

ALBAÑILERÍA ESTRUCTURAL

**HÉCTOR GALLEGOS
CARLOS CASABONNE**

TERCERA EDICIÓN



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ
FONDO EDITORIAL 2005

Héctor Gallegos recibió su instrucción académica —ingeniero civil y magíster en estructuras— en la Escuela de Ingenieros (hoy Universidad Nacional de Ingeniería). Se formó profesionalmente trabajando bajo tutela en la Gran Bretaña y en el Perú. Ejerce la ingeniería en Lima como diseñador, consultor, profesor e investigador.

En la última década ha estado particularmente interesado en el ejercicio profesional de la ingeniería, en su impacto en la sociedad, en la formación integral del ingeniero, en la ética y en la historia de la ingeniería. Acerca de estos temas ha publicado numerosos artículos y los siguientes libros: *La Ingeniería*; *La Ingeniería: ética*; *La Ingeniería en el Perú: el viejo Perú*; *La Ingeniería en el Perú: siglo XIX*, e *Ingeniería y tecnología*.

Por su aporte a la ingeniería, ha merecido las distinciones Sayhuite 1977, Santiago Antúnez de Mayolo 1988, Cosapi a la Innovación 1991, Orden de la Ingeniería Peruana 1999 y Antorcha de Habich 2005.

Es profesor principal de la Pontificia Universidad Católica del Perú; profesor emérito de la Universidad Nacional de Ingeniería; miembro de número de la Academia Peruana de Ingeniería y miembro correspondiente de la Academia Nacional de Ingeniería, Argentina. Es decano nacional del Colegio de Ingenieros del Perú.

Carlos Casabonne estudió en la Universidad Nacional de Ingeniería. Cursó estudios de maestría en el Georgia Institute of Technology (Atlanta). Se desempeña como consultor, profesor, autor e investigador.

Es miembro de Gallegos. Casabonne. Arango. Ingenieros Civiles S.A.C., firma dedicada a la consultoría en la ingeniería civil y estructural. Como tal ha participado en numerosos proyectos de obra urbana, obras de arte viales, obras industriales y portuarias en Lima, Perú.

Es decano de la Facultad de Ingeniería y profesor principal en la Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas (UPC). Ha escrito numerosos artículos técnicos. Además, es Fellow del American Concrete Institute y miembro de número de la Academia Peruana de Ingeniería.

Ha recibido el Premio Nacional Sayhuite a la investigación en ingeniería (1977) y el Premio Nacional de Ingeniería Civil Santiago Antúnez de Mayolo del Colegio de Ingenieros del Perú (1988).

ALBAÑILERÍA ESTRUCTURAL

ALBAÑILERÍA ESTRUCTURAL

Héctor Gallegos
Carlos Casabonne



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ
FONDO EDITORIAL 2005

Albañilería estructural

Tercera edición, diciembre de 2005

Tiraje: 1000 ejemplares

© Héctor Gallegos y Carlos Casabonne, 2005

© Fondo Editorial de la Pontificia Universidad Católica del Perú, 2005

Plaza Francia 1164, Lima 1 – Perú

Teléfonos: (51 1) 330-7410, 330-7411

Fax: (51 1) 330-7405

Correo electrónico: feditor@pucp.edu.pe

Dirección URL: www.pucp.edu.pe/publicaciones/fondo_ed

Diseño de cubierta: Fondo Editorial de la Pontificia Universidad Católica

Diagramación de interiores: Ediciones Nova Print S. A. C.

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

ISBN 9972-42-754-4

Hecho el depósito legal 2005-9003 en la Biblioteca Nacional del Perú

Impreso en el Perú – Printed in Peru

Contenido

PREFACIO	15
Capítulo 1. ASPECTOS GENERALES	19
1.1. Características básicas	19
1.2. Albañilería e ingeniería	19
1.3. Adaptabilidad tecnológica	20
1.4. Variabilidad	21
1.5. El muro	26
1.6. Eflorescencia	26
1.7. Agrietamiento	29
1.8. Armadura	33
1.9. Durabilidad y mantenimiento	34
Capítulo 2. GLOSARIO	39
Capítulo 3. HISTORIA DE LA ALBAÑILERÍA	47
3.1. Prehistoria	47
3.2. Inicio de la historia: Sumeria	50
3.3. Egipto y Grecia	55
3.4. Roma	56
3.5. Del siglo V al siglo XIX	62
3.6. Albañilería reforzada	65
3.7. Notas finales	68
Capítulo 4. UNIDAD DE ALBAÑILERÍA	75
4.1. Introducción	75

4.2.	Tipología	81
4.3.	Formado	88
4.4.	Unidades de arcilla	92
4.4.1.	Generalidades	92
4.4.2.	Materia prima	93
4.4.3.	Fabricación	93
4.5.	Unidades de concreto	96
4.5.1.	Generalidades	96
4.5.2.	Materia prima	96
4.5.3.	Fabricación	98
4.6.	Unidades sílico-calcáreas	101
4.6.1.	Generalidades	101
4.6.2.	Materia prima	102
4.6.3.	Fabricación	103
4.7.	Unidades apilables	103
4.8.	Propiedades	109
4.8.1.	Resistencia a la compresión	111
4.8.2.	Resistencia a la tracción	114
4.8.3.	Envolvente de falla	115
4.8.4.	Variabilidad dimensional	116
4.8.5.	Alabeo	116
4.8.6.	Succión	116
4.8.7.	Durabilidad	119
4.9.	Ensayos	120
4.9.1.	Ensayo de compresión	120
4.9.2.	Ensayo de tracción indirecta	121
4.9.3.	Ensayo de tracción por flexión (o módulo de ruptura)	121
4.9.4.	Ensayo de variación dimensional	122
4.9.5.	Ensayo de alabeo	122
4.9.6.	Ensayo de succión	122
4.9.7.	Ensayo de absorción	124
4.10.	Modulación	124
4.11.	Clasificación	125
4.12.	Especificación y control	126
4.13.	Normas	128
Capítulo 5. MORTERO		129
5.1.	Introducción	129
5.2.	Tecnología	130

5.3. Adhesión	131
5.4. Propiedades	139
5.5. Ensayos	141
5.5.1. Ensayo de consistencia	141
5.5.2. Ensayo de retentividad	143
5.5.3. Ensayo de adhesión	143
5.5.4. Ensayo de compresión	147
5.6. Ingredientes	149
5.6.1. Cemento	149
5.6.2. Cal	150
5.6.3. Arena	152
5.6.4. Agua	153
5.6.5. Aditivos	153
5.6.6. Aire incorporado	153
5.6.7. Fibras	154
5.7. Influencias	154
5.7.1. Cemento	154
5.7.2. Cal	155
5.7.3. Agua	158
5.7.4. Arena	158
5.8. Proporciones	159
5.9. Mezclado	161
5.10. Curado	163
5.11. Especificación y control	164
5.12. Sumario	164
5.13. Normas	165
 Capítulo 6. CONCRETO LÍQUIDO	 167
6.1. Introducción	167
6.2. Tecnología	168
6.3. Propiedades y ensayos	171
6.4. Ingredientes	172
6.4.1. Cemento	172
6.4.2. Cal	172
6.4.3. Agregados	172
6.4.4. Agua	173
6.4.5. Aditivos	173
6.5. Proporciones	174
6.6. Medida, mezclado, transporte, vaciado y compactación	175

6.7. Especificación y control	177
6.8. Normas	178
Capítulo 7. ACERO	179
7.1. Tipos	179
7.2. Especificación y control	181
7.3. Normas	183
Capítulo 8. CONSTRUCCIÓN	185
8.1. Introducción	185
8.2. Determinación del espesor de las hiladas	186
8.3. Tratamiento de la succión de la unidad de albañilería	188
8.4. Control del temple del mortero	190
8.5. Proceso de asentado de las unidades	191
8.6. Tratamiento de juntas	191
8.7. Operaciones relacionadas con el concreto líquido	192
8.8. Ritmo de construcción	195
8.9. Cuidado de los muros	195
8.10. Sumario	198
Capítulo 9. PROPIEDADES DE LA ALBAÑILERÍA SIMPLE	199
9.1. Introducción	199
9.1.1. Modelaje, especímenes y ensayos	199
9.1.2. Naturaleza de la albañilería y criterios de falla	201
9.2. Espécimen y ensayo para determinar la resistencia a la compresión	202
9.3. Resistencia a la compresión de prismas de ladrillos	204
9.3.1. Mecanismo de falla	204
9.3.2. Relación entre los prismas y los muros reales	207
9.3.3. Teorías de falla	207
9.3.4. Comparación de resultados analíticos y experimentales	215
9.3.5.. Influencias	216
9.3.5.1. Resistencia del ladrillo	216
9.3.5.2. Altura del ladrillo	216
9.3.5.3. Tipo de ladrillo	216
9.3.5.4. Tipo de mortero	217
9.3.5.5. Edad del prisma al momento del ensayo	218
9.3.5.6. Espesor de la junta del mortero	218
9.3.5.7. Materiales de junta	218

9.3.6. Valores tabulados	221
9.3.7. Deformaciones unitarias últimas	222
9.3.8. Refuerzo con mallas de fibra de vidrio en la junta.	222
9.4. Resistencia a la compresión de prismas de bloques	223
9.4.1. Mecanismo de falla	223
9.4.2. Teoría de falla	224
9.4.3. Resultados de ensayos y fórmulas empíricas	226
9.4.4. Influencia del acero de confinamiento	227
9.4.5. Resistencia a la compresión de bloques apilables con zuncho de confinamiento dentro los alvéolos	230
9.4.6. Deformaciones unitarias últimas	231
9.5. Módulo de elasticidad	232
9.6. Resistencia al corte (por cizalle)	235
9.7. Resistencia a la tracción	236
9.7.1. Aspectos básicos	236
9.7.2. Ensayo de corte (tracción diagonal)	238
9.7.2.1. Introducción	238
9.7.2.2. Testigo, ensayo y evaluación	239
9.7.2.3. Modo de falla	243
9.7.2.4. Teoría de falla	245
9.7.2.5. Influencias	246
9.7.3. Compresión diametral (tracción indirecta)	249
9.7.4. Módulo de ruptura	251
9.8. Módulo de corte	253
9.9. Ensayo de flexo-compresión	255
9.10. Ensayos de campo	258
9.11. Normas	259
Capítulo 10. PROPIEDADES DE LA ALBAÑILERÍA REFORZADA	261
10.1. Aspectos generales	261
10.2. Albañilería armada	261
10.2.1. Naturaleza	261
10.2.2. Ensayos monotónicos	264
10.2.2.1. Muros en flexión perpendicular a su plano	264
10.2.2.2. Muros en flexo-compresión	267
10.2.2.3. Muros en corte	272
10.2.2.4. Muros en compresión diagonal	274
10.2.3. Ensayos cíclicos	274
10.2.3.1. Objetivo	274

10.2.3.2. Metodología	280
10.2.3.3. Ejemplos de ensayos típicos de muros rectangulares	282
10.2.3.3.1. Muro de albañilería armada de unidades asentadas	282
10.2.3.3.2. Muro de albañilería armada de unidades apiladas	284
10.2.3.3.3. Muro de unidades asentadas con talones reforzados	288
10.2.3.3.4. Ensayos de muros de albañilería armada apilada con talones reforzados	294
10.2.3.3.5. Ensayos generales de muros de albañilería armada	300
10.2.3.3.6. Ensayo de muros de albañilería armada en T y L	311
10.2.3.3.7. Pórticos de albañilería armada	315
10.2.3.3.8. Ensayo de edificio a escala reducida	316
10.2.3.3.9. Ensayo de edificio a escala natural	317
10.2.3.3.10. Nuevas experiencias en Japón	324
10.2.3.3.11. Comportamiento de muros sometidos a cargas coplanares	326
10.2.3.3.12. Criterios para determinación del refuerzo por corte	329
10.2.3.3.13. Diagrama de comportamiento coplanar de muros dúctiles	332
10.2.3.3.14. Influencias en el comportamiento coplanar de los muros	334
10.2.3.3.15. Albañilería armada parcialmente rellena	337
10.3. Albañilería confinada	341
10.3.1. Tipología	341
10.3.2. Naturaleza	344
10.3.3. Análisis teórico	350
10.3.3.1. Parámetro de rigidez relativa	350
10.3.3.2. Comportamiento	351

10.3.4	Ensayos	352
10.3.4.1.	Ensayos monotónicos	352
10.3.4.2.	Ensayos cíclicos	353
10.3.4.2.1.	Ensayos de Klingner y Bertero	353
10.3.4.2.2.	Ensayos de Gallegos y Casabonne	356
10.3.4.2.3.	Ensayos de San Bartolomé y otros	356
10.3.4.2.4.	Ensayos en mesa vibradora	357
10.3.4.2.5.	Ensayos de muros confinados con refuerzo horizontal	359
10.3.4.2.6.	Densidad de muros en una edificación.	363
10.3.5	Comportamiento	364
10.3.5.1.	Aspectos básicos	364
10.3.5.2.	Diagrama de comportamiento	366
10.3.5.3.	Avances normativos	368
Capítulo 11.	COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE LA ALBAÑILERÍA	373
11.1.	Introducción	373
11.2.	Causas de las fallas sísmicas	375
11.3.	Sismo-resistencia	382
11.4.	Los muros	389
11.4.1.	Pertenencia	389
11.4.2.	Muros dúctiles	389
11.5.	El edificio celular	392
11.5.1.	Definición	392
11.5.2.	Mecanismo plástico	393
11.5.3.	Ductilidad (de desplazamiento)	394
11.5.4.	Factor de comportamiento	397
11.5.5.	Limitación de daños	398
11.5.6.	Detallado	400
BIBLIOGRAFÍA		403
NOTACIÓN		423
ÍNDICE DE TABLAS		425
ÍNDICE TEMÁTICO		427

Prefacio

El conocimiento racional de la albañilería es importante no solo porque una considerable porción del inventario de edificios existentes, ya sean ellos históricos o utilitarios, se construyen con este material, sino porque la albañilería es hoy —y será sin duda por mucho tiempo, particularmente en el mundo en desarrollo— el principal material estructural para resolver las crecientes demandas urbanas. Se ha proyectado y construido en albañilería sin conocerla y, ciertamente, fuera del contexto del control que la ingeniería brinda. Dominar el material, diseñarlo con seguridad y economía, calcular las dimensiones y refuerzos, elaborar planos y especificaciones, adquirir los insumos debidos y construir utilizándolos correctamente, controlando y conduciendo el proceso constructivo, es lo que debe hacer el profesional para dignificar su ejercicio y servir efectivamente al hombre.

La enseñanza de la ingeniería, por otra parte, sufre hoy diversos problemas. Unos están vinculados con la falta de contexto ético en la formación de los profesionales; otros, con la ausencia de un marco histórico que ubique al ingeniero en el derrotero de su rico antepasado científico y tecnológico. Muchos de los problemas han sido generados por la incorporación de la computadora a la vida profesional. Si bien ella ha traído confiabilidad, precisión y rapidez a los tediosos procesos mecánicos del cálculo, esto ha venido acompañado de la ilusión de que, trabajando con fuerzas teóricas y sustancias ideales, podemos representar una realidad impura, y obstaculizar por ello el desarrollo de la intuición en el proceso educativo. Si la introducción de la computadora a la enseñanza se hubiera asociado con modificaciones en los currículos y métodos educativos, ampliando la enseñanza de conceptos básicos, las ilusiones se habrían desvanecido. Lamentablemente, no ha sido así. Se continúa enseñando, sobre todo en los temas relativos a los materiales estructurales, sobre la base de recetas reglamentarias, sin incidir, como debiera haberse hecho, en el comportamiento de estos.

En resumen, se ha enseñado la ingeniería como una técnica, que no la es, y no como el arte que sí es.

