real ( $A_m$ ) y el área teórica de cálculo (A), se tendrá  $A_m / A = 1$ . Por otro lado, el esfuerzo cortante real puede adoptarse como  $v = K v_m$ , con lo que resulta  $R_m = K v_m A_m$ . De este modo:

$$R_m / R = (K / 0.5) \cdot (v_m / v'm) \cdot (A_m / A) = (K / 0.5) \cdot (v_m / v'm) = E1 \cdot E2$$

El factor "K" (que corresponde a la resistencia real de un muro en obra) es imposible de evaluar, puesto que no existe una medida de la magnitud de la fuerza sísmica que origina la falla en los muros de un edificio real, y mucho menos el valor medio correspondiente a varios edificios; por lo que se adoptará el valor mínimo experimental obtenido de los ensayos hechos en la PUCP ( $K = 0.44$ ). De esta manera, se obtiene:  $E1 = K / 0.5 = 0.88$ , con  $C(E1) = 12\%$ .

El valor  $E2$  ( $v_m / v'm$ ) puede desdoblarse como  $E2 = E3 \cdot E4$ ; donde:

- $E3$  es un factor que incluye la variabilidad propia del material. De acuerdo a los ensayos hechos en la PUCP, la máxima dispersión de resultados obtenidos en muretes del mismo material es 12%; sin embargo, se trabajará conservadoramente empleando  $C(E3) = 15\%$ , con lo cual resulta:  $E3 = v_m / v'm = 1 / (1 - C) = 1 / (1 - 0.15) = 1.18$ .
- $E4$  es un factor que incluye la variabilidad entre la resistencia en obra y la experimental, producto de las deficiencias constructivas. En este caso, se empleará los resultados de los ensayos de compresión axial en pilas realizados en la PUCP como servicios para terceros (probetas provenientes de obras reales), comparándolas con las mismas probetas elaboradas en el laboratorio. Con lo cual se obtiene:  $E4 = 0.9$ , con  $C(E4) = 15\%$ .

De esta manera resulta:  $R_m / R = E1 \cdot E3 \cdot E4 = 0.88 \times 1.18 \times 0.9 = 0.93$ ; con

$CR = \sqrt{C(E1)^2 + C(E3)^2 + C(E4)^2} = \sqrt{(0.12)^2 + (0.15)^2 + (0.15)^2} = 0.24$ , por lo cual:

$$FR = (R_m / R) e^{-1.8 CR} = 0.93 e^{-1.8 \times 0.24} = 0.6$$

En tanto que para el diseño por corte en concreto armado, se adopta un factor de reducción de resistencia  $FR = \phi = 0.85$ . Adicionalmente, debe destacarse que el resultado obtenido ( $FR = 0.6$ ) coincide con el hallado por Rosenblueth y Esteva para la albañilería mexicana.

De este modo, el factor de seguridad ( $f_s$ ) para el diseño por corte en la albañilería será:

$$f_s = FC / FR = 1.25 / 0.6 \approx 2$$

### **A.3. ANALISIS POR ELEMENTOS FINITOS DEL MURO X4, INSTANTES ANTES DE LA FALLA POR CORTE**

Instantes antes de la rotura por fuerza cortante del muro confinado X4, correspondiente al edificio mostrado en la Fig. 4.1, se ha supuesto (acápite 8.1.5) que éste se comporta en el régimen elástico, obviando la formación de rótulas plásticas en las vigas de borde. A continuación, para esos instantes, se muestra un análisis elástico por elementos finitos realizado mediante el programa de computación "SAFE"; para lo cual se trabajó con elementos rectangulares planos e isotrópicos con dos grados de libertad por nudo.

En la Fig. A4 se muestra el modelo matemático del muro X4, donde se han adoptado las siguientes hipótesis:

- Para un mejor entendimiento del problema, se ha eliminado la participación del muro ortogonal Y1.
- Los elementos finitos 1 a 20 representan las columnas de confinamiento; los elementos finitos 21 a 32 (solera rígida) representan el efecto de los muros superiores al primer piso; y los elementos finitos 33 a 132 corresponden a la albañilería del primer entrepiso.
- Asociado al instante del agrietamiento diagonal, se presenta una fuerza cortante VR de 16.4 ton y un momento flector por debajo de la viga del primer nivel  $M = 22.6$  ton-m (ver la Fig. 8.5 y el acápite 8.1.5). La fuerza horizontal (VR), así como la vertical (P), fue descompuesta en una serie de cargas concentradas de igual magnitud, aplicadas sobre los nudos superiores de la estructura; mientras que el efecto del momento flector fue reemplazado por una serie de cargas concentradas  $F_i = M Y_i / \sum Y_i^2$ .

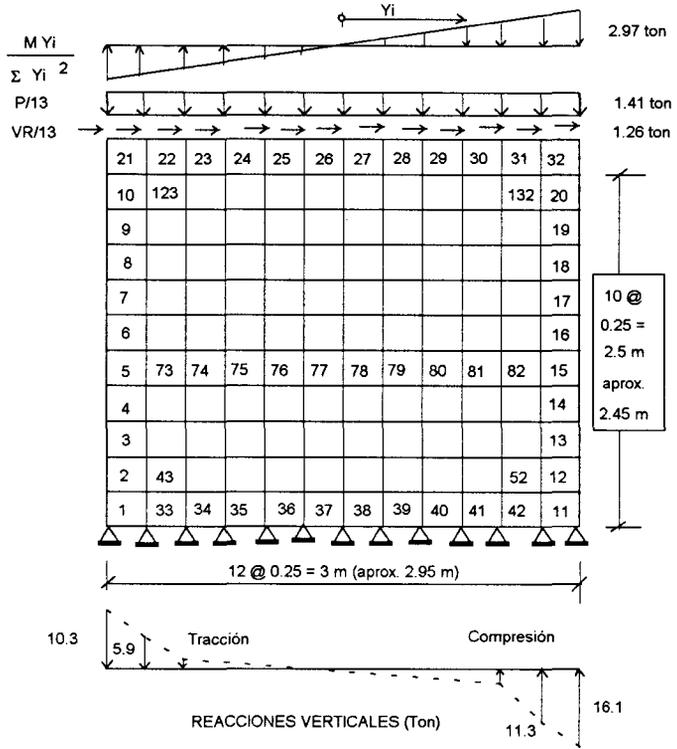


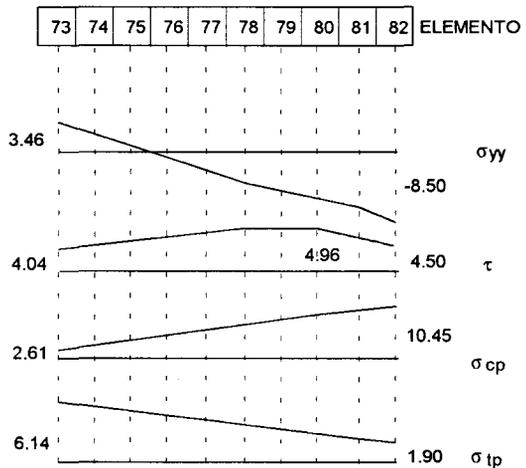
Fig. A.4

Primer piso del muro X4, modelado por elementos finitos antes de la rotura.

ELEMENTOS	MATERIAL	ESPESOR (m)	E (T/m2)	POISSON	SOLICITACION
1 @ 20	CONCRETO	0.13	2000000	0.15	VR = 16.4 Ton
21 @ 32	RIGIDO	1.00	20000000	—	P = 18.3 Ton
33 @ 132	ALBAÑILE.	0.13	320000	0.25	M = 22.6 ton-m

Fig. A5

Variación de esfuerzos verticales ( $\sigma_{yy}$ ), esfuerzos cortantes ( $\tau$ ), compresión principal ( $\sigma_{cp}$ ) y tracción principal ( $\sigma_{tp}$ ), en una sección intermedia del muro (elementos 73 @ 82). Las unidades son  $kg/cm^2$ .



Los principales resultados aparecen en la Tabla A.1 y en las Figuras A4 y A5.