Así como en el ejercicio profesional de la medicina la materia central es la salud humana, en la ingeniería civil el meollo lo constituye el equilibrio entre las demandas —usualmente antagónicas— de la seguridad y el costo de las obras que el hombre requiere para dominar la naturaleza y obtener su bienestar. El arte de la ingeniería es hacer las cosas, las obras, como deben ser, apoyándose —para lograr dicho propósito— en el conocimiento racional del comportamiento de los materiales y de las estructuras, en el dominio de las diversas técnicas involucradas y en el control de los procesos constructivos.

Enriquecer la formación y profundizar el arte de la ingeniería son la justificación más profunda para que el presente libro se haya hecho y para que tenga el contenido y la forma que le hemos dado.

El libro analiza, por ello, los conceptos básicos y procura dar a conocer el comportamiento del material posibilitando que, al entenderse, se lo aplique correctamente, bajo cualquier receta o reglamento, e incluso a pesar de ellos. Esto explica que se hayan esquivado los aspectos reglamentarios, que se haya perseguido exclusivamente el conocimiento del material y que se haya evitado también, por el mismo motivo, incluir las partes tradicionales, usuales en libros que tratan materiales estructurales, en lo que se refiere a su cálculo y dimensión.

El ordenamiento está hecho sobre la base del sílabo que elaboró el autor cuando comenzó el dictado del curso de Albañilería Estructural en la Pontificia Universidad Católica del Perú, en el año 1978, y que ha ido modificando conforme el conocimiento general, y el suyo propio, progresaban. Dicho sílabo no se incluye como parte principal del curso sino como parte de las prácticas, los reglamentos, el cálculo y el dimensionamiento. El libro ha sido escrito en una secuencia lógica de temas y está provisto con índices de acceso, particularmente el alfabético; ofrece, además, una nutrida bibliografía —a la cual se hace referencia en el texto indicando los números entre corchetes— lo que facilitará su uso como instrumento de consulta y referencia.

El objetivo de este libro es servir. Servir tanto al profesional —ingeniero o arquitecto— en el ejercicio del diseño, construcción y supervisión, como al estudiante de estas disciplinas. Servir a la ingeniería. Servir, en última instancia, al hombre.

Notas acerca de la segunda edición

Como es natural, se ha aprovechado esta segunda edición para corregir los errores detectados después de la primera publicación. En este aspecto, el autor agradece

a los colegas que leyeron el libro íntegramente y que han contribuido a la tarea de mejorarlo.

Adicionalmente, se han ampliado algunos capítulos e incorporado aspectos desarrollados con posterioridad a la publicación del libro. En particular, se señalan los siguientes:

- a. En el capítulo 10 —en el que se tratan las propiedades de la albañilería reforzada—, además de efectuarse correcciones y adiciones relativas a la interpretación de los ensayos cíclicos, se ha incorporado el análisis de los ensayos realizados por Shing y otros [196 y 197]. Estos ensayos han contribuido significativamente a cuantificar los efectos de diferentes parámetros en el comportamiento de muros de albañilería armada sometidos a cargas laterales coplanares.
- b. En el capítulo 11 —relativo al comportamiento sísmico— el autor ha incorporado los modelos correspondientes a los mecanismos dúctiles para edificaciones de albañilería reforzada —confinada y armada— con lo que pretende guiar al lector en aspectos que en la primera edición supuso serían conclusiones personales.
- c. Se ha completado la bibliografía con las publicaciones importantes aparecidas luego de la primera edición del libro hasta la fecha.

Héctor Gallegos
Lima, abril de 1991

Notas acerca de la tercera edición

- a. Al igual con lo ocurrido en la segunda edición, en esta tercera edición se ha aprovechado para actualizar aspectos del comportamiento sísmico de los muros tanto armados como confinados.
- b. En particular destacamos los avances logrados en albañilería confinada al comprender su comportamiento ante fuerzas laterales y establecer, mediante ensayos, las ventajas y limitaciones del refuerzo horizontal.
- c. En albañilería armada, asentada o armada apilada, se destacan las mejoras en su comportamiento logradas al confinar los talones comprimidos.
- d. Se destacan los avances normativos, en particular el hecho de que ya muchos países han adoptado los criterios de diseño límite en sus normas.
- e. Finalmente se ha complementado la bibliografía con las publicaciones más importantes de los diez últimos años.

Carlos Casabonne R.
Lima, abril de 2005

CAPÍTULO 1

Aspectos generales

1.1. CARACTERÍSTICAS BÁSICAS

La albañilería es un material estructural compuesto que, en su forma tradicional, está integrado por unidades asentadas con mortero. En consecuencia, es un material de unidades débilmente unidas o pegadas. Este hecho, confirmado por ensayos y por la experiencia, permite afirmar que se trata de un material heterogéneo y anisotrópico que tiene, por naturaleza, una resistencia a la compresión elevada, dependiente principalmente de aquella de la propia unidad, mientras que la resistencia a la tracción es reducida y está controlada por la adhesión entre la unidad y el mortero.

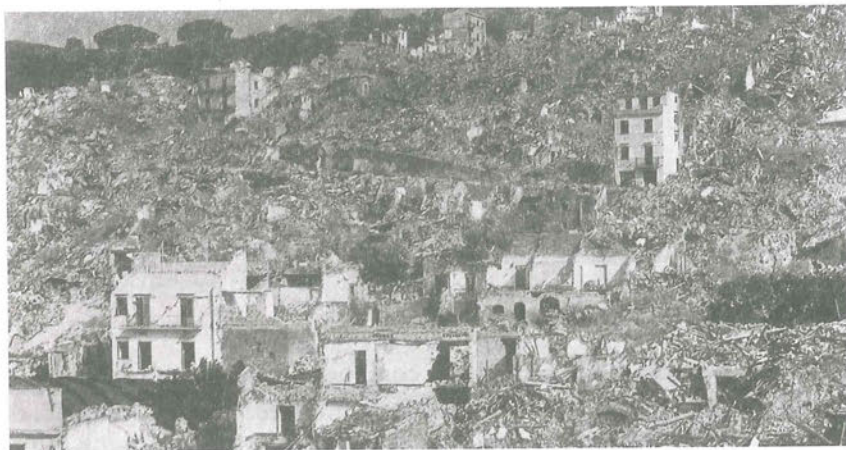
A veces ocurre que la albañilería es elaborada con unidades de escasa resistencia, en los que la adhesión mortero-unidad puede ser igual o mayor que la resistencia a la tracción de la propia unidad; para esos casos, debe aceptarse que la resistencia será muy reducida. Dado que esta no es la situación que se presenta con unidades de calidad razonable, el texto asumirá como características básicas para la albañilería las detalladas en el párrafo anterior.

En las últimas décadas la albañilería se ha integrado también con unidades huecas —asentadas con mortero o apiladas sin utilizar mortero—, que se llenan con concreto líquido. Las características antes señaladas de heterogeneidad, anisotropía y debilidad en tracción se aplican igualmente en estos casos.

1.2. ALBAÑILERÍA E INGENIERÍA

Es evidente que la albañilería ha carecido de ingeniería. De un lado, la construcción de edificaciones con muros excesivamente gruesos, definidos sobre la base no de racionalidad sino de recetas empíricas, ha conducido a elevar innecesariamente sus costos. Por otro lado, la falta de conceptos claros, la ausencia de armadura y la utilización de configuraciones incorrectas han llevado a producir construcciones

inseguras y a producir graves desastres estructurales (figura 1.1). La ingeniería busca —esa es la esencia de su actividad— el balance de seguridad y economía, y este equilibrio ha estado ausente del diseño y la construcción de albañilería.



1.1. Vista de Gibellino, Sicilia, después de la serie de sismos que sacudieron la zona sur de Italia en 1968.

Con el propósito de asegurar el logro del mencionado balance es indispensable:

- a. Determinar efectivamente, mediante ensayos adecuados, las propiedades reales de la albañilería.
- b. Minimizar la variabilidad de esta.
- c. Definir las configuraciones arquitectónicas y estructurales apropiadas.
- d. Definir modos de comportamiento, ante las diferentes acciones y cargas, compatibles con dichas configuraciones.
- e. Racionalizar los detalles constructivos y la integración de los otros sistemas —fenestración, tuberías y acabados, por ejemplo— que integran la construcción.
- f. Producir proyectos, planos y especificaciones compatibles con la realidad a la que están destinados.
- g. Aplicar conceptos válidos y procedimientos de ingeniería en todas las etapas de una obra, desde su concepción hasta su terminación.

1.3. ADAPTABILIDAD TECNOLÓGICA

Para muchos materiales estructurales basta adoptar, o adaptar ligeramente, la tecnología desarrollada por otros países, aplicando los mismos procedimientos de diseño y de construcción y las mismas especificaciones de materiales, para

producir estructuras seguras y económicas. Esto ocurre, por ejemplo, con el acero estructural y el concreto armado.

Sin embargo, este no es el caso de la albañilería. Las sustantivas diferencias que existen, de país a país, entre los componentes de la albañilería, particularmente de las unidades de albañilería; las distintas técnicas constructivas, muchas veces enraizadas tradicionalmente, y las configuraciones estructurales, propias de la edificación de cada país, hacen que la tecnología de la albañilería no sea adaptable de un país a otro.

Por lo menos en los aspectos esenciales, cada país debe desarrollar su propia tecnología. Aunque sea útil apoyarse en el conocimiento de la investigación y las técnicas de otros países, los ensayos para definir propiedades, los criterios para precisar sistemas estructurales, la definición de las mejores técnicas de construcción, y las normas y reglamentos que serán consecuencia de lo anterior, deberán desarrollarse localmente. Por eso en este libro el acento está puesto, principalmente, en los aspectos conceptuales; las cifras aparecen como referencias de escala para el lector y la normativa, cuando es indicada, se incluye solo con el propósito de dar lineamientos de carácter general.

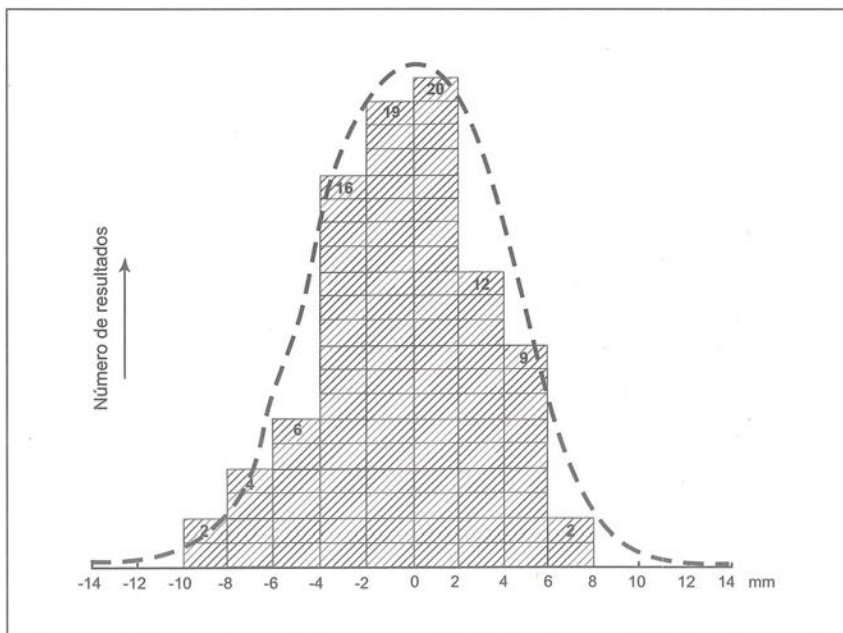
1.4. VARIABILIDAD

Existe una dispersión de valores en las medidas de todas las propiedades de los materiales usados en ingeniería. Esta dispersión depende de los diferentes ingredientes, componentes y procesos que se requieren para su elaboración. El tratamiento de la dispersión en el valor de las propiedades estructurales, dimensiones y otras características parte de asumir que la dispersión de resultados se ajusta a la curva de distribución normal. Hay abundante evidencia que justifica que la curva de distribución normal se ajusta a lo que ocurre con la variación de los materiales de ingeniería. Teóricamente, esta curva es aplicable a valores sujetos a variaciones simétricas alrededor del promedio del grupo de resultados, con cantidades decrecientes a uno y otro lado de ese promedio conforme la distancia a dicho promedio aumenta; en otras palabras, es aplicable a valores en los que ocurre la probabilidad de que las variaciones ocurran por encima o por debajo del promedio. La figura 1.2 muestra una curva típica de distribución normal para la diferencia entre el largo real y el largo nominal de un lote de noventa ladrillos de largo nominal 200 mm. Los valores medidos han sido agrupados de 2 mm en 2 mm y el número de resultados está graficado al centro de dicha celda.

En estadística, el valor de un ensayo individual está dado por una simple x , y n representa la cantidad de ensayos. El promedio está designado por $\bar{X}$, y es igual a la formula 1-1:

$$X = \frac{x_1 + x_2 + \dots + x_n}{n} = \frac{\sum x}{n} \quad (1-1)$$

En el caso detallado en la figura 1.2 el promedio es -0,5 mm, lo que significa que el ladrillo promedio es 0,5 mm más corto que el nominal, es decir, que su largo es 199,5 mm.



1.2. Evaluación estadística de la diferencia entre el largo de un ladrillo y el largo del ladrillo nominal.

La desviación estándar da una indicación de cuán cerca están agrupados, alrededor del promedio, los resultados de los ensayos individuales. Si la desviación estándar es grande los resultados están muy esparcidos y la curva es más bien ampulosa. Si la desviación estándar es pequeña, indica más uniformidad, y la curva de distribución normal será tanto más aguzada cuanto menor sea dicha desviación estándar.

Matemáticamente, la desviación estándar (σ) se expresa de la siguiente manera:

$$\sigma = \frac{\sqrt{[(x_1 - X)^2 + (x_2 - X)^2 + \dots + (x_n - X)^2]}}{\sqrt{(n - 1)}} \quad (1-2)$$

En el caso detallado en la figura 1.2, la desviación estándar es 3,6 mm.

El coeficiente de variación (V) relaciona la desviación estándar con el valor promedio; se expresa en porcentaje:

$$V = \frac{\sigma}{X} \times 100 \quad (1-3)$$

La importancia de este modo de presentar la variabilidad de un material de ingeniería aparece al comparar pruebas distintas de un mismo material o pruebas en diferentes materiales. En la tabla 1.1, se indican coeficientes de variación típicos en materiales de ingeniería. Para el caso detallado en la figura 1.2, el coeficiente de variación, con relación al largo promedio del ladrillo, es de 2%.

TABLA 1.1.
Coeficientes de variación representativos de materiales de ingeniería

Material	Comentario	Coeficiente de variación (%)
Acero estructural	Se refiere al material industrial	1
Concreto	Medido en ensayos de testigos	
	a) Obra muy controlada	8
	b) Obra sin control	25
Unidades de albañilería	Resistencia	
	a) Artesanales	25
	b) Industriales	8
	Dimensiones: largo	
	a) Artesanales	5
	b) Industriales	1
	Dimensiones: alto	
	a) Artesanales	8
	b) Industriales	3
Mortero	Adhesión	25
Concreto líquido	Resistencia a la compresión	8
Albañilería	Medida en ensayos de compresión en prismas	
	a) Obra muy controlada	15
	b) Obra sin control	30

La evaluación estadística conduce al valor característico de una propiedad determinada; este se puede definir como el límite de aceptación del valor de una determinada propiedad, admitiendo que puede ocurrir un determinado porcentaje de valores defectuosos. El valor característico se obtiene de:

$$\text{Valor característico} = X \left(1 \pm \frac{mV}{100} \right) \quad (1-4)$$

Donde m es un factor cuya magnitud depende del porcentaje de valores defectuosos aceptables. Si este porcentaje es 10%, m es 1,3; si es 5%, m es 1,6. Por ejemplo, en el caso detallado en la figura 1.2, si se ordenan ladrillos de 200 mm de largo nominal y se indica que este no deberá variar más de 6 mm hacia abajo o hacia arriba, se puede decir que los valores característicos del largo serán 194 mm hacia abajo y 206 mm hacia arriba. Esto llevaría, analizando la información estadística, a rechazar —si se pudiera efectivamente medir todos los ladrillos— aproximadamente 7% de ellos, o a determinar si ese porcentaje de defectuosos que existe estadísticamente es aceptable o no. En este último caso, el lote íntegro no sería satisfactorio.

El valor característico con la indicación del valor de m , que lleva implícita —como se ha dicho— la aceptación de un porcentaje de defectuosos, se especifica, normalmente, en los documentos del proyecto. El valor característico debe ser verificado y obtenido en el proceso constructivo mediante el control el coeficiente de variación (V).

La albañilería tiene, entre los materiales de ingeniería y en demasiados casos, coeficientes de variación elevados (tabla 1.1). Esto se debe a que, de un lado, los componentes de la albañilería son, particularmente, variables. Por ejemplo, en la tabla 1.2 se muestra el coeficiente de variación de la resistencia de unidades para diferentes materiales y métodos de formado en diferentes fábricas peruanas, mexicanas y chilenas. Puede notarse que si bien en las plantas industriales el coeficiente de variación es razonable para un material de ingeniería, en las fábricas semindustriales (27%) y en las artesanales (29%) dicho coeficiente es excesivo. Estos valores altos no son inusuales en la producción de unidades en los países en desarrollo, donde predominan instalaciones con reducida inversión de capital y el control prácticamente no existe. Asimismo, el mortero, dada su forma artesanal tradicional de dosificación y mezclado, tiende a producir características variables. Más aún, la mayoría de los responsables de la albañilería tienen escaso conocimiento de ella y, en muchos casos, la consideran no como el material estructural que es, sino como un material simple de construcción. La consecuencia de estos hechos es que no pueden diseñar, especificar,

guiar, comprar insumos, controlar y corregir el proceso constructivo del proyecto, desde su origen hasta la obra terminada. Finalmente, la construcción de la albañilería no se hace en operaciones concentradas, fáciles de supervisar y controlar, sino más bien en actividades simultáneas y dispersas en las que cada operario tiene a su cargo la ejecución de una pequeña cantidad de área de muro. Este hecho consolida el problema de la elevada variabilidad de la albañilería cuando la mano de obra no está debidamente capacitada.

El problema de los coeficientes de variación altos es que proceden de un mal uso de la materia prima y conducen a reducidos valores característicos de las características de los componentes. Como consecuencia, atenta contra la economía del material. Por ejemplo, suponiendo una fábrica que produce unidades con una resistencia a la compresión promedio de 10 MPa y con un coeficiente de variación de 30% y otra con la misma resistencia promedio y un coeficiente de variación de 10%, se tendría que los valores característicos, admitiendo 10% de resultados defectuosos, serán 6 MPa y 9 MPa. Esto indicaría que, en última instancia, los muros construidos con ladrillos de una edificación de la primera fábrica serán 50% más gruesos que los muros construidos de la segunda. En resumen, más volumen de ladrillos, más masa de la edificación, menos espacio útil y más costo.

TABLA 1.2.

Coeficiente de variación de la resistencia en compresión de unidades de albañilería

Tipo de unidad	Clasificación de la fábrica (1)	Coeficiente de variación de la resistencia (%)				
		Lote 1	Lote 2	Lote 3	Lote 4	Global
Ladrillo de arcilla moldeado	A	5	9	6	7	7
	B	26	23	24	19	24
	C	58	19	24	11	29
Ladrillo sílico-calcáreo	A	4	4	6	4	5
Ladrillo de arcilla extruido	A	8	11	10	10	10
	B	24	26	19	22	23
Bloque de concreto	A	8	10	10	7	9
	B	20	21	20	15	26
Ladrillo de concreto	B	24	14	11	15	34

- (1) A: Industriales
B: Semindustriales
C: Artesanales

Dado que los coeficientes de variación altos no son inherentes a la albañilería, sino que se deben a las faltas de conocimiento y de control en las diferentes etapas del proceso, desde la elaboración de unidades hasta la construcción, una de las tareas esenciales para el correcto desarrollo de la albañilería es corregir estas situaciones.

1.5. EL MURO [76]

Si bien la albañilería se ha usado en diferentes épocas y circunstancias para construir elementos tan diversos como arcos, vigas y columnas, su expresión fundamental y preponderante es el muro.

El muro puede ser destinado a diferentes fines. Por ejemplo, a la contención de tierra, o de líquidos o materiales almacenados en reservorios y silos; o puede ser el elemento estructural portante correspondiente a un edificio diafragmado; o simplemente un cerco, un tabique o un parapeto. En todos los casos, el diseño de los muros debe hacerse con métodos racionales. Determinadas las cargas y el tipo de acciones a que estará sometido, deberá fijarse su espesor y, cuando corresponda, su refuerzo para que sea seguro ante las diferentes sollicitaciones.

En particular, para el caso de muros portantes pertenecientes a edificios diafragmados en zonas sísmicas, deberán evaluarse, en adición a sus propiedades resistentes, las características correspondientes a su comportamiento inelástico, tales como su ductilidad y su capacidad de disipación de energía.

Si bien la investigación de los últimos cuarenta años ha hecho avances significativos en el conocimiento de los materiales y en el comportamiento de los muros de albañilería, que han permitido proponer procedimientos racionales para su diseño, queda aún mucho por hacer y la investigación tiene que orientarse con precisión a determinar las propiedades y características relevantes del muro para la aplicación de este tipo de elemento estructural preponderante en la construcción con albañilería. Su objetivo será, en última instancia, posibilitar la utilización del mínimo espesor posible de muro que satisfaga los requisitos de seguridad y aislamiento.

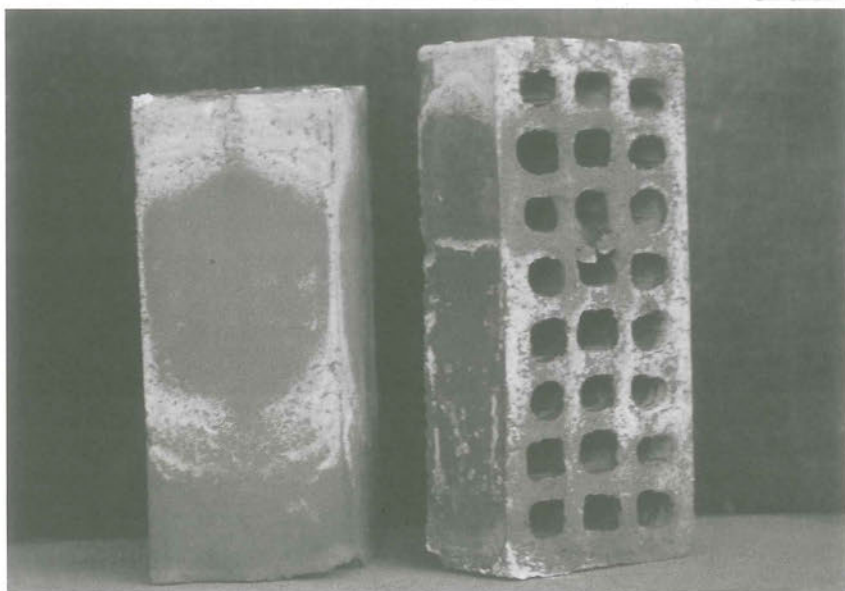
1.6. EFLORESCENCIA [15]

La eflorescencia es el depósito de sales solubles, generalmente de color blanco, que se forma en la superficie de la albañilería al evaporarse la humedad (figura 1.3). Es un proceso que, si bien nace de la composición de la unidad de la albañilería y el mortero, está estrechamente vinculado a la presencia de humedad (figura 1.4). Muy pequeñas cantidades de sales, usualmente sulfatos

—que pueden estar presentes en las unidades de albañilería y en la arena con la que se elabora el mortero, o que se encuentren, como álcalis, en el cemento— son suficientes para producir eflorescencia en el período durante el cual la construcción está secando.

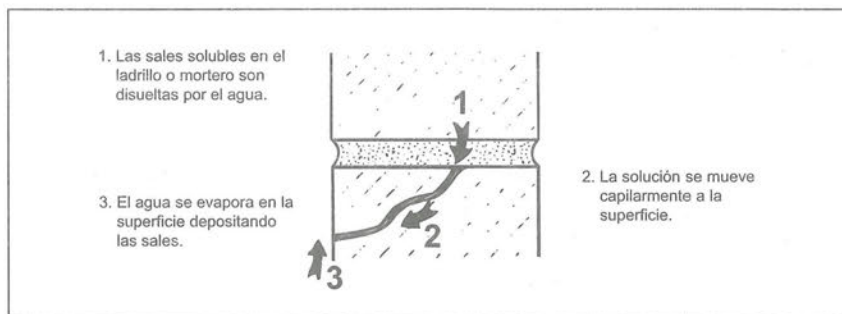
Si la magnitud de la eflorescencia es reducida, ella solo compromete cosmética y temporalmente el aspecto de la albañilería y, en cualquier caso, se puede eliminar fácilmente.

Sin embargo, si la eflorescencia es severa puede ser destructiva (figura 1.5). En este caso, las sales solubles que se cristalizan en la superficie de la unidad de albañilería comienzan a desintegrarla. El potencial de eflorescencia puede ser determinado para las unidades de albañilería mediante el ensayo contenido en el acápite 10 de la norma ASTM C-67 [6], que califica las muestras, mediante la inspección ocular, desde el mínimo de «no eflorescencia» al máximo de «eflorescencia» (figura 1.3).



1.3. Unidades de albañilería después del ensayo ASTM C-67 (acápites 10) para determinar su riesgo de eflorescencia. Ambas unidades clasificaron como eflorescidas.

El agua potencializa la eflorescencia. Si las unidades de albañilería se saturan antes de terminar la construcción, la posibilidad de eflorescencia aumenta. Por ello las unidades de albañilería deben protegerse de la lluvia y, durante el asentado, ser humedecidas solo lo estrictamente necesario para obtener una adecuada adhesión con el mortero. Lo mismo debe decirse de los muros terminados.



1.4. Mecánica de eflorescencia.



1.5. Graves daños en un muro ocasionados por la eflorescencia. Las unidades tenían un elevado contenido de sales y la construcción de albañilería estaba en contacto con la humedad. Nótese que la destrucción ha ocurrido en la zona baja húmeda.

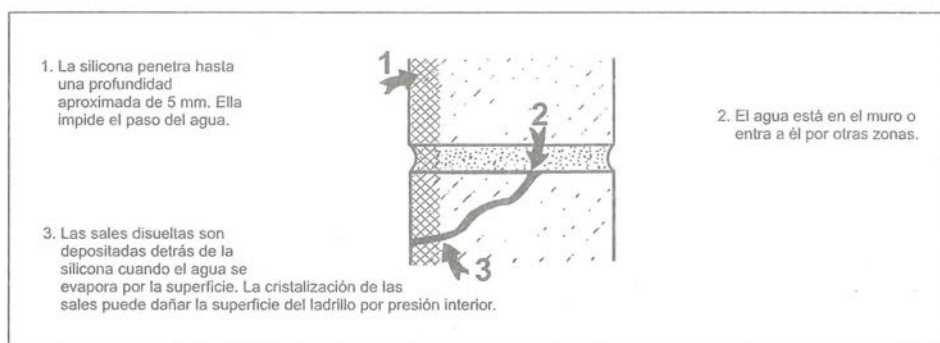
En el caso de albañilería con unidades de concreto, puede requerirse también humedecer el muro para curar el mortero de asentado.

Los lugares más susceptibles a la eflorescencia son aquellos en los que la albañilería puede humedecerse, por estar en contacto, por ejemplo, con el suelo.

El riesgo de eflorescencia es mayor con las unidades de albañilería de arcilla que con las unidades de concreto y es casi inexistente con las unidades sílico-calcáreas. Si las unidades de arcilla están fabricadas con tierras originalmente dedicadas a la agricultura, el riesgo de eflorescencia severa es grave. En el caso del uso de agua salada o arenas de depósitos marinos para elaborar unidades de concreto o morteros, la eflorescencia ocurrirá inevitablemente.

La eflorescencia debe limpiarse utilizando métodos secos; por ejemplo, puede ser retirada limpiando la superficie de albañilería con un cepillo de cerda gruesa. Si se la retira lavándola con agua, solo se consigue trasladar las sales nuevamente al interior de la albañilería; entonces, el fenómeno reaparece.

La aplicación de siliconas para sellar la albañilería contra la humedad debe hacerse solamente en muros totalmente secos y no pueden recibir humedad por las caras no tratadas; en caso contrario, la albañilería podrá ser destruida por la cristalización de las sales en la vecindad de la interfase silicona-albañilería (figura 1.6).



1.6. Mecánica de la eflorescencia en albañilería sellada con silicona

Para minimizar el riesgo de eflorescencia se debe:

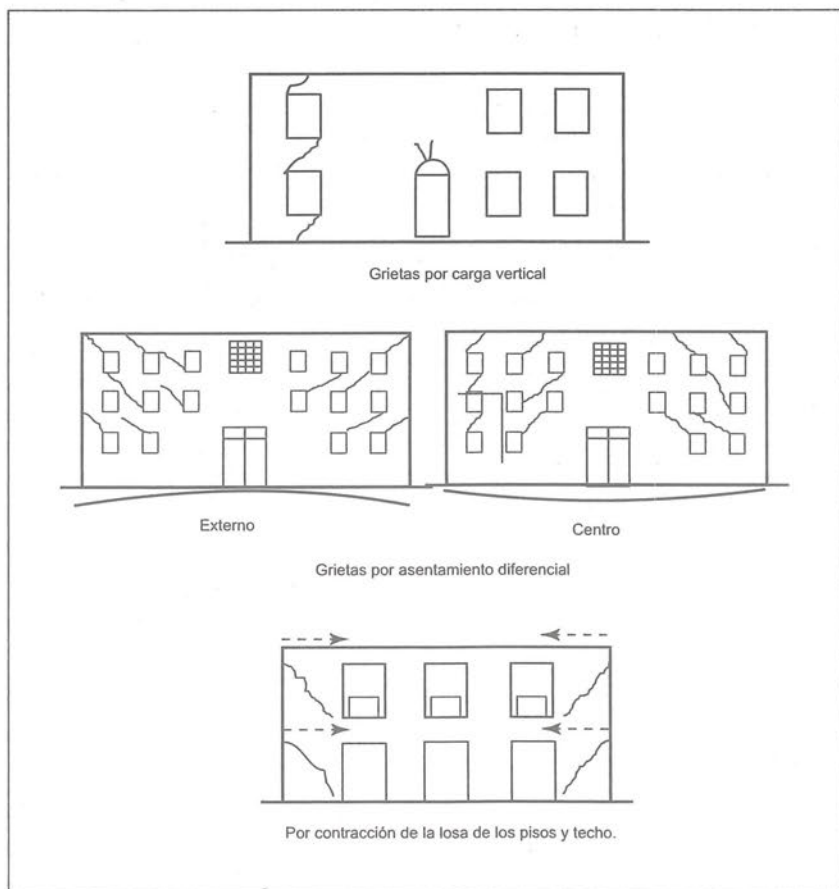
- Verificar que las unidades de albañilería no alcancen la calificación de «eflorescidas» en el ensayo ASTM C-67.
- Usar morteros con contenidos elevados de cal.
- Proteger las unidades y los muros de contacto con agua en todas las etapas de la construcción.
- Evitar el contacto permanente del muro con el suelo o con la humedad.

1.7. AGRIETAMIENTO [27] [80]

El agrietamiento es la causa más frecuente de fallas en el comportamiento de la albañilería; impedirlo es, entonces, una preocupación constante. Se produce por deformaciones que inducen esfuerzos en exceso de la resistencia en tracción. Como esta resistencia es reducida en la albañilería, esta es muy vulnerable a la ocurrencia de tracciones. Más aún, la albañilería es muy frágil en tracción, y bastan deformaciones lineales unitarias de $1/4000$ o distorsiones angulares de $1/3000$ para agrietarla bruscamente. La deformación puede ser inducida por la

imposición de cargas o por restricciones al cambio volumétrico de los materiales. Los cambios volumétricos incluyen los originados en las variaciones de temperatura o de humedad, en la presencia temporal de agua, en la cristalización de sales y en la corrosión. Las cargas pueden ser impuestas por asentamientos diferenciales del terreno de cimentación, por la gravedad, viento y acciones sísmicas y por el acortamiento de fragua o secado de las losas de entrepisos y techo. Las grietas pueden ser también causadas por explosiones, vibraciones y fuego (figura 1.7).