TABLA A.1

ESFUERZO CORTANTE ( $v$ ) Y ESFUERZO VERTICAL ( $\sigma$ ) EN COLUMNAS ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )

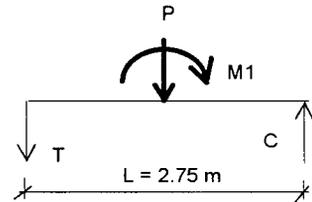
Elemento	Columna Izquierda		Elemento	Columna Derecha	
	$v$	$\sigma$ (tracción)		$v$	$\sigma$ (compresión)
10	5.21	10.27	20	4.95	37.17
9	3.65	14.44	19	3.94	41.57
8	2.54	18.72	18	2.90	46.27
7	2.06	22.77	17	2.39	50.80
6	1.88	26.60	16	2.14	55.11
5	1.86	30.36	15	2.07	59.22
4	2.01	34.19	14	2.22	63.62
3	2.51	38.25	13	2.88	68.24
2	3.85	42.63	12	4.71	73.39
1	6.55	47.01	11	8.63	78.76

Comentarios:

- Las reacciones verticales (Fig. A4), se concentran en las columnas extremas, generándose una tracción  $T = 47.01 \times 13 \times 25 = 15278 \text{ kg}$ , y una compresión  $C = 78.76 \times 13 \times 25 = 25597 \text{ kg}$ . Si se asume que la albañilería no trabaja y que las columnas trabajan a carga axial, entonces  $T$  y  $C$  pueden calcularse en forma aproximada de la siguiente manera:

$$T = M1/L - P/2 = (M2 + VR h)/L - P/2 \\ = (22.6 + 16.4 \times 2.75)/2.75 - 18.3/2 = 15.5 \text{ ton}$$

$$C = M1/L + P/2 = (M2 + VR h)/L + P/2 \\ = (22.6 + 16.4 \times 2.75)/2.75 + 18.3/2 = 33.8 \text{ ton}$$



Puede observarse que la diferencia de resultados entre los valores calculados por elementos finitos y el método aproximado es: 1% en  $T$  y 32% en  $C$ ; del lado de la seguridad. Las fórmulas aproximadas indicadas fueron adoptadas en la propuesta de diseño a la rotura (Acápite 8.1), para evaluar las fuerzas axiales en las columnas de confinamiento correspondientes a los entrepisos que no se agrietan diagonalmente.

- El esfuerzo de compresión en la base de la columna de  $13 \times 25 \text{ cm}$  (elemento finito 11) es:  $f_c = 78.76 \text{ kg}/\text{cm}^2$  ( $0.45 f_c$ ); por lo que la sección requerida aplicando la Norma E-070 ( $13 \times 40 \text{ cm}$ , Capítulo 5), resulta exagerada.
- Asumiendo que la tracción es absorbida por el refuerzo vertical, se tendrá:  $A_s = T/(\phi f_y) = 15278/(0.9 \times 4200) = 4.04 \text{ cm}^2$  ( $2 \phi 1/2" + 2 \phi 3/8"$ ). Este refuerzo coincide con el

requerido por la propuesta de diseño a la rotura (Acápite 8.1.5), pero resulta mayor al indicado por la Norma E-070 (4  $\phi$  3/8", Capítulo 5).

- De la Tabla A.1, el máximo esfuerzo cortante en la columna es 8.63 kg/cm<sup>2</sup>, asociado a una compresión de 78.76 kg/cm<sup>2</sup>. Aplicando las expresiones indicadas en la Norma de Concreto Armado E-060 para evaluar la resistencia al corte aportada por el concreto (vc), se tiene:

$$v_c = 0.53 (\sqrt{f'c}) (1 + 0.0071 Nu/Ag) \\ = 0.53 (\sqrt{175}) (1 + 0.0071 \times 78.76) = 10.93 \text{ kg/cm}^2; \text{ no mayor que:}$$

$$v_c = 0.9 (\sqrt{f'c}) (\sqrt{1 + 0.028 Nu/Ag}) \\ = 0.9 (\sqrt{175}) (\sqrt{1 + 0.028 \times 78.76}) = 21.3 \text{ kg/cm}^2$$

De esta manera, se concluye que la sección de 13x25 cm requerida por la propuesta de diseño a la rotura (Acápite 8.1.5) es suficiente, ya que el esfuerzo cortante actuante  $v = 8.63 \text{ kg/cm}^2$  resulta menor que el resistente  $\phi v_c = 0.85 \times 10.93 = 9.29 \text{ kg/cm}^2$ . Nuevamente, se observa que la sección requerida por la Norma E-070 (13x40 cm, Capítulo 5) resulta exagerada.

- En la Tabla A.1 se observa que el elemento finito 1 (base traccionada de la columna) presenta un esfuerzo cortante de 6.55 kg/cm<sup>2</sup>, y un esfuerzo de tracción de 47.01 kg/cm<sup>2</sup> mayor que la resistencia de tracción por flexión del concreto ( $2\sqrt{f'c} = 26 \text{ kg/cm}^2$ ). Por lo tanto, al fisurarse el concreto, la fuerza cortante debe ser absorbida por los estribos ( $v_s = v / \phi = 6.55 / 0.85 = 7.7 \text{ kg/cm}^2$ ). Empleando estribos de 1/4" ( $A_v = 0.64 \text{ cm}^2$ ) se tendrá, de acuerdo a la Norma de Concreto Armado E-060, que el máximo espaciamiento (s) resulta:

$$s = A_v f_y / (t v_s) = 0.64 \times 4200 / (13 \times 7.7) = 27 \text{ cm}$$

Sin embargo, los estribos deben también diseñarse para evitar la falla del concreto por compresión (ver el Acápite 8.1.5), lo que proporcionó  $s = 6.5 \text{ cm}$ .

- El desplazamiento lateral del nivel superior, obtenido mediante el método de elementos finitos, resultó 1.35 mm (asociado a una carga lateral  $VR = 16.4 \text{ ton}$ ). Por otro lado, el cortante basal del muro X4, para la condición de sismo moderado (comportamiento elástico del sistema) fue  $V = 7.08 \text{ ton}$  (Fig. 4.4); entonces, para esta condición, el desplazamiento lateral será:  $d = (7.08/16.4) \times 1.35 = 0.583 \text{ mm}$ . Este resultado coincide prácticamente con el calculado al analizar el edificio modelando sus vigas y muros como un sistema de barras (donde debe aplicarse el criterio de la sección transformada, Fig. 4.3) deformables por flexión, cortante y axial (0.588 mm, Capítulo 4). De esta manera, se concluye que la técnica de modelar los elementos que constituyen un edificio de albañilería confinada mediante barras, es suficiente como para obtener con buen grado de aproximación tanto los esfuerzos como los desplazamientos en el rango elástico.

#### A.4. CERCOS, PARAPETOS Y TABIQUES

Como se ha explicado en el Acápite 4.6, los tabiques no independizados de la estructura principal, sujeta a carga sísmica, desarrollan fuerzas internas coplanares importantes (Fig. 1.11) que tienen que contemplarse en el diseño de esos elementos; por otro lado, en los cercos y los parapetos estas fuerzas coplanares son mínimas. De esta manera, el propósito de este Anexo es indicar el proceso de diseño de los muros no portantes de carga vertical sometidos a carga sísmica perpendicular a su plano (el diseño de los muros portantes ante esta sollicitación se muestra en el Acápite 5.4). Para estos casos, en el RNC-77 se especifica los siguientes coeficientes sísmicos:

- Cercos:  $C1 = 0.25$
- Tabiques:  $C1 = 0.35$
- Parapetos:  $C1 = 1.00$

La carga sísmica correspondiente ( $w$ ), se supone que actúa ortogonalmente en forma uniforme sobre el plano del muro (Fig A.6), con una magnitud  $w = Z U C1 \gamma t$ ; donde:

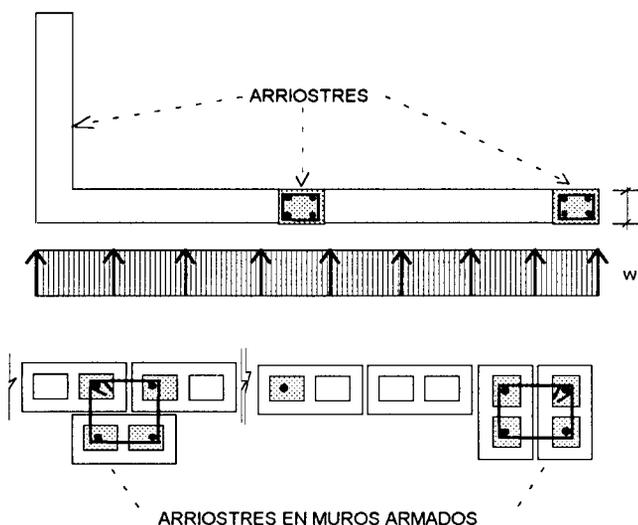
$Z$  = factor de zona (especificado en el RNC-77)

$U$  = factor de importancia de la estructura (indicado en el RNC-77)

$\gamma$  = peso volumétrico de la albañilería

$t$  = espesor del muro

FIG. A.6.  
Muros no  
portantes  
sujetos a  
carga  
sísmica



El espesor de estos muros, se calcula aplicando la expresión:  $t = U s m a^2$ , proveniente de la Norma E-070; donde:

s = coeficiente indicado en la Tabla 1 de la Norma para mortero con cal. Para mortero sin cal, multiplicar por 1.33.  
 m = coeficiente de momentos, indicado en la Tabla 2 de la Norma, suponiendo que el muro está simplemente apoyado en sus arriostres (muros transversales, columnas y vigas).  
 a = dimensión crítica (en metros).  
 b = la otra dimensión del muro.