Para que una grieta sea visible, las superficies de la grieta recién formada deben separarse, indicando la existencia previa de tracción. Esto implica que es la tracción la causante de las grietas, sin importar que las cargas primarias sean compresión, tracción o corte. Por otro lado, es notorio que la compresión pura provoca tracciones transversales y el corte puro tracciones diagonales.



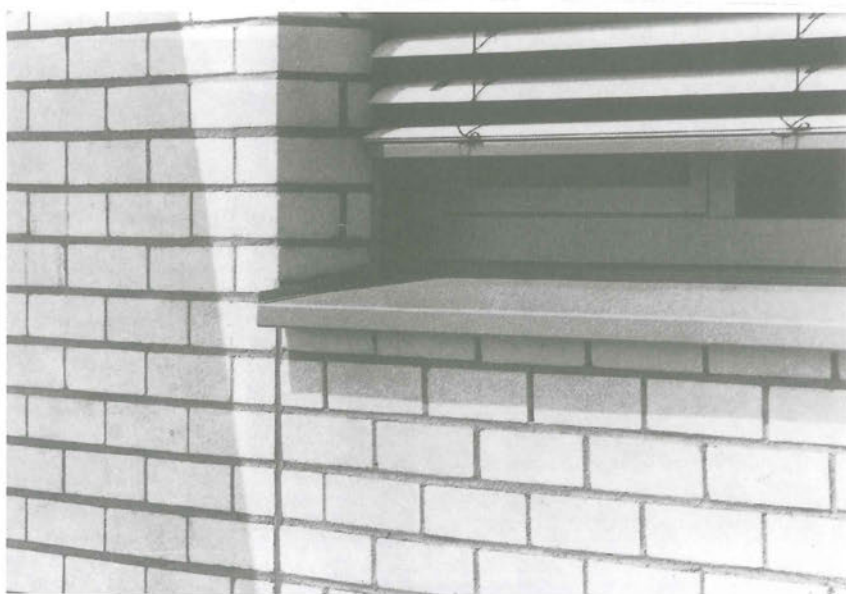
1.7. Agrietamiento típico en las fachadas de edificios de albañilería.

Es natural que las grietas se ubiquen en las interfases mortero-unidad, dada la menor resistencia a tracción en ese plano; sin embargo, por la complejidad de las acciones y efectos que concurren en el proceso de agrietamiento, ellas usualmente atraviesan también las unidades y el mortero.

Las grietas con aberturas menores de 0,1 mm son insignificantes, casi invisibles, y no atentan contra la permeabilidad de la albañilería; entre esa dimensión y 0,4 mm se clasifican como «muy finas», y no son causa de alarma ni atentan contra el aspecto de la albañilería. Por encima de 0,4 mm las grietas se vuelven, en todo sentido, inaceptables.

Uno de los objetivos fundamentales del diseño en albañilería será evitar la ocurrencia de grietas. Con este propósito, la ubicación de juntas, que separen los cambios de sección de los muros para evitar concentraciones de esfuerzo (figura 1.8), que dividan en muros cortos los muros muy largos para minimizar los efectos derivados de cambios volumétricos y que aíslen la albañilería de otros elementos —estructurales o no—, deben de tenerse en cuenta en el diseño de albañilería. Se debe ser cuidadoso también en las decisiones relativas a las juntas de llenado de las losas de entrepisos y techos para minimizar los acortamientos de la losa y, por ende, los esfuerzos que estos transmitan a los muros.

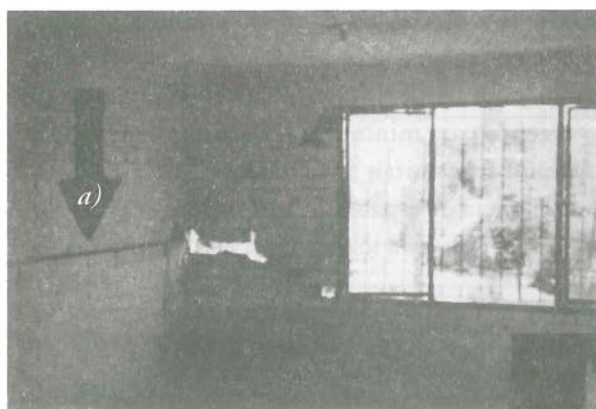
Como las juntas implican la existencia de espacios libres —que, cuando son exteriores dan acceso al agua, al viento, al polvo y a los insectos; o si son interiores,



1.8. Juntas de separación entre los alfeizares y los muros principales para evitar agrietamientos. La junta debe ser sellada con mortero de cal o, en el caso de intemperismo severo, con sellos a base de siliconas o poliuretano.

permiten el paso de luz y sonido de un ambiente a otro—, ellas deben ser selladas. Los materiales de sello pueden ser, simplemente, en situaciones climáticas poco demandantes o en interiores, morteros de cal sin cemento colocados en la junta con un aplicador de boquilla, o sellos con base de silicona o poliuretano que se adhieren bien con la albañilería y que admiten deformaciones del orden de $\pm 25\%$.

Las acciones sísmicas producen en los muros portantes tracciones coplanares (tracción por flexión y tracción diagonal) y cizalles, y tracciones transversales causadas por las compresiones. En los muros no portantes, las acciones sísmicas producen tracciones por flexión, perpendiculares al plano. Las grietas (y las fallas) producidas por sismos en edificaciones de albañilería confirman estas orientaciones (figura 1.9). Debe tenerse en cuenta que la armadura incorporada para



1.9. Agrietamiento de muros portantes por acción sísmica: a) cizalle; b) tracción y compresión diagonales; c) tracción y compresión por flexión.



finés de resistencia y ductilidad no modifica la magnitud resistente de la albañilería a tracción y que, en el caso de acciones sísmicas, el agrietamiento solo puede ser controlado con configuraciones correctas [71] y [72].

1.8. ARMADURA [7] [22] [41] [90] [104] [124] [176]

Si bien la resistencia a la tracción de una determinada albañilería, como se ha señalado anteriormente, tiene una magnitud independiente de la incorporación de armadura y de la cuantía de esta, el refuerzo impide la propagación del agrietamiento y lo distribuye reduciendo el tamaño de la abertura de las grietas; además, aumenta la resistencia última y, en cierto casos, provee ductilidad. Por este motivo, la albañilería reforzada es indispensable en situaciones en que las fuerzas de tracción son preponderantes. El caso más crítico es el de la albañilería sometida a acciones sísmicas, en la que resulta imprescindible la incorporación de alguna forma de refuerzo. La experiencia sísmica de construcciones de albañilería sin armadura ha sido desastrosa (figuras 1.1, 1.10 y 1.11) en muchas partes del mundo.



1.10. Caracas, Venezuela (1967). Se han volcado los muros de cierre de albañilería como consecuencia de la acción sísmica.



1.11. Chimbote, Perú (1970). Cerco volcado por la acción sísmica perpendicular a su plano como consecuencia de la ausencia de armadura y la poca adhesión mortero-unidad. Nótese que el muro paralelo a la acción sísmica no ha sufrido daño alguno.

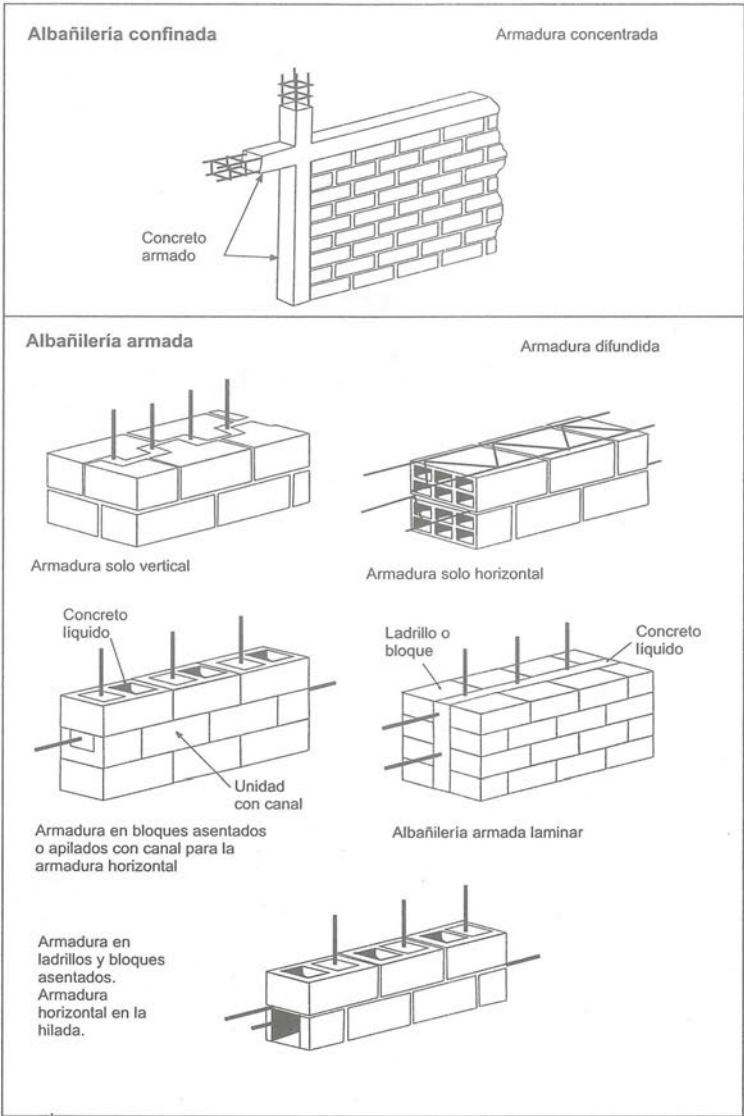
Las formas de incorporar la armadura son esencialmente tres:

- a. La armadura es colocada en elementos de concreto armado, verticales y horizontales, que enmarcan el paño de albañilería para formar lo que se llama albañilería confinada (figura 1.12).
- b. La armadura es colocada difundida, vertical y horizontalmente, en alvéolos o canales de las unidades de albañilería armada (figura 1.12).
- c. La armadura es colocada, vertical y horizontalmente, en el espacio entre dos muros, para obtener albañilería armada laminar (figura 1.12).

1.9. DURABILIDAD Y MANTENIMIENTO

Existe la impresión, ciertamente equivocada, de que las obras de ingeniería civil no requieren mantenimiento, y que se construyen para que duren siempre. La corrosión del acero en el concreto (y en la albañilería) y los daños causados por sismos severos —los que, en todo caso, y dentro de ciertos límites, están previstos en la filosofía de diseño sismo-resistente— han puesto de manifiesto la gravedad de las consecuencias de no tener en cuenta la necesidad de mantenimiento y reparación y, en ciertos casos (por ejemplo, en las edificaciones de albañilería construidas sin refuerzo en áreas sísmicas), de reforzamiento.

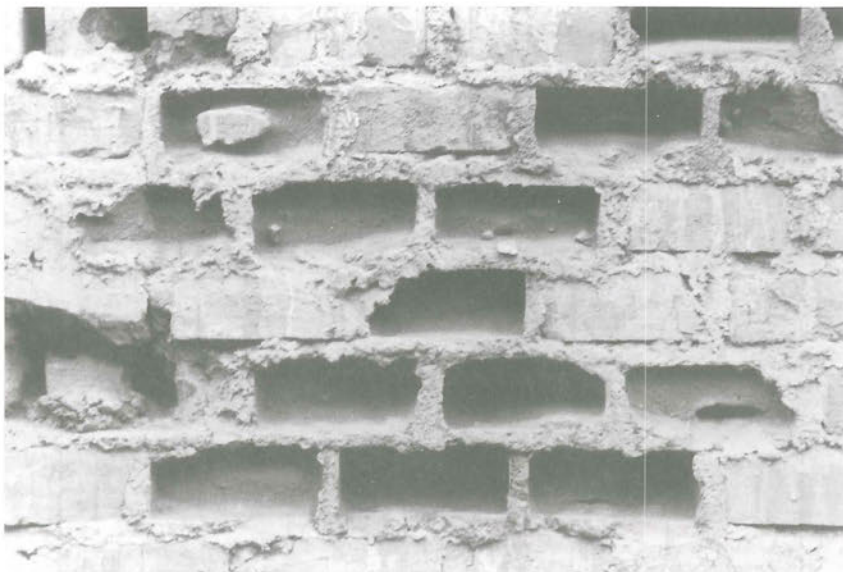
Si bien las edificaciones de albañilería deben ser diseñadas y construidas empleando materiales durables compatibles con las condiciones de exposición



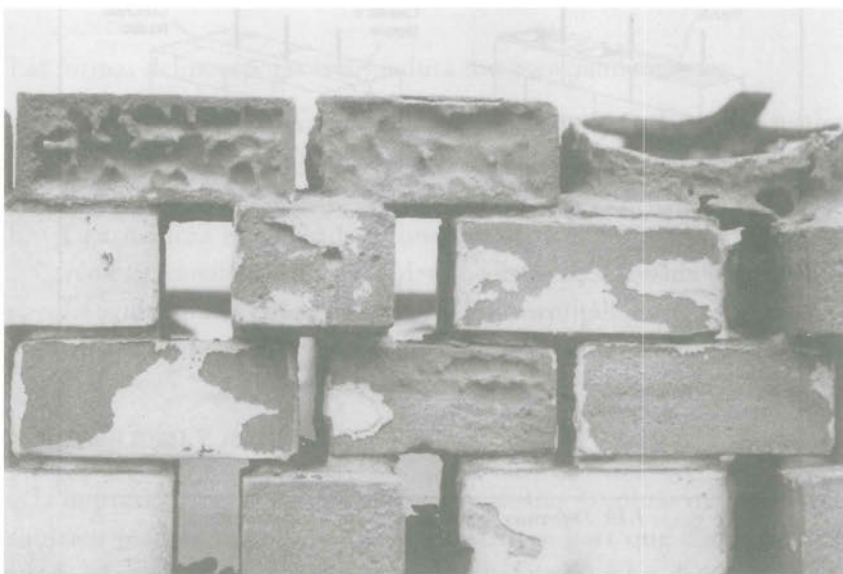
1.12. Diferentes formas de reforzar la albañilería.

(figuras 1.5 y 1.13), es necesario, también, que sean mantenidas periódicamente. La revisión de obras de albañilería —por ejemplo cada cinco años— para detectar y reparar [2] agrietamientos y destrucción de las unidades y el mortero es indispensable para prevenir pérdidas por situaciones que, en el extremo de su proceso, son irreparables y representan, muchas veces, una pérdida total.

En áreas sísmicas las edificaciones deben ser diseñadas incorporando mecanismos dúctiles, de modo tal que las fallas que se produzcan como consecuencia



a)



b)

1.13. Durabilidad de la albañilería. a) Albañilería de unidades de arcilla. Destrucción por la acción combinada de sulfatos y humedad. Las unidades bien quemadas y ligeramente vitrificadas no han sufrido daño. b) Albañilería de unidades sílico-calcáreas. Daños severos ocasionados por la acción erosiva del viento marino.

de sismos severos sean fácil y económicamente reparables. Estas fallas, que se presentan usualmente en la forma de agrietamientos y desconchamientos si las

edificaciones son correctamente diseñadas, deben ser reparadas de modo de restituir, por lo menos, la competencia estructural inicial y no, simplemente, ser cubiertas y escondidas. Debe tenerse en cuenta que los sismos causan daños acumulativos y progresivos.

CAPÍTULO 2

Glosario

ABSORCIÓN. Medida de la permeabilidad de la unidad de albañilería.

ABSORCIÓN MÁXIMA. Medida de la cantidad de agua que puede contener una unidad saturada.

ADHESIÓN. Resistencia en tracción de la interfase mortero-unidad de albañilería. Se obtiene del producto del valor unitario de adhesión por la extensión del área de contacto.

ADOBE. Unidad de albañilería en forma de paralelepípedo recto, elaborada de barro y secada al sol.

AGLOMERANTE HIDRÁULICO. Cemento. Un producto que se endurece por interacción química con el agua y que puede endurecerse incluso bajo el agua.

ALBAÑILERÍA. Material estructural compuesto integrado por unidades asentadas con mortero o apiladas sin él. Cuando las unidades son huecas, normalmente se llenan con concreto líquido.

ALBAÑILERÍA ARMADA. Albañilería reforzada con armadura de acero difundida vertical y horizontalmente.

ALBAÑILERÍA ARMADA CONFINADA. Albañilería confinada y con refuerzo horizontal difundido en la altura del muro.

ALBAÑILERÍA CONFINADA. Albañilería reforzada con confinamientos del concreto armado (figura 2.1).

ALBAÑILERÍA REFORZADA. Albañilería armada o confinada.

ALBAÑILERÍA SIMPLE. Albañilería sin refuerzo.

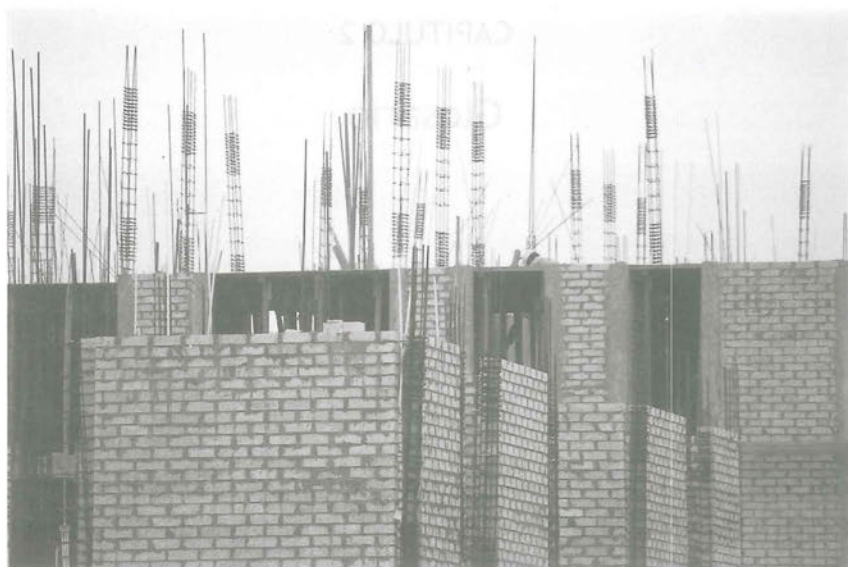
AMARRE. El arreglo o disposición de las unidades de albañilería en un muro (figura 2.2).

ÁREA ALVEOLAR. El área de los vacíos (figura 2.3).

ÁREA BRUTA. El área total sin descontar vacíos (figura 2.3).

ÁREA NETA. El área total menos los vacíos (figura 2.3).

ASENTAR. Unir unidades de albañilería con mortero en un lugar predeterminado.



2.1. Edificación de albañilería confinada en proceso de construcción

ASPEREZA. En los morteros, la característica de no tener trabajabilidad.

BADILEJO. Herramienta de albañil utilizada para extender, allanar y, en general, manipular el mortero (figura 2.4).

BLOQUE. Unidad de albañilería que se maneja con las dos manos (figura 2.5).

CAL. El término se usa de modo impreciso para referirse tanto a la cal viva, su acepción exacta, como a la cal hidratada y a la cal hidráulica.

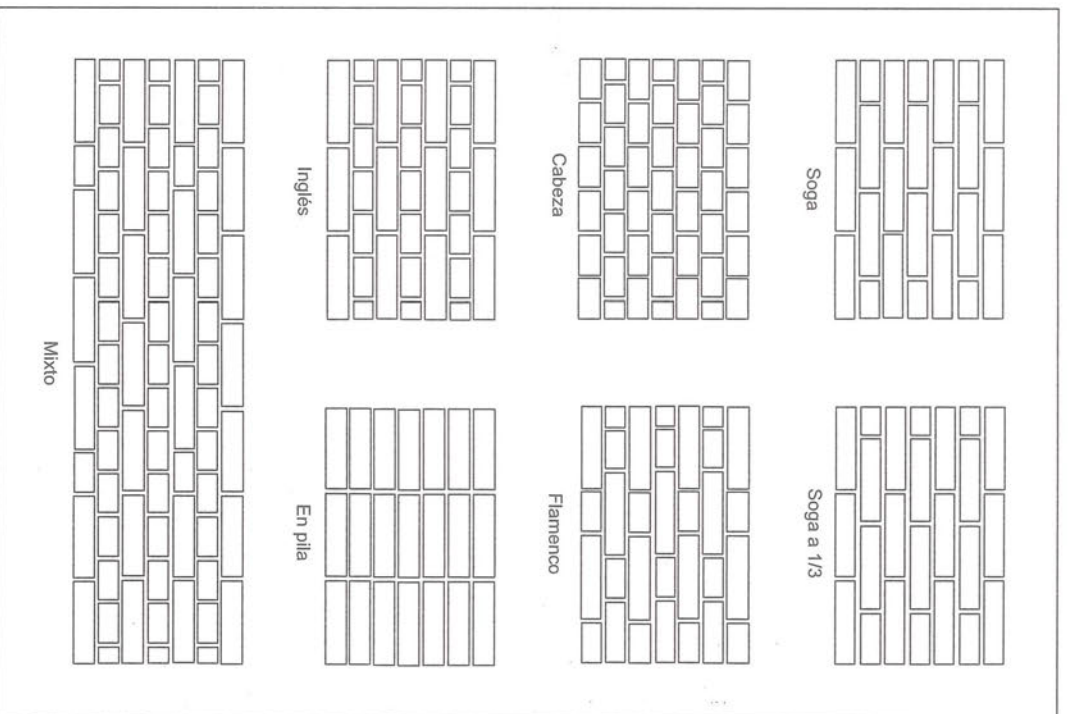
CAL HIDRATADA. Hidróxido de calcio $[Ca(OH)_2]$. Un polvo seco, floculento, blanco, que se obtiene de la hidratación de la cal viva en un proceso controlado que se denomina apagado.

CAL HIDRÁULICA Y SEMIHIDRÁULICA. Especie de cemento que se obtiene de la calcinación e hidratación de calizas que contienen arcillas y margas. Su diferencia esencial con el cemento *portland* consiste en que este es un producto industrial de composición uniforme controlada, mientras que en las cales hidráulicas la composición es fortuita.

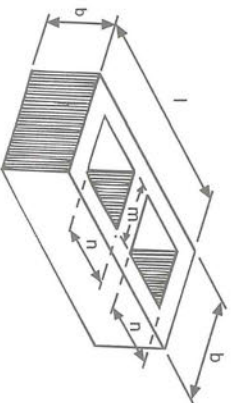
CAL VIVA. Óxido de calcio (CaO). Un sólido de color blanco o blanco grisáceo (también amarillento o rojizo, dependiendo de las impurezas presentes en la caliza), que se obtiene de la calcinación de la piedra caliza, conchas marinas o tiza.

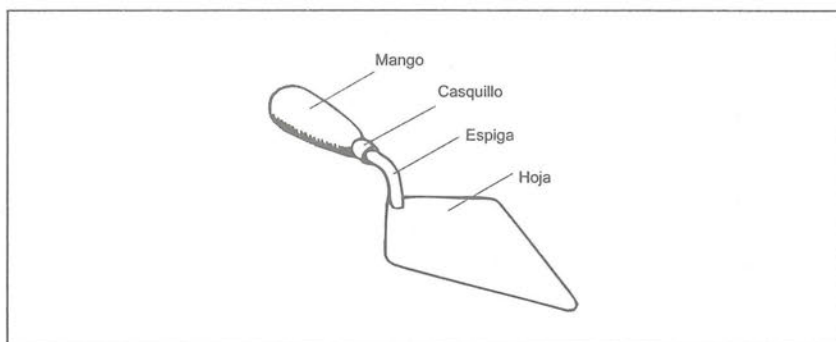
CARA DE ASIENTO. Superficie de la unidad de albañilería en contacto con la junta horizontal del mortero.

CARBONATACIÓN. Reacción química entre el anhídrido carbónico (CO_2) y la cal hidratada $[Ca(OH)_2]$, que tiene como producto el carbonato de calcio ($CaCO_3$).

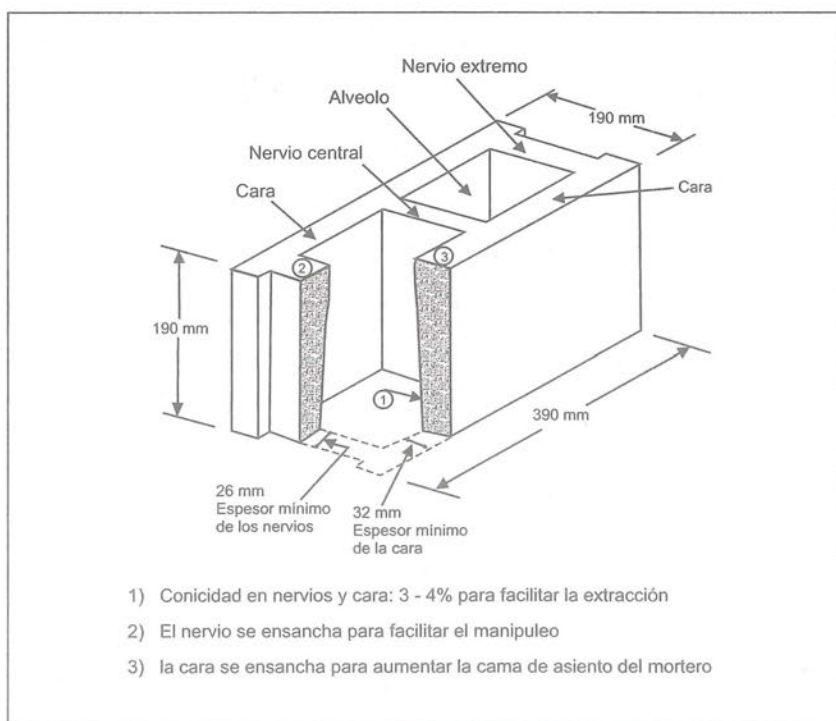
2.2. *Amantes*

Área alveolar $= 2 (m \times n)$
 Área bruta $= l \times b$
 Área neta $= l \times b - 2 (m \times n)$

2.3. *Área bruta y área neta de unidades de albañilería*



2.4. Badilejo.



2.5. Bloque

CERCO. Muro no portante perimetral que delimita un terreno.

CIERRE. Muro no portante perimetral que delimita una edificación.

COEFICIENTE DE SATURACIÓN. Medida de la facilidad con que una unidad puede saturarse con agua.

CONCRETO LÍQUIDO. Concreto de cemento *portland* de consistencia líquida con asentamiento en el cono de Abrahm's igual o mayor de 200 mm (figura 2.6).



2.6. Contenido líquido

CONFINAMIENTO. Conjunto de elementos de concreto armado que enmarcan un muro (figura 2.1).

CONSISTENCIA. Medida de la condición de líquido de un mortero.

CONSTRUCCIONES DE ALBAÑILERÍA. Edificaciones constituidas, predominantemente, por muros portantes de albañilería.

DIMENSIÓN NOMINAL (DE LA UNIDAD DE ALBAÑILERÍA). La dimensión real más el espesor de la junta de mortero (figura 2.7).

EFLORESCENCIA. Depósito de sales solubles, generalmente blancas. Comúnmente es sulfato de calcio que se forma en la superficie de la albañilería al evaporarse la humedad.

ESCANTILLÓN. Regla graduada que señala la altura de cada hilada (figura 2.8).

HILADA. Una franja horizontal de mortero y unidades de albañilería.

JUNTA HORIZONTAL. La capa horizontal de mortero donde se asienta la unidad de albañilería.

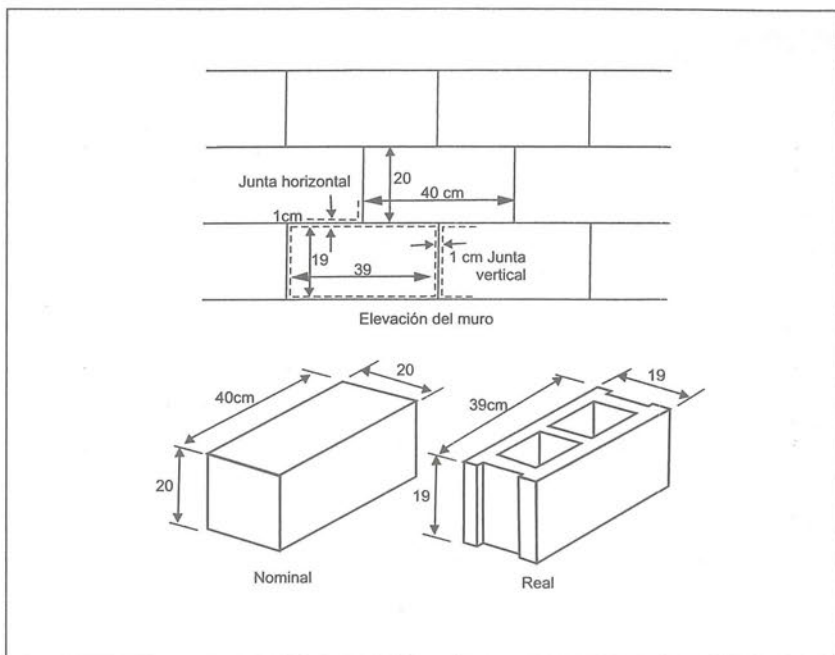
JUNTA VERTICAL. La junta entre los extremos de dos unidades de albañilería.

LADRILLO. Unidad de albañilería que se maneja con una sola mano.

MORTERO. Adhesivo con que se asientan las unidades de albañilería.

MURO PORTANTE. Muro diseñado y construido en forma tal que lleva cargas horizontales y verticales adicionales a las provenientes de su peso propio.

MURO NO PORTANTE. Muro diseñado y construido en forma tal que solo lleva cargas provenientes de su peso propio. Son cierres, parapetos, tabiques y cercos.



2.7. Dimensión nominal vs. dimensión real.

PARAPETO. Muro no portante perimetral de baja altura en el nivel del techo o alrededor de balcones.

REEMPLADO. Proceso por el cual se recupera el temple de un mortero que se ha secado.

RETENTIVIDAD. Cualidad del mortero que mide su capacidad para retener su consistencia al entrar en contacto con una unidad de albañilería absorbente.

SUCCIÓN. Absorción inicial de la cara de asiento de la unidad de albañilería.

TABIQUE. Muro no portante que separa ambientes.

TEMPLE. Consistencia.