TABLA 1. VALORES DE "s" SEGUN LA NORMA E-070

	Zona Sísmica		
	1	2	3
Tabiques	0.28	0.20	0.09
Cercos	0.20	0.14	0.06
Parapetos	0.81	0.57	0.24

TABLA 2. VALORES DE "m" SEGUN LA NORMA E-070. Fig. A.7

CASO 1. Muro con cuatro bordes arriostrados. "a" = menor dimensión  
 b/a = 1.0    1.2    1.4    1.6    1.8    2.0    3.0    ∞  
 m = 0.0479   0.0627   0.0755   0.0862   0.0948   0.1017   0.1180   0.125

CASO 2. Muro con tres bordes arriostrados. "a" = longitud libre  
 b/a = 0.5    0.6    0.7    0.8    0.9    1.0    1.5    2.0    ∞  
 m = 0.060   0.074   0.087   0.097   0.106   0.112   0.128   0.132   0.133

CASO 3. Muro arriostrado sólo en sus bordes horizontales  
 "a" = altura del muro. "m" = 0.125

CASO 4. Muro en voladizo  
 "a" = altura del muro. "m" = 0.5

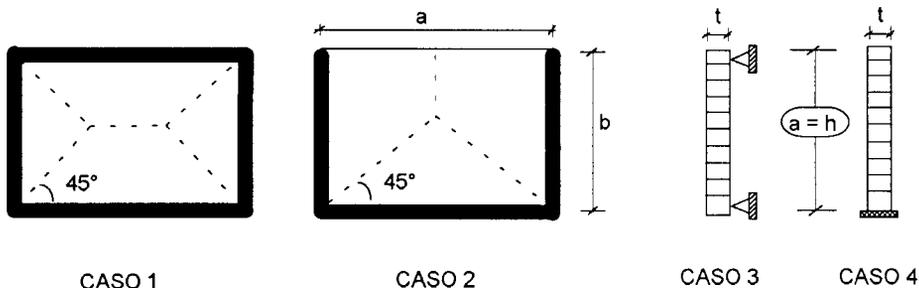


Fig. A.7. Dimensión crítica "a" y tipos de falla

A continuación se describe la manera como se dedujo la fórmula  $t = U s m a^2$ .

El análisis se hizo en el rango elástico trabajando con un ancho unitario y admitiendo que el esfuerzo de tracción máximo es igual a la resistencia admisible a tracción de la albañilería (ft); por otro lado, se supuso que la carga axial en el muro era despreciable (P = 0, Fig. A.8).

El momento actuante es:

$$M = m a^2 w = m a^2 Z U C1 \gamma t \dots [1]$$

El momento resistente está dado por:  $w$

$$MR = ft t^2 / 6 \dots [2]$$

Igualando [1] y [2], se obtiene:

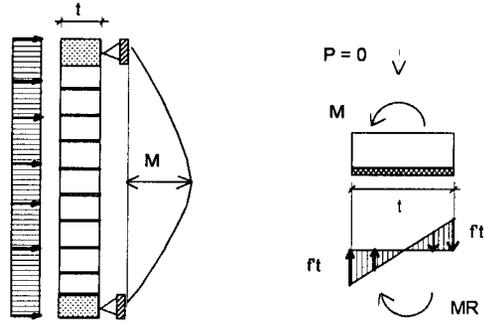


Fig. A.8. Esfuerzos en la sección crítica

$$t = U s m a^2$$

Donde:  $s = 6 Z C1 \gamma / ft \dots$  Tabla 1

Debe indicarse que la Tabla 1 de la Norma E-070 fue confeccionada empleando:

- $ft = 1.33 \text{ kg/cm}^2$  (mortero con cal); por lo que de utilizarse mortero sin cal ( $ft = 1 \text{ kg/cm}^2$ ), los valores de "s" deberán amplificarse por 1.33.
- $\gamma = 1800 \text{ kg/m}^3$  (correspondiente a la albañilería con ladrillos de arcilla o sílico-calcáreos); por lo que de emplearse bloques de concreto, los valores de "s" deberán amplificarse por 1.25.

Por otro lado, usualmente se conoce el espesor del muro (t) y su altura (que generalmente es la dimensión crítica "a"), con lo cual puede determinarse  $m = t / (U s a^2)$ ; luego, ingresando a la Tabla 2 de la Norma E-070 con "m", se calcula la relación  $b / a$ , por consiguiente, puede hallarse el valor "b" que sería la distancia entre los arriostres verticales.

Los arriostres deben diseñarse (a flexión y fuerza cortante) para soportar la carga tributaria respectiva, según se muestra en la Fig. A.7 y A.9.

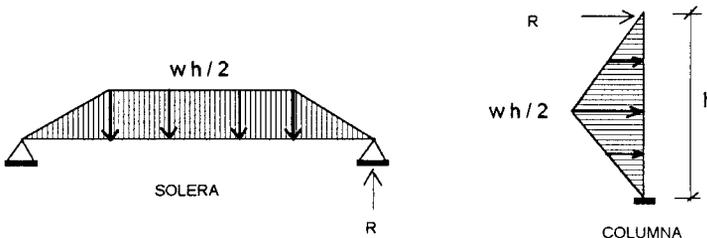


Fig. A.9. Cargas sobre los arriostres del CASO 1 (Fig. A.7)

Cabe señalar que de emplearse el espesor  $t = U s m a^2$ , los muros tendrían tracciones inferiores a la resistencia admisible  $f_t$ ; por lo tanto, no necesitarían refuerzo interior. Sin embargo, en los muros armados (que en estos casos pueden ser parcialmente rellenos con concreto fluido, ya que no son portantes de carga vertical) es necesario emplear una cuantía mínima de refuerzo vertical y horizontal, equivalente a 0.07%, a fin de evitar su agrietamiento por contracción del concreto fluido.

Por otro lado, los parapetos, los cercos y los tabiques hechos de albañilería armada usualmente carecen de elementos de arriostres, trabajando de este modo como muros en voladizo; en consecuencia, el refuerzo vertical deberá absorber las tracciones que origine el momento flector. El diseño del refuerzo vertical ( $A_s$ ), para estos casos, puede realizarse con el método de rotura (como si el muro fuese una viga de concreto armado), según se indica a continuación (Fig. A.10):

Se trabaja por metro de ancho, dándose el refuerzo vertical ( $A_s$ ), que por lo general es el mínimo; luego, asumiendo que este refuerzo fluye ( $f_y$ ), es posible calcular la distancia "a" por equilibrio de fuerzas verticales ( $A_s f_y = 0.85 f_m a$ ). Finalmente, deberá verificarse que el momento resistente:

$$MR = 0.9 A_s f_y (t - a)/2$$

sea mayor que el momento actuante ( $M_u$ ).

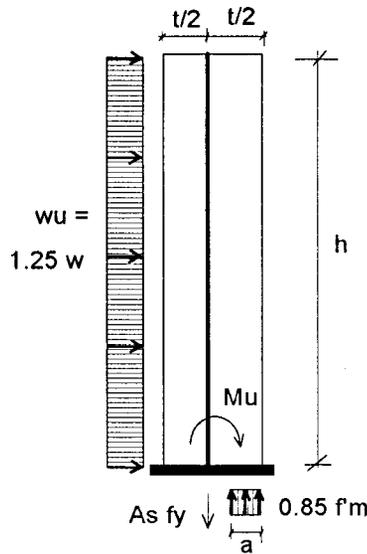


Fig. A.10  
Muro Armado  
en Voladizo

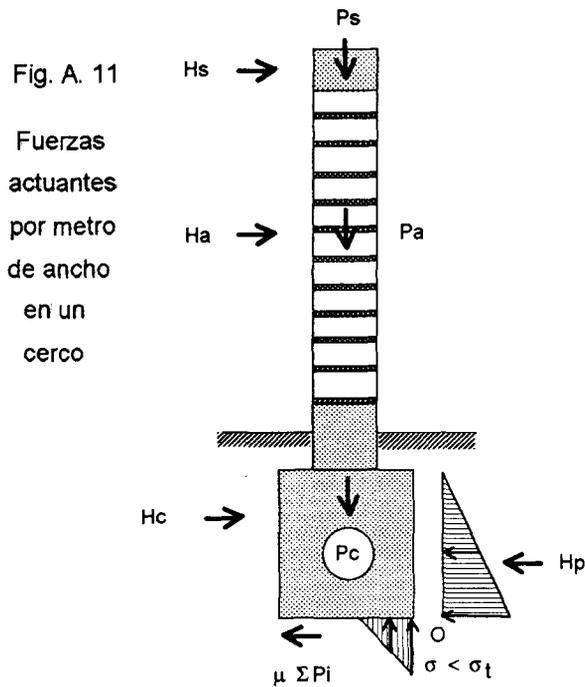
En cuanto a la cimentación de los cercos (Fig. A.11), es conveniente que ésta sea lo más profunda posible (similar a la cimentación empleada en los postes), de manera que se desarrolle el empuje pasivo en el suelo ( $H_p$ ), que permita atenuar los efectos del momento volcante y el deslizamiento por fuerza sísmica actuante sobre el muro.

Los factores de seguridad que se emplean contra el deslizamiento y el volteo son 1.5 y 2, respectivamente. Esto es:

- Deslizamiento:  $(\mu \Sigma P_i + H_p) / (H_s + H_a + H_c) \geq 1.5$
- Volteo:  $M_e / M_v \geq 2$

Donde:

$M_e$  = momento estabilizador, producido por  $P_i$  y  $H_p$   
 $M_v$  = momento volcante, producido por  $H_s$ ,  $H_a$  y  $H_c$   
 $\mu$  = coeficiente de fricción suelo-concreto  
 $P_s$  = peso de la solera  
 $P_a$  = peso de la albañilería  
 $P_c$  = peso de la cimentación  
 $H_s$  = empuje sísmico sobre la solera =  $Z U C_1 P_s$   
 $H_a$  = empuje sísmico sobre la albañilería =  $Z U C_1 P_a$   
 $H_c$  = empuje sísmico sobre la cimentación =  $Z U C_1 P_c$   
 $H_p$  = empuje pasivo =  $1/2 K_p \gamma_s h_c^2$   
 $K_p = \tan^2 (45^\circ + \phi/2)$   
 $\phi$  = ángulo de fricción del suelo  
 $\gamma_s$  = peso volumétrico del suelo  
 $h_c$  = altura de la cimentación



## **A.5.**

***FIGURAS ADICIONALES***

***RELATIVAS A CADA***

***CAPITULO***

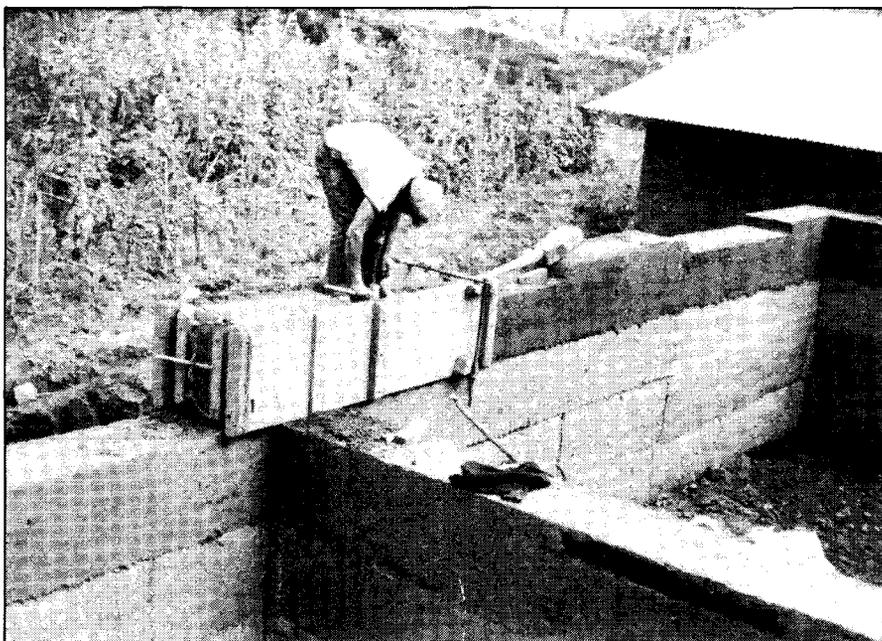
*CAPITULO 1. INTRODUCCION.*

Fig. A.12. Albañilería de Tapial sin refuerzo. Desafortunadamente, estas viviendas están destinadas a colapsar ante los terremotos, tal como se aprecia en la vista inferior, correspondiente a un instante de un ensayo de simulación sísmica.

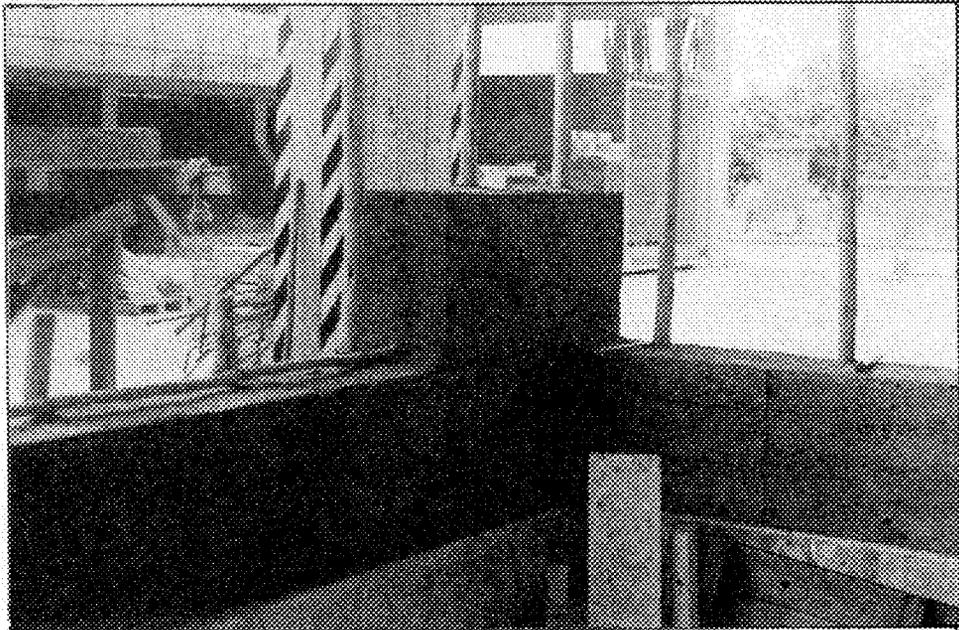
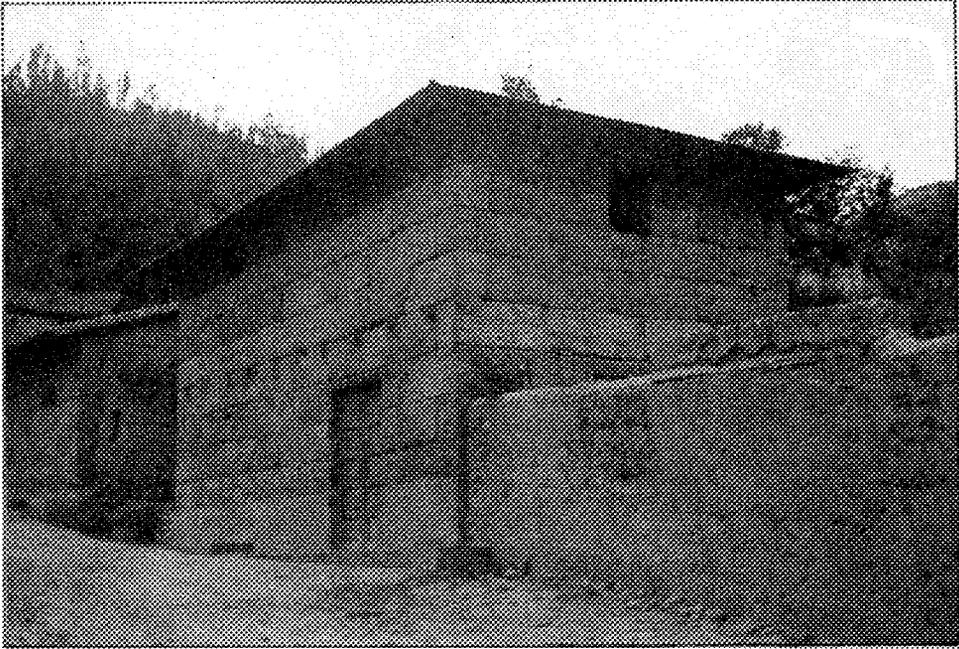
*CAPITULO 1. INTRODUCCION.*

Fig. A13. Vivienda de Tapial de dos pisos, típica de nuestra serranía. En la vista inferior se aprecia el refuerzo de eucalipto sugerido para integrar las tapias; adicionalmente, debe colocarse una solera de concreto armado.