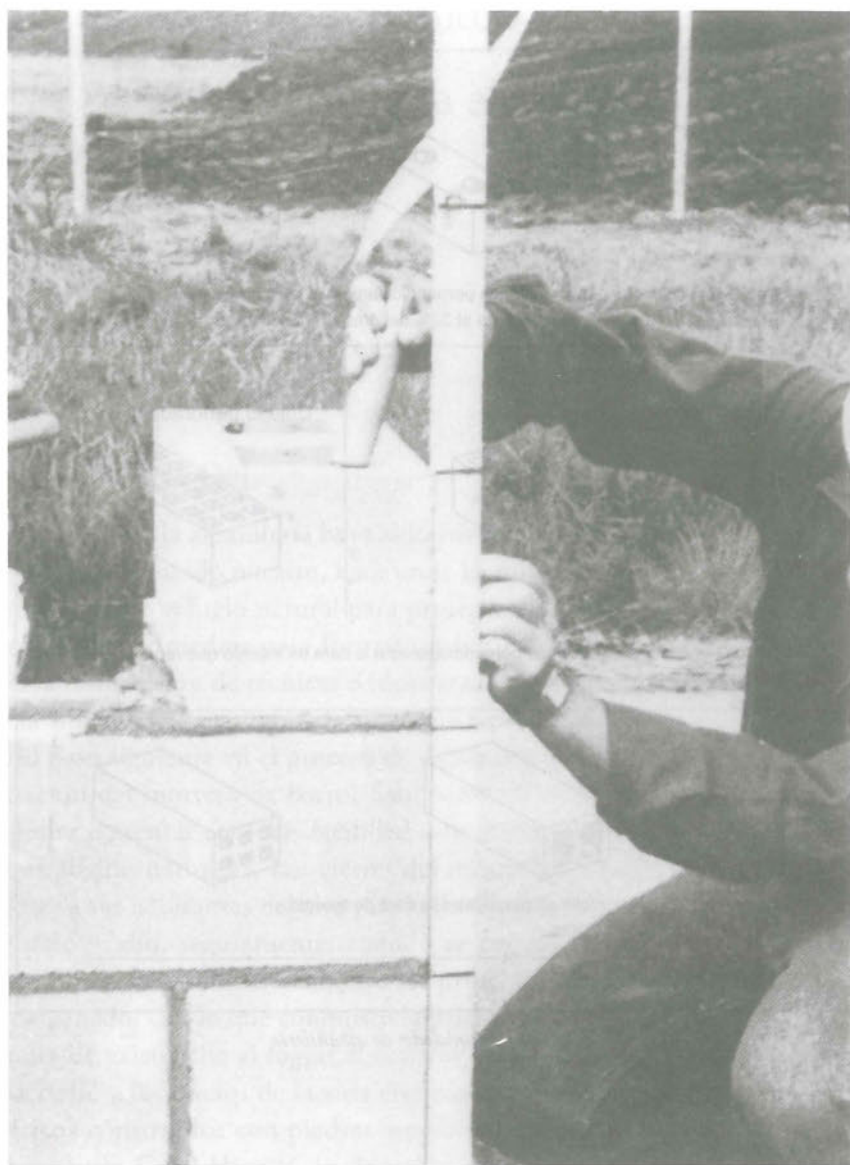
TRABAJABILIDAD. Propiedad reológica de los morteros que define la facilidad de su manejo con el badilejo.

UNIDAD APILABLE. Unidad de albañilería que no requiere o no emplea mortero para ser instalada como parte de un muro.

UNIDAD DE ALBAÑILERÍA (O UNIDAD). Ladrillo o bloque.

UNIDAD HUECA. Unidad de albañilería cuya área neta de la cara de asiento es equivalente a menos del 70% del área bruta y cuyos alvéolos tienen dimensiones suficientes para ser llenados con concreto líquido (figura 2.9).

UNIDAD PERFORADA. Unidad de albañilería cuya área neta de la cara de asiento es equivalente a menos del 70% del área bruta, y cuyos alvéolos tienen

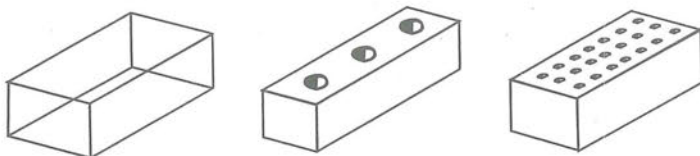


2.8. Escantillón

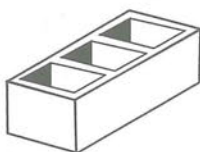
dimensiones reducidas y no pueden ser llenados con concreto líquido (figura 2.9).

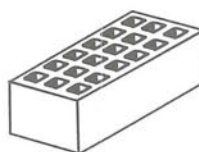
UNIDAD SÓLIDA (O MACIZA). Unidad de albañilería cuya área neta en la cara de asiento es equivalente al 70%, o más, del área bruta (figura 2.9).

UNIDAD TUBULAR. Unidad de albañilería con huecos paralelos a su cara de asiento (figura 2.9).

Unidad sólida (o maciza)

Puede tener huecos o perforaciones perpendiculares a la cara de asiento.
El área de estos vacíos está limitada al 30% del área bruta de la cara de asiento.

Unidad hueca

Unidad perforada

Tienen huecos o perforaciones perpendiculares a la cara de asiento que representa más del 30% de su área bruta.

Unidad tubular

Tiene huecos o perforaciones paralelas a la cara de asiento.
No hay limitaciones de área.

2.9. Tipos de unidades de albañilería

CAPÍTULO 3

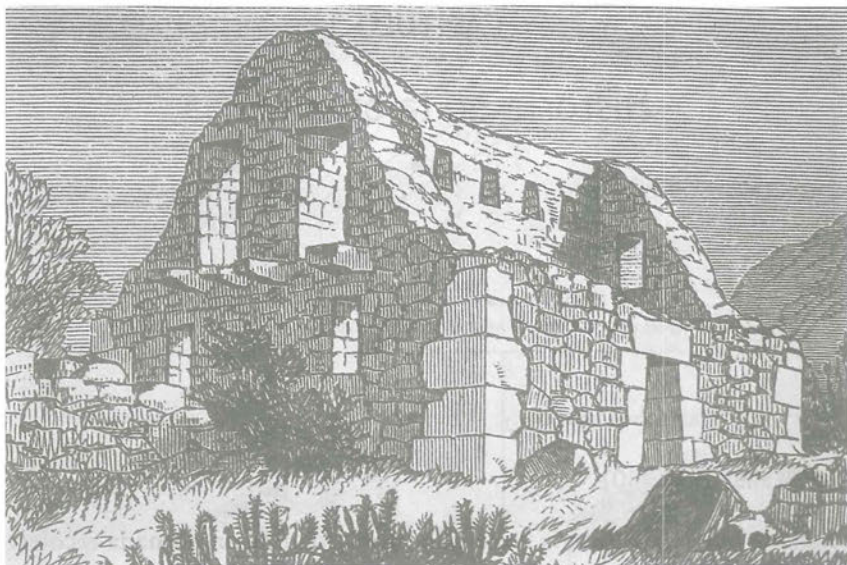
Historia de la albañilería

3.1. PREHISTORIA [30]

Es probable que la albañilería haya sido inventada por un nómada recolector de alimentos, antepasado nuestro, hace unos 15 mil años. Podemos imaginar que al no encontrar un refugio natural para protegerse del frío y de las bestias salvajes, él decidió apilar piedras para formar un lugar donde guarecerse. Sin embargo, como la transmisión de técnicas o ideas era, en esas épocas, muy lenta o no ocurría, la «invención» seguramente tuvo que repetirse innumerables veces.

El paso siguiente en el proceso de desarrollo de la albañilería debió de ser la utilización del mortero de barro. Este permitía ya no solo apilar sino también acomodar o asentar con más facilidad —y, ciertamente, a más altura— las irregulares piedras naturales. Los cierres del recinto así formado tenían la virtud de proteger a sus habitantes del aire y de la lluvia, y de ser más resistentes y estables. Este paso se dio, seguramente, cuando se comenzaron a integrar las primeras aldeas. El hombre había descubierto los principios del cultivo de la tierra y de la cría de ganado, con lo que conquistó la primera gran transformación de sus condiciones de existencia: al lograr el control sobre su propia provisión de alimentos, accedió a los inicios de la vida civilizada. Existen vestigios de poblados prehistóricos contruidos con piedras asentadas con barro desde las islas Aran, en Irlanda, hasta Catal Hüyük, en Anatolia; también, en otro lugar distante y, en otros momentos, unos 10 mil años después, el mismo sistema constructivo fue empleado por los incas Ollantaytambo (figura 3.1), en el valle del Urubamba, cerca del Cuzco, donde quedan construcciones importantes, con muros de piedra natural asentada con mortero de barro y techos de rollizos de madera cubiertos con una gruesa capa de paja —muchas de las cuales son habitadas hasta hoy—. Precediendo a los incas unos cientos de años, las culturas yarovilca y atavillo, en la parte central del territorio peruano, construyeron con albañilería de piedra edificaciones para vivienda y otros usos con techos de lajas de piedra apoyadas

a)



b)

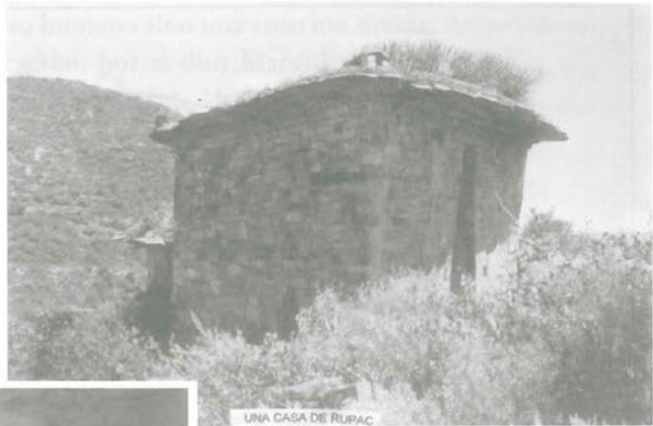


3.1. Ollantaytambo. Cusco, Perú (siglo XIV). a) Esquema de las edificaciones en las laderas. Los muros son de piedra; han sido asentados con barro y recubiertos luego con enlucido de barro. b) Detalle de la albañilería.

sobre muros de sección variable con la técnica de voladizos sucesivos para acortar la distancia entre apoyos de acuerdo a las lajas disponibles en sitio (figuras 3.2 y 3.3).

El invento de la unidad de albañilería formada por el hombre de una masa de barro secada al sol, para sustituir a la piedra natural, debió ocurrir en lugares

a) Casa atavillo de dos niveles con muros de sección variable y ménsulas.



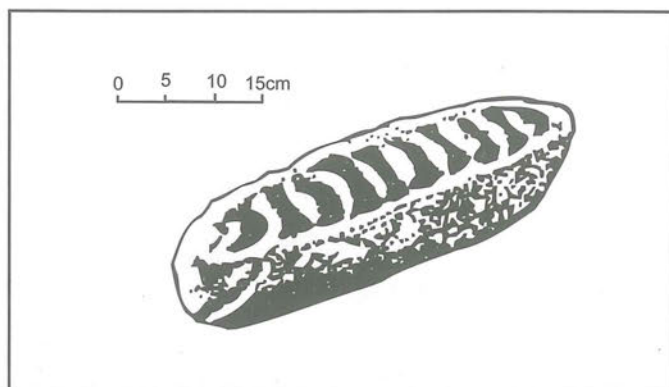
b) Vista interior de vivienda atavillo



c) Edificio multifamiliar yarovilca.



3.2. Viviendas de las culturas atavillo y yarovilca.



3.3. Unidad de albañilería de barro secada al sol (Jericó, 7350 a.C.)

en los que esta última no podía encontrarse. El vestigio más antiguo conocido de una unidad de albañilería se encontró al realizar excavaciones arqueológicas en Jericó (figura 3.4), en el Medio Oriente, en el nivel correspondiente al neolítico temprano. La unidad es una pieza de barro de la forma de un gran pan, formada a mano y secada a sol; su peso es de unos quince kilogramos y en ella aún se notan las huellas de los dedos del hombre neolítico que la elaboró. Las unidades de barro formadas a mano se han encontrado en formas diversas y no siempre muy lógicas. Una forma de interés es la cónica, pues se repite y está presente en lugares distantes, sin conexión directa y en momentos de desarrollo semejantes; las unidades cónicas se encuentran en muros construidos, por ejemplo, en Mesopotamia, con una antigüedad de 7 mil años, y en la zona de la costa norte del Perú, en Huaca Prieta, en el valle del río Chicama, con una antigüedad de 5 mil años.

3.2. INICIO DE LA HISTORIA: SUMERIA [30] [134]

Las unidades de barro formadas a mano y secadas al sol y el mortero de barro constituyen el estado del arte de la construcción con albañilería en la aurora de la historia. Esta comienza a escribirse en el cuarto milenio antes de Cristo. Lo hacen los sumerios, habitantes de una vasta comarca pantanosa entre los cauces principales de los ríos Tigris y Eufrates. Allí está la cuna de la civilización y de la ingeniería; allí los sumerios inventaron la ciudad, la irrigación, la escritura, los números, la rueda y el molde. Con este molde, que es un marco de madera elemental y rústico que aún se emplea en Iraq (la Mesopotamia actual), se formaron los primeros adobes.

El molde es un avance sustantivo en la construcción de albañilería y en otras actividades, pues posibilita la producción rápida de unidades prácticamente iguales. Su importancia fue reconocida desde el inicio por los sumerios, quienes lo

consideraron no un invento humano sino una creación dividida. Así se señala en el texto dedicado a la edificación, por el dios Marduk, del templo asociado a la diosa madre (el E-anna), en la ciudad de Uruk y que, escrito en cuneiforme, se preserva en una tablilla de arcilla:

La santa casa, la casa de los dioses, en un
lugar santo, aún no había sido edificada.
La caña no había despuntado, el árbol aún no
había sido creado,
aún no se habían colocado los ladrillos, aún
no había creado su molde,
la ciudad no estaba edificada, no existían
todavía los seres vivientes [...]
Uruk no había sido edificada, el E-anna no
había sido creado [...]
Marduk, en la superficie de las aguas, se
subió a una balsa,
él creó el polvo y con la balsa lo amontonó,
con el fin de que los dioses estuvieran en
una morada de contento,
él creó la humanidad [...]
Él creó y situó el Tigris y el Eufrates, él
creó la hierba, los juncos, las cañas y los
bosques,
él creó el verdor de la estepa,
las tierras firmes, las marismas y los
cañaverales,
la vaca y su hijuelo, el becerro, la oveja y
su pequeño, el cordero del rebaño,
y también los jardines y las selvas [...]
Él colocó el ladrillo después de haber
creado el molde,
él edificó la casa, él creó la ciudad,
él edificó la ciudad, él colocó los seres
vivientes [...]
Él edificó Uruk, él creó el E-anna.

El adobe era —y es—, fundamentalmente, una masa de barro mezclada con paja a la cual se da la forma de paralelepípedo recto, colocándola a presión dentro

de un molde de madera para luego dejarla secar al sol. Su invención hizo posible la libertad de construcción y la arquitectura monumental.

Esta unidad puso en manos del hombre un medio de expresarse con libertad, sin tener que restringirse a la forma o a las dimensiones del propio material. Se puede escoger libremente la manera de colocar y juntar adobes, y la construcción puede hacerse en una escala monumental. Como tal, la obra ya no es una creación individual sino, esencialmente, el producto colectivo de muchas manos.

Las primeras construcciones de adobe siguieron estrechamente la forma de las estructuras a las que obligaban los antiguos materiales. Sin embargo, al copiar en albañilería la bóveda en forma de túnel de las chozas construidas en los cañaverales, algún sumerio construyó el falso arco y luego encontró el principio del verdadero. De este modo, se aplicaron leyes mecánicas de resistencias y empujes, muchos milenios antes de que estas leyes llegaran a ser formuladas.

La arquitectura del abobe produjo pronto, en forma incidental, una contribución a las matemáticas aplicadas. Una ruma de adobes ilustra, admirablemente, el volumen del paralelepípedo. A pesar de que los adobes antiguos difícilmente eran regulares, resultó fácil advertir que el número de adobes comprendidos en una ruma podía encontrarse contando el número de ellos en tres lados adyacentes y multiplicando estas cantidades entre sí.

El primer gran templo de forma sumeria fue edificado en la ciudad de Uruk (2900 a. C.). En las excavaciones arqueológicas practicadas allí aparecen los cimientos de construcciones verdaderamente monumentales y una colina artificial, el prototipo del zigurat o torre escalonada, la cual era parte indispensable de un templo sumerio.

Este primer zigurat está enteramente construido con adobes unidos con capas de betún. Aun así, se elevaba más de diez metros sobre la superficie del suelo —el nivel de las calles del poblado actual—, y medía, en su cúspide, más de 80 m. Las pronunciadas laderas tenían el relieve de los contrafuertes alternados con nichos y adornados con millares de pequeñas copas de arcilla cocida. Estas eran colocadas unas al lado de otras en hileras cerradas, dentro del barro del zigurat, cuando todavía estaba húmedo. Servían para consolidar las caras al secarse y, luego, formaban dibujos decorativos de hoyuelos redondos, cuando se terminaba el monumento.