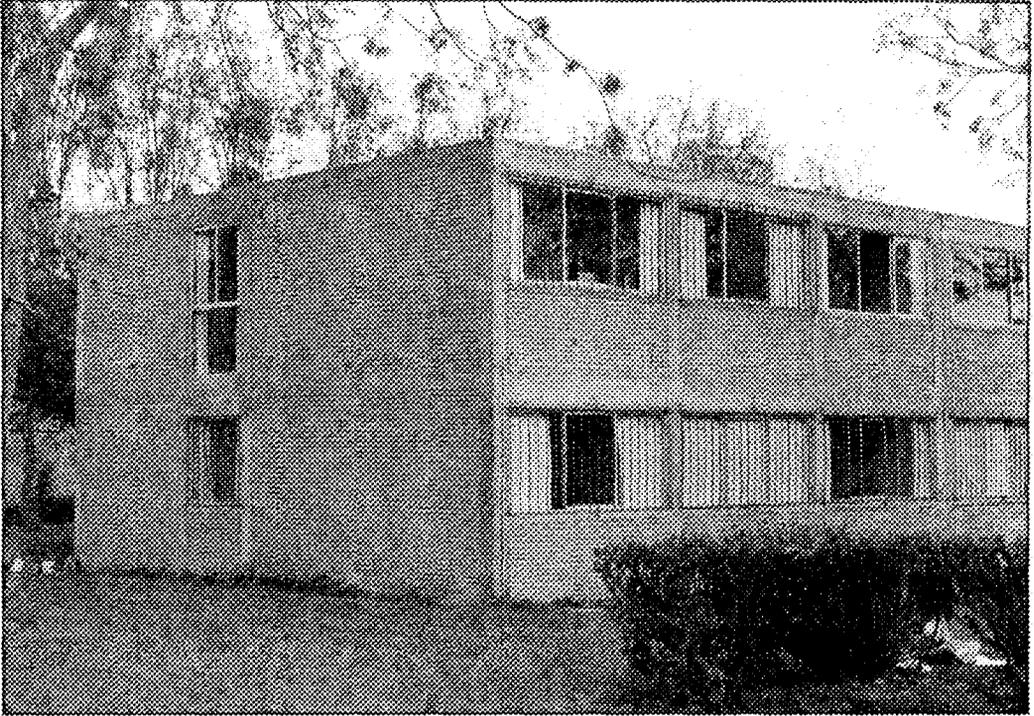
*CAPITULO 1. INTRODUCCION.*

Fig. A.14. Sistemas Mixtos. La vista superior corresponde a una edificación de albañilería confinada en una dirección y aporticada en la otra. En la vista inferior se aprecia un edificio hecho con albañilería confinada y armada, con bloques de concreto y junta seca.

*CAPITULO 2. PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION.*

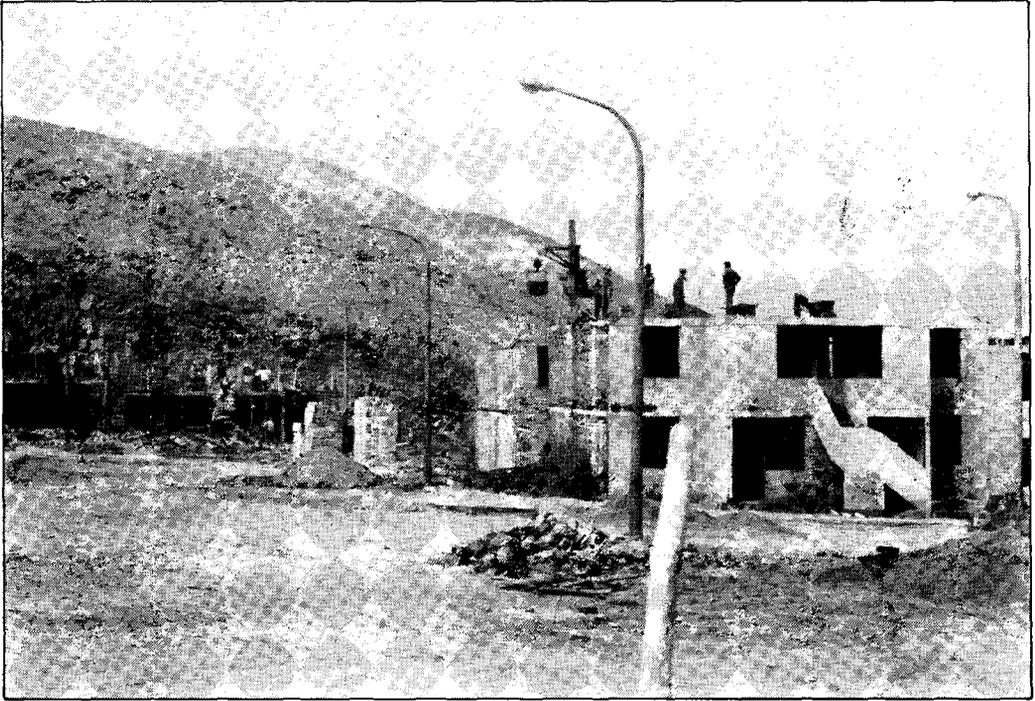


Fig. A.15. Edificios de Albañilería Confinada.

*CAPITULO 2. PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION.*

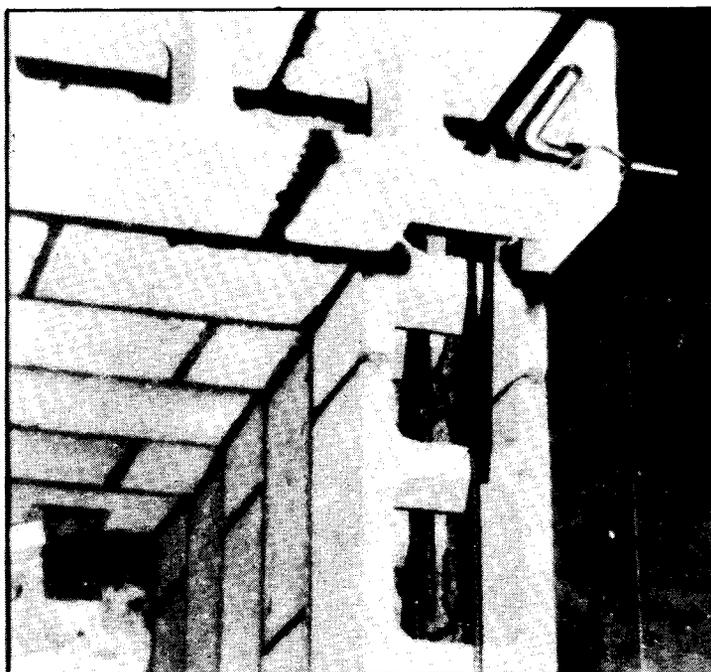
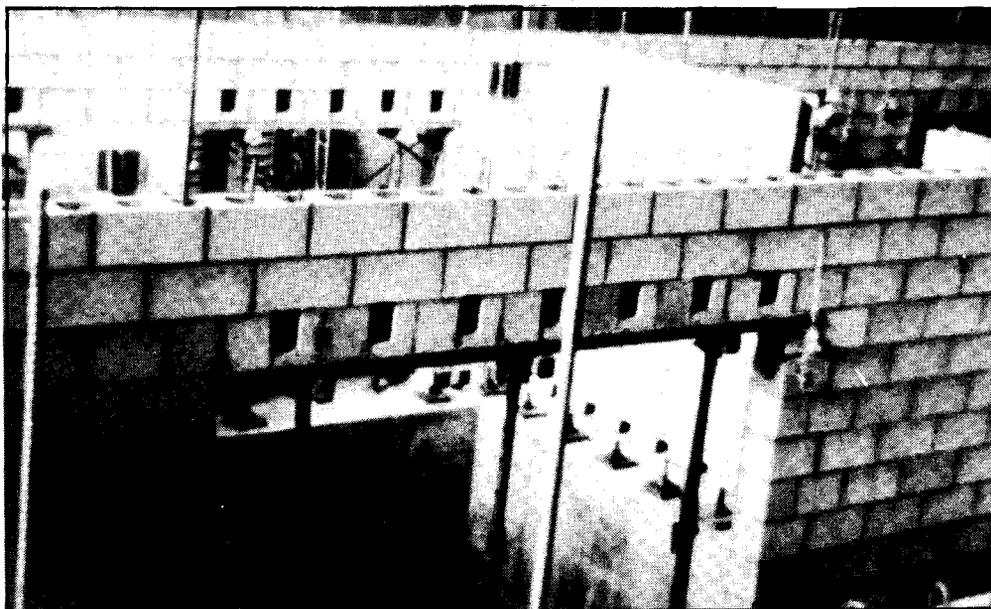


Fig. A16. Edificio de Albañilería Armada. Ref.12.

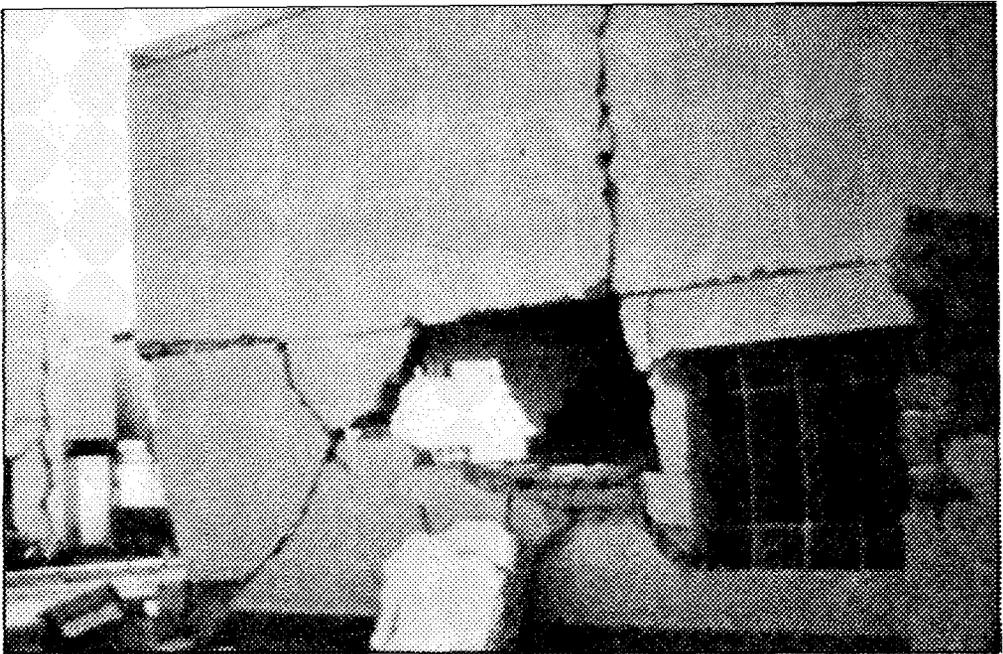
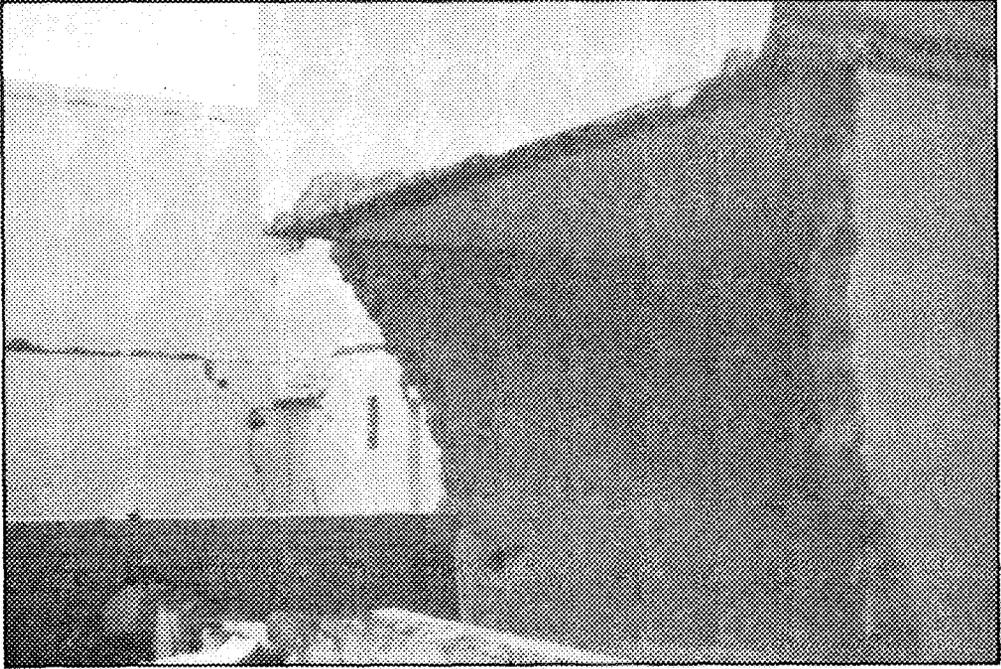
*CAPITULO 3. COMPORTAMIENTO SISMICO.*

Fig. A.17. Chimbote- Perú, 1970. Albañilería No Reforzada. Deslizamiento del techo aligerado; vaciamiento de fachada; y, punzonamiento del muro por empuje del descanso de la escalera.

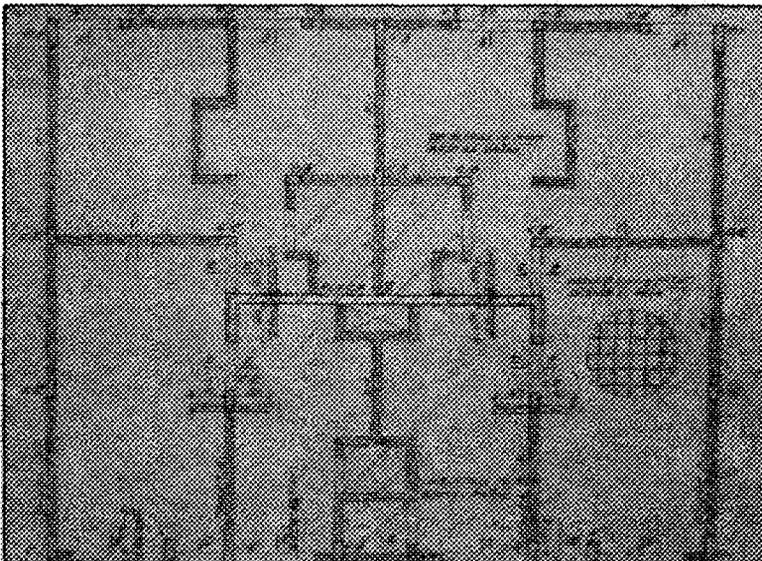
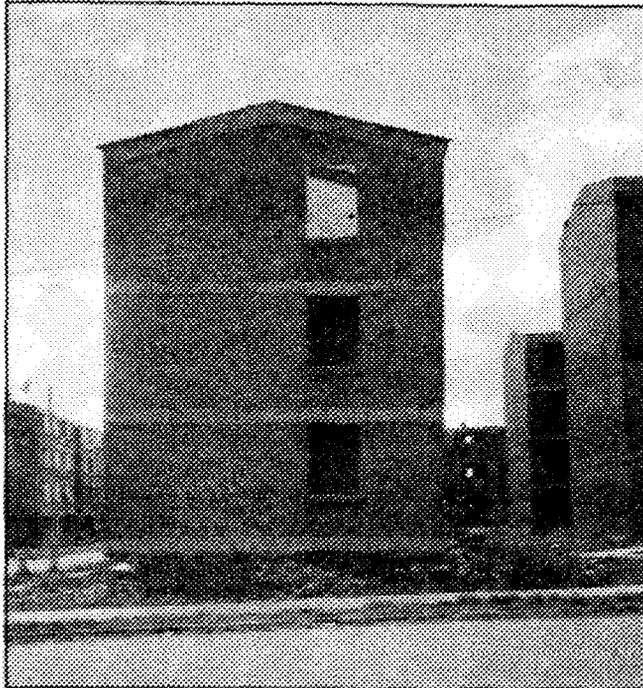
*CAPITULO 4. ANALISIS ESTRUCTURAL.*

Fig. A.18. Colapso de un edificio de Albañilería Armada de cuatro pisos (Popayán-Colombia, 1983), una de las razones fue la baja densidad de muros. En la vista inferior se aprecia la estructuración de un edificio de Albañilería Confinada con una Placa adicional de Concreto Armado.