El adobe fue llevado al horno a principios del tercer milenio antes de Cristo, para hacer ladrillos cerámicos. Para hacer albañilería, el ladrillo era asentado con mortero de betún o alquitrán (que es una sustancia tan abundante en el suelo del Medio Oriente que llega a aparecer en su superficie), al cual se añadía arena. Esta albañilería se convirtió entonces en el material fundamental de

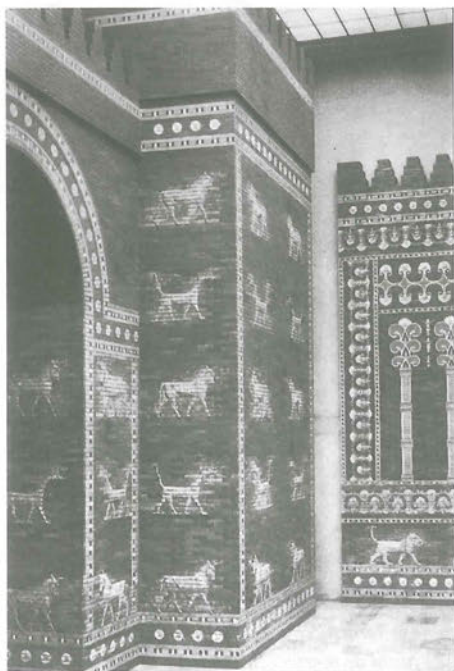
las construcciones más importantes y esmeradas, y posibilitó alturas crecientes de los zigurats. El de la ciudad de Ur (2125 a. C.), con una base de 62 m por 43 m y una altura de 21 m, tenía un núcleo de adobe y un forro de albañilería de 2,4 m de espesor, hecho de ladrillos cerámicos asentados con mortero de betún, en el que se incorporaron tejidos de caña.

El aspecto de estos zigurats debió ser espectacular. El Génesis relata así la historia de uno de ellos, conocido como la torre de Babel:

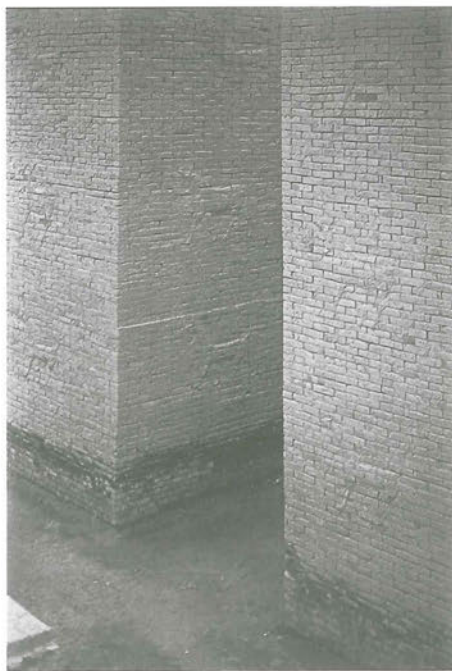
Al desplazarse la humanidad desde oriente, hallaron una vega en el país de Senaar y allí se establecieron. Entonces se dijeron el uno al otro: «Ea, vamos a fabricar ladrillos y a cocerlos al fuego». Así el ladrillo les servía de piedra, y el betún de argamasa. Después dijeron: «Ea, vamos a edificarnos una ciudad y una torre con la cúspide en los cielos, y hagámonos famosos, por si nos desperdigamos por toda la faz de la tierra».

En Babilonia —una de las grandes ciudades asirías—, construida en el siglo VII variantes de Cristo (figura 3.4), los ladrillos cerámicos tenían inscripciones en bajorrelieve que relataban la construcción de la obra y nombraban a sus autores; en las obras más suntuosas, estos ladrillos eran esmaltados y formaban en alto relieve y en colores —celeste y amarillo, principalmente— el león, el toro y el dragón,

a)



b)





c)



d)



e)

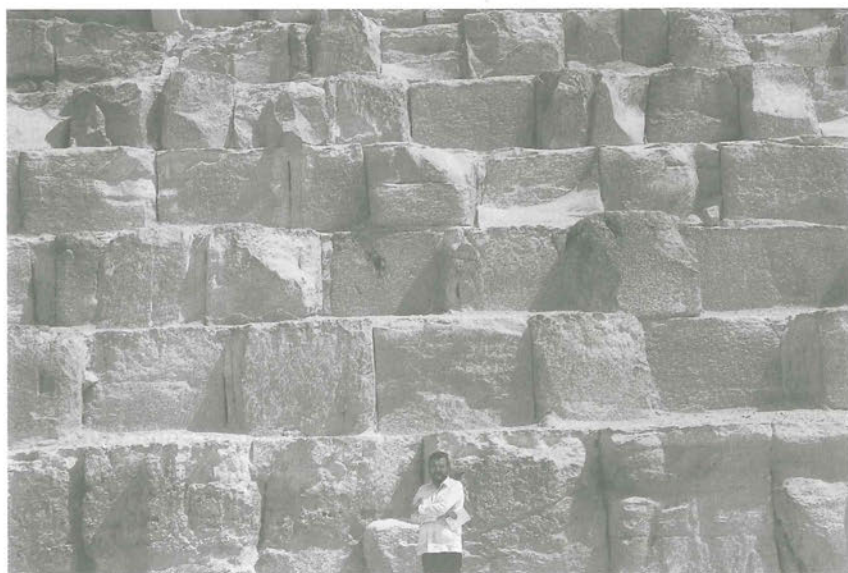
3.4. Babilonia (primer milenio antes de Cristo). a) Puerta de Ishtar, actualmente en el Museo Pergamon, en Berlín. b) Muros masivos de albañilería característicos de la construcción en Sumeria. c) Muro de unidades de arcilla decorativas: esmaltadas y vitrificadas. d) Junta de mortero de betún en el que puede notarse aún la presencia de tejidos de fibras vegetales. e) Arco típico desarrollado en Sumeria.

que actuaban de guardianes y protectores. En algunos lugares de construcciones elevadas, donde ocurrían grandes esfuerzos, el mortero era reforzado con fibras de caña, lo que procuraba a la albañilería una considerable resistencia a la tracción.

3.3. EGIPTO Y GRECIA

La materia prima para la elaboración de unidades de albañilería siempre ha estado determinada por las formaciones y condiciones geológicas del lugar donde va a ser utilizada. El ladrillo cerámico se remonta a Sumeria porque allí había abundantes depósitos de arcilla, pero no rocas ni piedras.

En Egipto, mientras tanto —y por la misma época—, se pudo escoger, y se prefirió para las grandes obras, la roca traída de las montañas a lo largo del Nilo. Calizas, areniscas, granitos, basaltos y alabastro fueron explotados en las canteras estatales; allí los bloques eran desprendidos, perforando agujeros en los que luego se introducían cuñas metálicas. Una vez separados, estos bloques eran desbastados con ayuda de bolas y martillos de diorita para formar grandes monolitos que pesaban cientos de toneladas, como los usados en el núcleo de las pirámides (figura 3.5), o incluso tallados directamente en la forma de columnas, vigas y losas, como en los templos de Luxor. Estas «unidades de albañilería» ciclópea eran asentadas con morteros de yeso y sus paramentos generalmente revestidos con enlucidos de mezclas de yeso y cal.



3.5. Monolitos de alrededor de cuatro toneladas en el núcleo de las grandes pirámides en la vecindad de El Cairo.

Las obras comunes se construyeron de cañas o adobes; el ladrillo cerámico se usó rara vez.

Grecia adoptó una arquitectura de lujo y de exteriores. Si bien carecía de las ricas canteras egipcias, poseía los mejores mármoles para llevarla a cabo. Ellos sirvieron para revestir su gruesa albañilería de piedra caliza asentada con morteros de cal.

Tanto en Egipto como en Grecia, la construcción importante es de piedra, y de forma rectilínea; el arco era inexistente. Como consecuencia, la arquitectura estaba limitada en sus posibilidades espaciales interiores por la escasa resistencia a la tracción del material. La piedra exigía luces pequeñas para las vigas, y las losas y los espacios entre columnas tenían que ser reducidos.

3.4. ROMA [187]

En algunas obras los romanos utilizaron piedra importada de las mejores canteras egipcias y mármol griego; sin embargo, en la mayoría de los casos emplearon la piedra de sus depósitos de caliza, travertino y tufa volcánica (abundante, por ejemplo, en las colinas de Roma), y la tecnología sumeria de la albañilería de ladrillos de arcilla. A esta tecnología, aportaron una nueva racionalidad constructiva y la invención del mortero de cemento y del concreto.

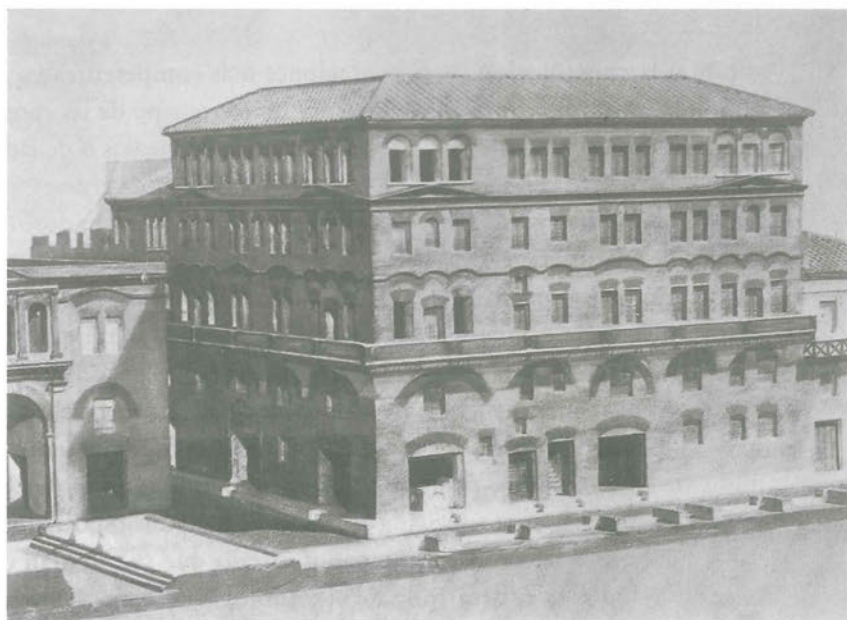
La nueva racionalidad consistió, principalmente, en el desarrollo de diferentes sistemas para la construcción de muros (figura 3.7), que eran más económicos y fáciles de levantar, particularmente empleando el nuevo mortero de cal al cual incorporaron, de acuerdo con el relato de Vitruvio —arquitecto e ingeniero que escribió en el año 25 a. C. un tratado sobre las técnicas de construcción romanas—, «[...] una clase de polvo que por causas naturales produce resultados asombrosos. Se le encuentra en la vecindad de Baia y Putuoli y en los pueblos alrededor del monte Vesubio. Esta sustancia, cuando es mezclada con cal y cascotes o piedras, no solamente provee resistencia a construcciones de todo tipo sino que cuando se construye pilares en el mar, endurece bajo el agua».

El compuesto de las tres sustancias (aglomerante hidráulico, agregado grueso) descrito por Vitruvio es lo que hoy llamamos *concreto*. El aglomerante hidráulico, pariente cercano a los cementos puzolánicos modernos, se elaboraba mezclando dos partes de la arena volcánica —muy fina, de color chocolate, descubierta, tal como lo señala Vitruvio, en la vecindad del Vesubio y del actual golfo de Nápoles, y que abunda particularmente en Puzzuoli (la antigua Putuoli), de donde toma su nombre (la puzolana)— con una parte de cal, material que, como se ha señalado anteriormente, era conocido por las más antiguas civilizaciones. Los óxidos de sílice finamente pulverizados, contenidos naturalmente en

a)



b)



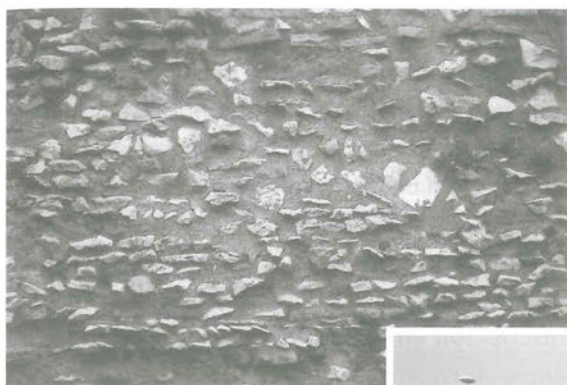
3.6. Insula (en latín, isla) romana. Las insulae eran edificios multifamiliares de vivienda, de cinco o más pisos con escaleras comunales interiores, para la clase trabajadora, construidos en las zonas densamente pobladas de Roma y de su puerto de Ostia. El primer nivel estaba destinado a locales de comercio y talleres de artesanos. Las ordenanzas limitaban su altura a veintiún metros. Los muros eran de albañilería de ladrillo de arcilla y los entrepisos de madera. a) Restos de los dos primeros niveles de la insula de Diana, en Ostia. b) Maqueta de una insula típica.

la puzolana, reaccionaban químicamente con el hidróxido de calcio (la cal) en presencia del agua, para formar los componentes básicos de un aglomerante hidráulico.

Es notorio, sin embargo, que para los romanos no existió el cemento como una sustancia individualizada, sino su mezcla con agregado en la forma de mortero; tanto es así que para ellos la palabra latina *caementum*, de la que deriva cemento, no significaba aglomerante sino piedra pequeña. Si bien los romanos no sabían por qué la «arena de Putuoli» daba un resultado distinto y superior a la convencional, la aplicaron sabia y liberalmente en sus grandes construcciones portuarias, urbanas, viales e hidráulicas, tanto para asentar piedras o ladrillos formando albañilería, como para elaborar concreto, añadiendo piedras y cascotes, con el que construyeron muros, bases de pavimentos y cimentaciones. El molde de ese concreto en los muros, arcos y bóvedas estaba constituido por albañilería permanente de ladrillos de cerámica asentados con mortero, mientras que para formar las cúpulas tuvieron que desarrollar moldes provisionales (encofrados) de madera.

En resumen, las invenciones e innovaciones romanas significaron una verdadera revolución tecnológica de la construcción y tuvieron los siguientes efectos sustanciales:

- a. Posibilitar la construcción de cimentaciones más competentes.
- b. Simplificar la construcción de los muros. El muro romano de las construcciones públicas era tradicionalmente de albañilería de piedras o de ladrillos cerámicos asentados con morteros de cal, y en los muros más gruesos —*opus incertum*, *reticulatum* y *testaceum* (figura 3.7)— el espacio entre dos muros delgados de albañilería era rellenado con cascotes de ladrillos o piedras, acomodados con mortero de arena y cal. En ambos casos, el proceso de endurecimiento de estos morteros se producía únicamente por medio de la carbonatación de la cal y, como consecuencia, el ritmo de ganancia de resistencia era muy lento. Es indudable que la invención del mortero de cemento permitió a los romanos un sustantivo incremento en la rapidez de construcción, posibilitando así que establecieran en breve tiempo la infraestructura adecuada al proceso de expansión de su imperio. Esto no se hubiera conseguido con morteros que solo tenían cal.
- c. Proveer libertad para el desarrollo de la tecnología del arco, la bóveda y la cúpula, que, si bien eran formas estructurales conocidas desde los sumerios, 3500 años antes, estaban aprisionadas por las ajustadas restricciones impuestas al constructor por la piedra y el ladrillo.
- d. Posibilitar aberturas totales o parciales en los muros usando arcos o bóvedas, proveyendo así una herramienta de gran potencial en el diseño de interiores.