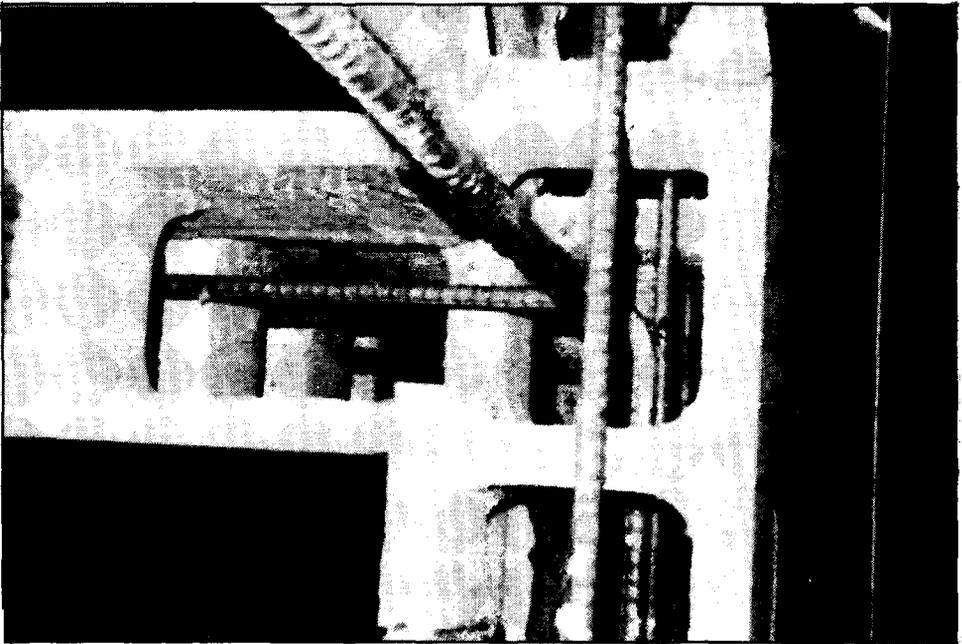
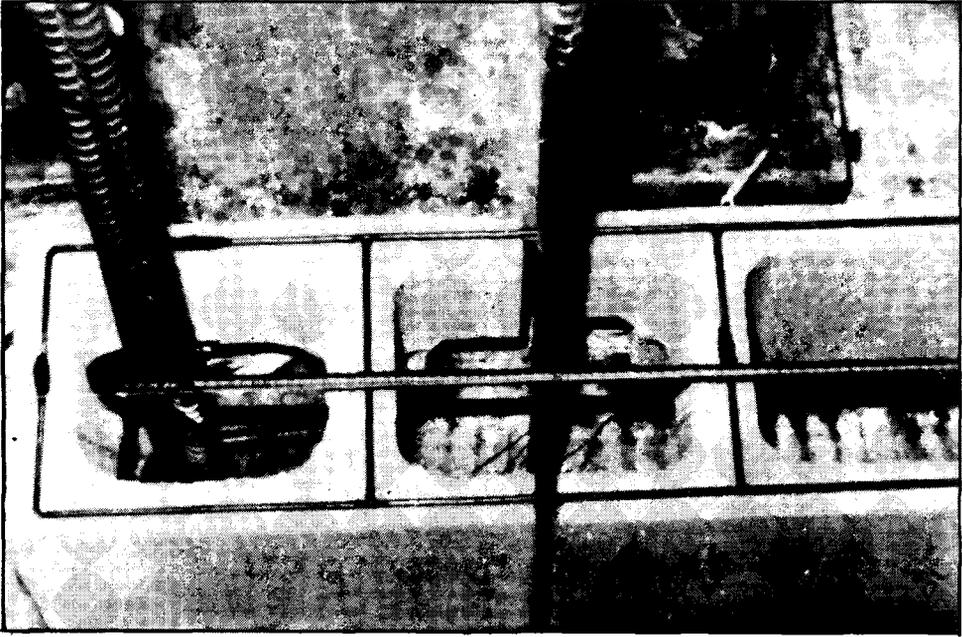
*CAPITULO 5. DISEÑO POR REGLAMENTO.*

Fig. A.19. Detalles del Refuerzo en Muros Armados. Ref. 12.

*CAPITULO 6. COMPONENTES DE LA ALBAÑILERIA.*

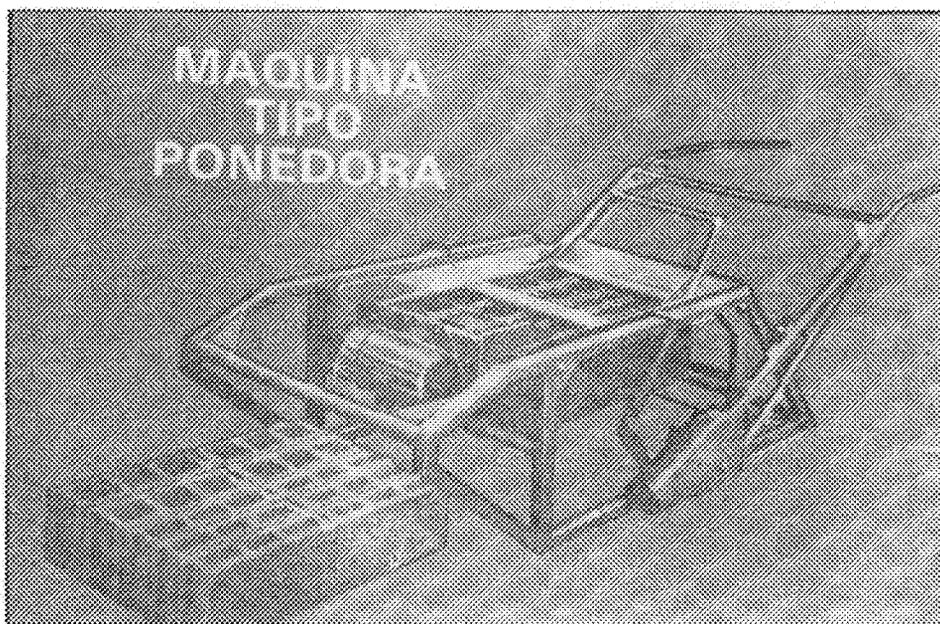
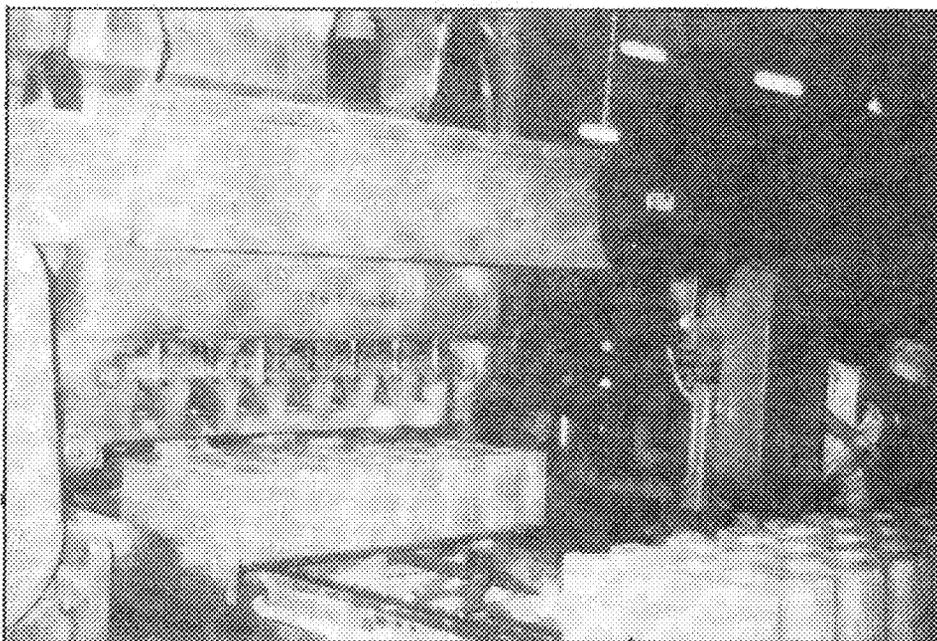


Fig. A.20. Bloquetera estacionaria (produce 80,000 unidades por día) y Ponedora portátil (produce 1,200 bloques al día).

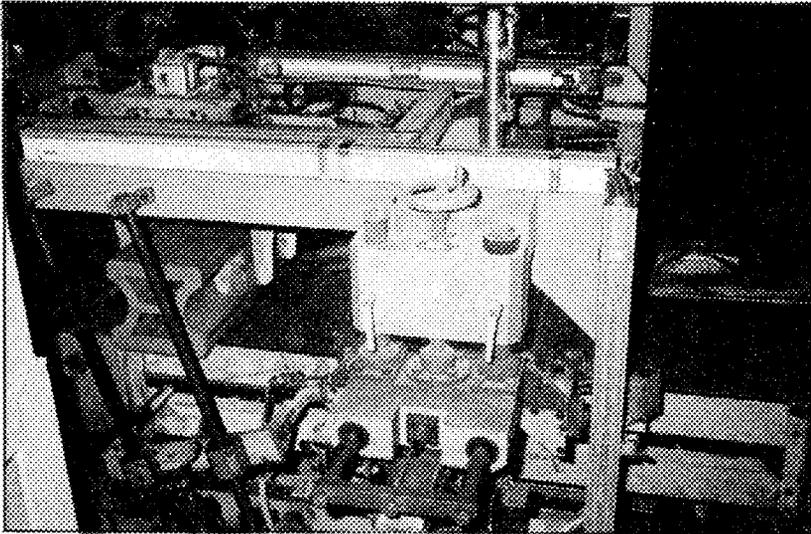
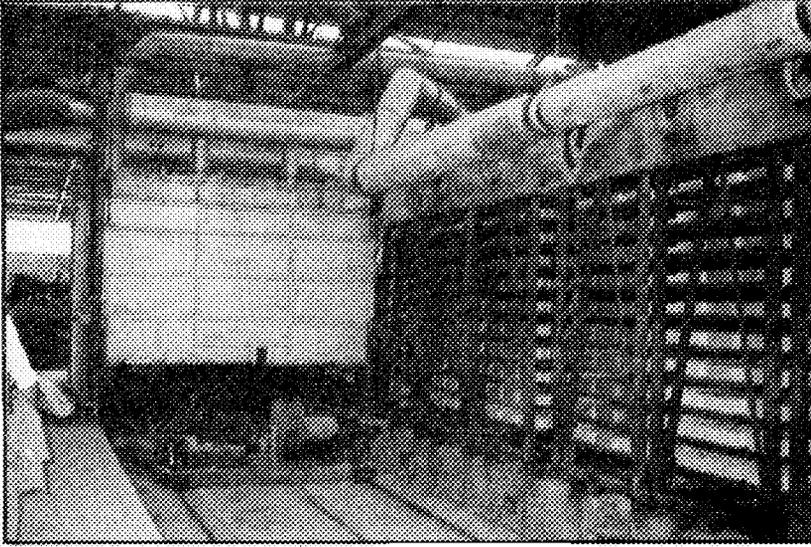
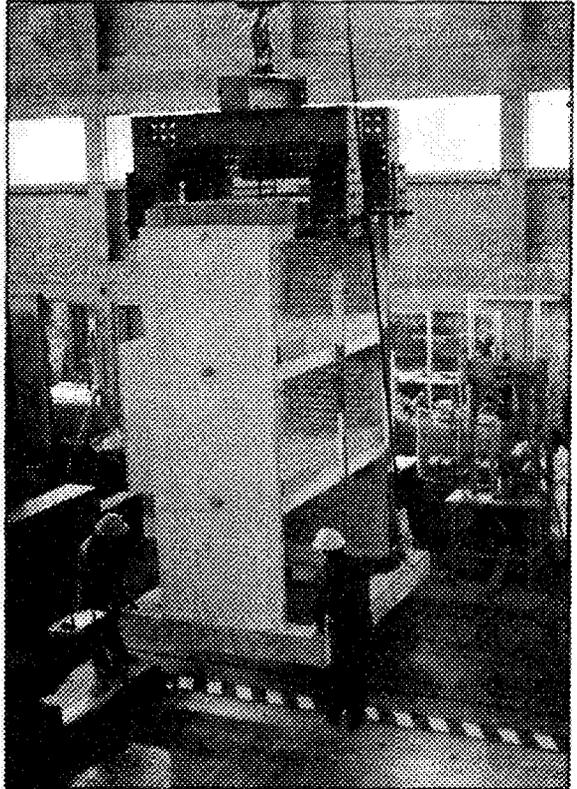
*CAPITULO 6. COMPONENTES DE LA ALBAÑILERIA.*

Fig. A.21. La vista superior corresponde a una Cámara de Vapor para curar los bloques de concreto después de su fabricación; y la inferior corresponde a una prensa mecánica para moldear las unidades de arcilla.

**CAPITULO 7. ENSAYOS EN SISTEMAS DE ALBAÑILERIA.**

Fig. A.22

Transporte con puente grúa de un Módulo de Albañilería Confinada (Proyecto C1), hacia la mesa vibradora del Laboratorio de Estructuras de la PUCP.



La vista inferior corresponde a los dispositivos empleados para aplicar la carga lateral sobre el edificio de la Ref. 12 (Proyecto C5). En este caso, los actuadores dinámicos accionan sobre unos perfiles que corren por arriba y debajo de la losa de cada piso. Estos perfiles están conectados a unos dados de concreto, ubicados en la parte central de cada losa. Para limitar las fisuras de las losas, se emplean unos tensores anclados en los dados y en los extremos del edificio.



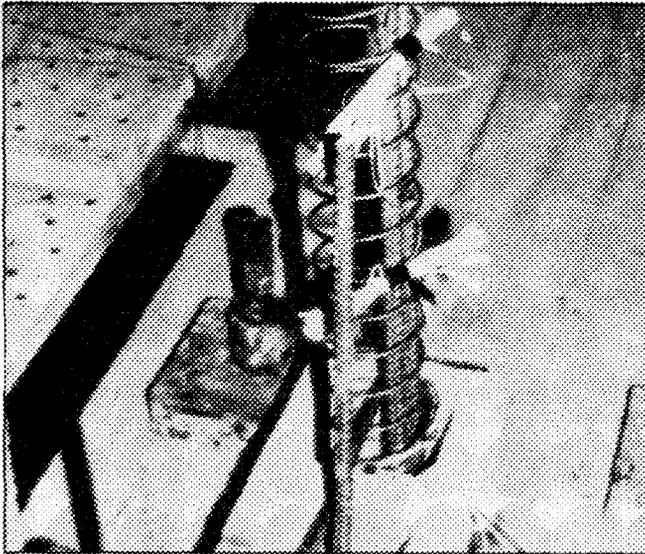
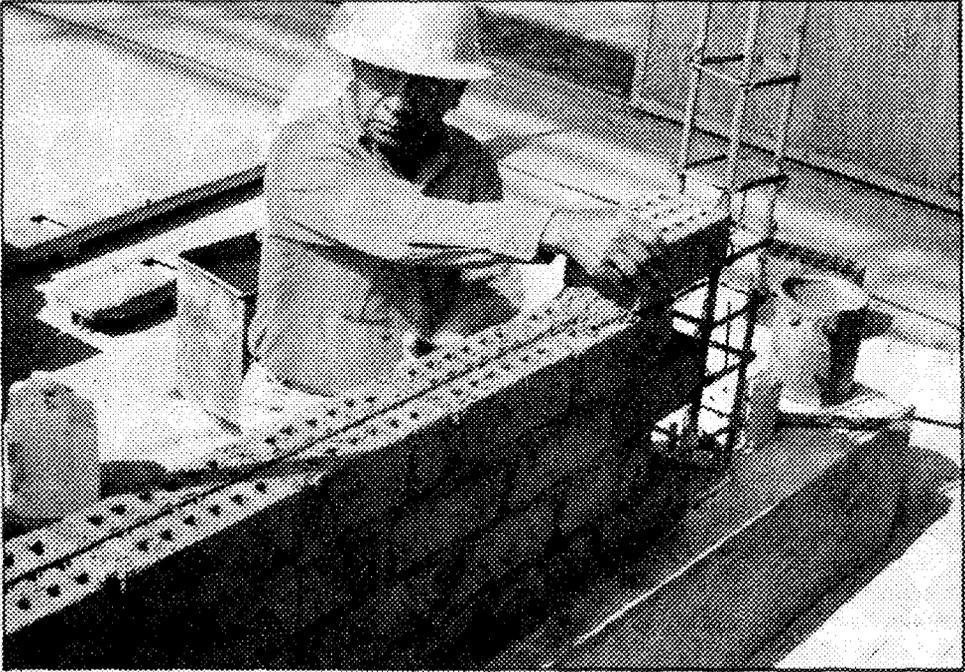
*CAPITULO 8. NUEVAS TEORIAS DE DISEÑO A LA ROTURA.*

Fig. A.23. Nuevas técnicas de reforzamiento. Refuerzo horizontal en muros confinados (Ref.2) y espirales para confinar los talones de los muros armados (Ref.12).

**Construcciones de Albañilería**

Se terminó de imprimir en el mes de noviembre de 1994,  
en los Talleres de Servicio Copias Gráficas S.A. (RUC: 10069912)  
Jr. Jorge Chávez 1059. Lima 5, Perú

## **PUBLICACIONES RECIENTES**

QUINTIN ALDEA VAQUERO

*El Indio Peruano y la Defensa de sus Derechos.* 1993. 656 p.

ANITA G. COOK

*Wari y Tiwanaku: entre el estilo y la imagen.* 1994. 346 p.

MIGUEL GIUSTI - HORTS NITSCHACK (Editores)

*Encuentros y Desencuentros.* 1993. 248 p.

RAUL LEON CAPARO

*Racionalidad andina en el uso del espacio.* 1994. 378 p.

OLGA LOCK DE UGAZ

*Investigación Fitoquímica. Métodos en el estudio de productos naturales.* 2da. ed. corr. y aum. 1994. XX + 300 p.

GUILLERMO LOHMANN VILLENA

*Amarilis Indiana.* 1993. 398 p.

MERCEDES LOPEZ-BARALT

*Guamán Poma: Autor y Artista.* 1994. 214 p.

MANUEL MARZAL

*La Utopía Posible.* 1994. Tomo II, 828 p.

MANUEL DE LA PUENTE Y LAVALLÉ

*El Contrato en General.* 2da. parte, 3 tomos. Biblioteca para leer el Código Civil. Vol. XV. 1994. 1648 p.

ALFONSO W. QUIROZ

*Deudas Olvidadas.* 1993. 236 p.

CARLOS AUGUSTO RAMOS

*Toribio Pacheco. Jurista Peruano del Siglo XIX.* 1993. 312 p.

JAVIER SOLOGUREN

*El Rumor del Origen.* 1993. 392 p.

FERNANDO DE TRAZEGNIES G.

*El país de las Colinas de Arena. Reflexiones sobre la Inmigración China en el siglo XIX a partir del Derecho.* 1994. Tomo I, 662 p. y Tomo II, 818 p.



**CONSTRUCCIONES DE ALBAÑILERIA**  
-Comportamiento Sísmico y Diseño Estructural-

**ANGEL SAN BARTOLOME**