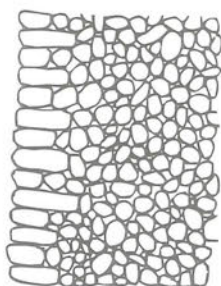
a)



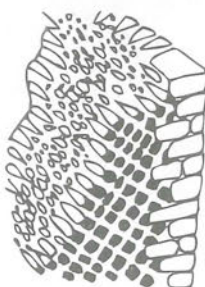
b)



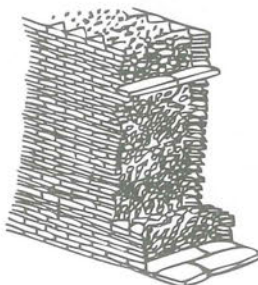
c)



Opus incertum



Opus reticulatum

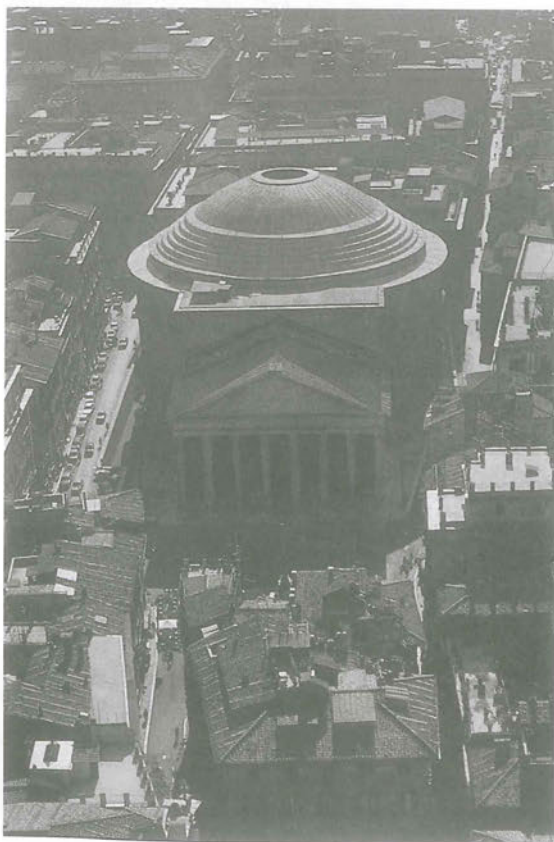


Opus testaceum

3.7. Muros romanos. a) *Opus incertum*. b) *Opus reticulatum*. c) *Opus testaceum*.

Muchas grandes obras romanas son fruto de la revolución del mortero y del concreto. Notables son los Baños de Caracalla y la Basílica Nueva en el Foro Romano, pero solo es, además, exquisita y excepcional el Panteón, porque reúne de manera coherente la totalidad de la creatividad arquitectónica y estructural, y la aplicación sofisticada de la nueva tecnología constructiva.

La construcción del Panteón (figura 3.8) la inició, veintisiete años antes de Cristo, el cónsul Agripa en honor de todos los dioses. Se trataba, en su versión primera, de un edificio clásico de planta rectangular soportado por columnas y construido en piedra. Aunque la inscripción en el pedimento (que pertenece a dicho edificio) proclama a Agripa como su constructor, su forma actual fue decidida por el emperador Adriano, quien modificó sustancialmente el edificio aprovechando las nuevas tecnologías del concreto y de la albañilería, y lo terminó aproximadamente en el año 118 después de Cristo. Lo que vemos hoy día es el edificio de Adriano, con el añadido del pórtico del edificio de Agripa vuelto a colocar en el siglo III por Caracalla y desprovisto (al ser dedicado el año 609 para la iglesia católica de Santa María Rotonda) de las decoraciones de bronce, pero

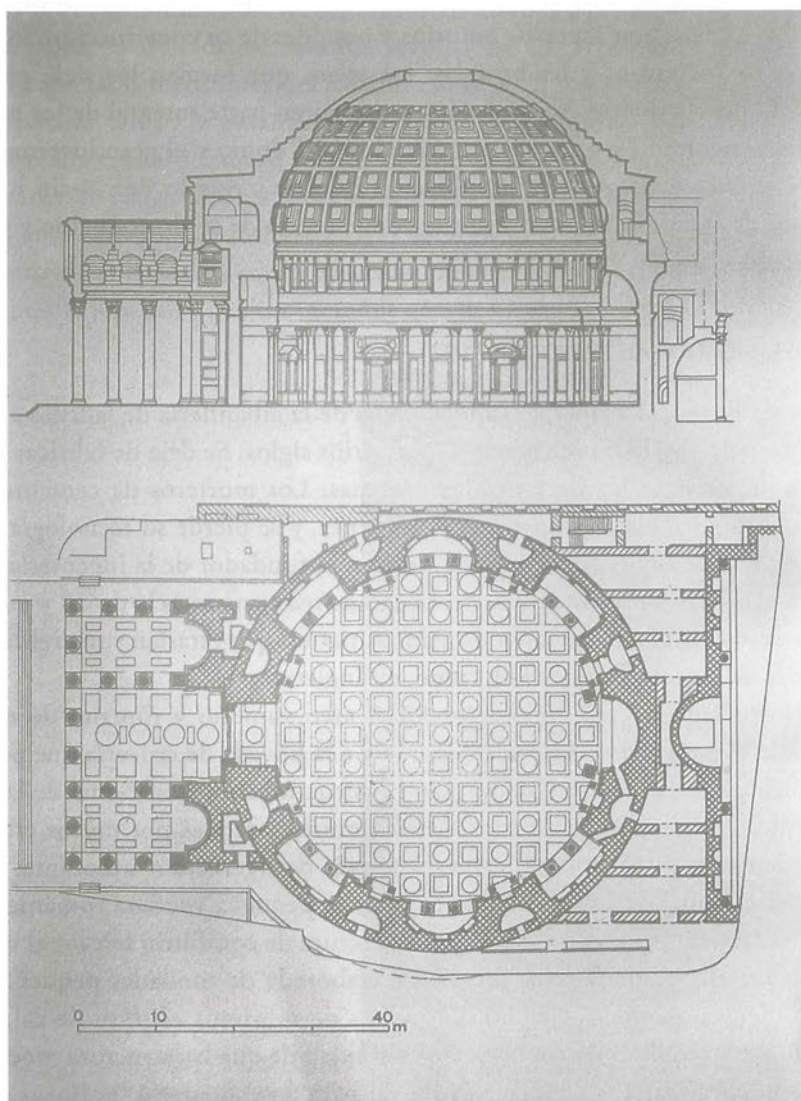


3.8. Vista aérea del Panteón en Roma.

manteniendo las gigantescas puertas también de bronce de siete metros de altura, que se encuentran en la misma entrada al Panteón de Adriano.

El Panteón es un edificio circular (figura 3.9) de albañilería y concreto con acabado de ladrillo en las paredes exteriores y mármoles de diversos colores en el interior, que está cubierto con un gran domo de concreto visto afuera y adentro.

Tal como se ha mencionado, no se conoce el procedimiento utilizado en su construcción, pero sí es notoria su dependencia del mortero y concreto romanos, sin los cuales no habría existido. Su éxito y durabilidad se deben, sin lugar a



3.9. El Panteón. Sección y planta.

dudas, a una notable cimentación, que es un anillo de concreto sólido de 7,3 m de ancho por 4,5 m de alto bajo todo el muro perimetral; a la excelente calidad del cemento y la construcción de los romanos, y a la cuidadosa selección de agregados. La cimentación tiene agregado pesado basáltico; los muros son de la forma *opus incertum*, que Vitruvio recomendaba como la más resistente, con agregado de travertino en la parte baja y de cascotes de ladrillo en la parte alta; el domo tiene agregado de cascotes de ladrillo en sus partes bajas, luego tufa en la parte media y, finalmente, en su zona central, la más ligera de la pómez. Entre el concreto más liviano, arriba, y el más pesado, abajo, hay una relación de densidad de dos tercios. Son aspectos notorios y notables de su construcción: los rigidizadores de los muros y las bóvedas; los arcos, que forman los siete grandes nichos y la puerta de ingreso, ubicados todos como parte integral de los muros; el acabado encofrado (con rebajos cuadrados) del domo y el gran lucernario (u ojo) que provee el total de la iluminación interna y que lo une —sin lugar a dudas por diseño de Adriano y por la competencia de su desconocido y genial constructor— al gran domo celestial.

3.5. DEL SIGLO V AL SIGLO XIX [192]

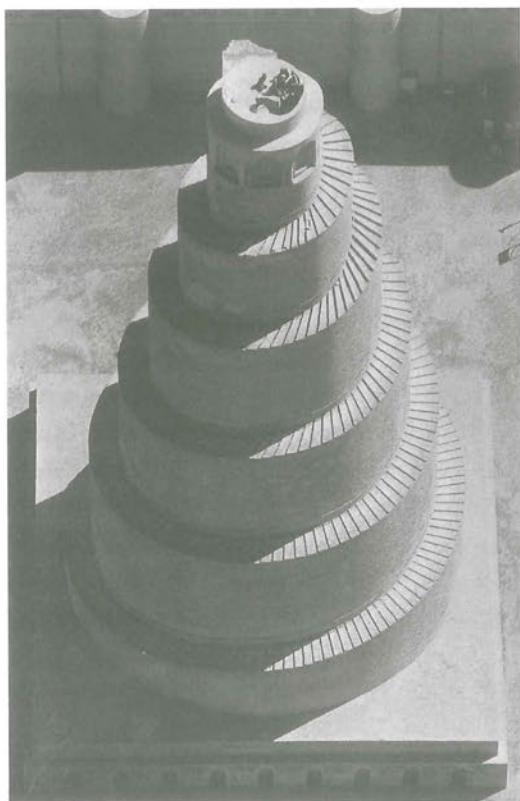
Después de Roma, el avance de la tecnología de la albañilería de ladrillo en Europa se detiene —y hasta retrocede— por varios siglos. Se deja de fabricar ladrillos, aunque se usan los de las obras romanas. Los morteros de cemento y el concreto, en particular, desaparecen totalmente, y se pierde su tecnología. Esta es rescatada trece siglos después por Smeaton, el fundador de la ingeniería civil, quien en el año 1756 reconoció la necesidad de usar una mezcla de cal y puzolana italiana para la reconstrucción de algunas partes, que estarían sumergidas por las mareas, del tercer faro de Eddystone, en Inglaterra.

Por otro lado, recién en el siglo XII el arco sumerio y romano de medio punto cede el paso al arco apuntado gótico y a la bóveda de crucería que posibilitan cubrir grandes luces y transforman la estructuración tradicional de la obra de albañilería. Se sustituyen así los gruesos muros laterales por muros esbeltos que pueden transmitir la carga lateral a través de ligerísimos arbotantes a los contrafuertes contrapesados con pináculos, y la pequeña ventana románica por grandes ventanas. Se alcanza, así, una arquitectura de equilibrio tensional visible y de luz. En ella el empleo de albañilería elaborada de unidades pequeñas, de arcilla o piedra, asentadas con juntas gruesas de morteros *elásticos* de cal, provee, para este tipo de construcción, la posibilidad de que la estructura modifique, casi orgánicamente, su geometría inicial para acomodarse a las líneas resultantes de las fuerzas generadas por las cargas verticales y los empujes laterales.

De este modo se mantenía al conjunto en una justa estabilidad de compresión en todas sus secciones y elementos.

La albañilería fue importante en Europa occidental para controlar los desastrosos fuegos que crónicamente destruían sus ciudades medievales. Por ejemplo, después del gran fuego de 1666, Londres dejó de ser una ciudad de madera para convertirse en una ciudad de albañilería, exclusivamente para protegerse del fuego. Ya en 1620, Jacobo I, rey de Inglaterra, había proclamado una ordenanza —ciertamente antecesora de nuestros actuales reglamentos de construcción— que fijaba el espesor mínimo de los muros en sótanos y primeros niveles en dos y medio espesores de ladrillo; ella fue seguida en 1625 por otra ordenanza que especificaba las dimensiones del ladrillo estándar.

Mientras tanto, la albañilería era aplicada en otras partes del mundo. La gran muralla china de nueve metros de alto tiene una gran parte de sus 2,400 kilómetros de largo contruidos con ladrillos de arcilla y morteros de cal. Los árabes emplearon la albañilería en sus mezquitas y minaretes, y desarrollaron una construcción masiva en sus espesores, delicadísima en sus cierres y detallada y que poseía muchas veces un increíble alarde geométrico (figura 3.10).



3.10 Minarete (siglo IX) de sesenta metros de altura en la Gran Mezquita de Samarra, actualmente Irak.

La revolución industrial comenzó en Inglaterra en el siglo XVIII. Su primer efecto sobre la construcción fue extender la aplicación de la albañilería de ladrillos de arcilla. Desde un inicio las grandes plantas para fabricar ladrillos se ubicaron en la vecindad de las minas de carbón, combustible abundante y barato. Por ello, el horno industrial se desarrolló sin tener en cuenta la eficacia del combustible; a comienzos del siglo XIX se calculó que se utilizaba más de un kilo de carbón para quemar medio kilo de arcilla. Un paso adelante para mejorar esta situación lo constituyó el cambio de combustible, usualmente al gas de alumbrado, y el salto más importante fue el rediseño de los hornos, emprendido en países como Dinamarca, donde era muy grande la necesidad de economizar combustible.

El perfeccionamiento del horno estuvo acompañado del desarrollo de la maquinaria auxiliar: molinos, trituradoras y mezcladoras para las materias primas; extrusoras y prensas mecánicas para el formado de unidades.

Sin embargo, el cambio más significativo durante la revolución industrial fue la gradual sustitución, por métodos científicos, de la vía empírica seguida por incontables generaciones pasadas. Por primera vez se realizó un análisis racional de las materias primas, una medición exacta de las temperaturas del horno y una formulación de las normas para impedir el agrietamiento de los ladrillos.

La albañilería de ladrillo llegó al nuevo mundo traída por los europeos. En las colonias de la costa atlántica norteamericana se instalaron grandes operaciones artesanales, pero muy sistematizadas, para fabricar ladrillos de arcilla empleando prácticamente los mismos moldes que miles de años atrás inventaron los sumerios. Los ladrillos fueron utilizados luego para construir con los mejores obreros de la colonia —los holandeses— edificios de albañilería que han dado formalidad inglesa a las partes antiguas de muchas ciudades norteamericanas y particularmente a las del estado de Virginia.

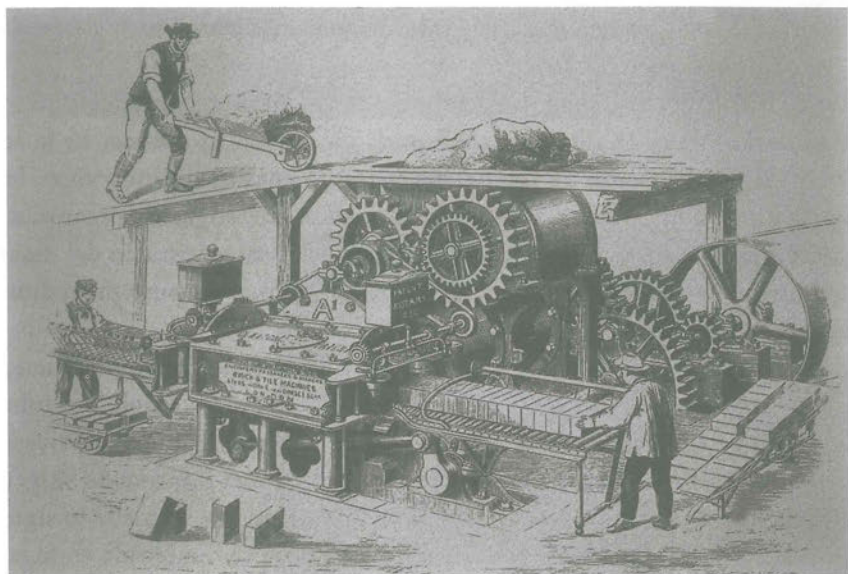
En el Perú, el ladrillo no se fabrica localmente: se trae como lastre en los barcos que, en su viaje de vuelta, trasladarán el botín a España. Por ello la construcción es principalmente de adobe y caña hasta bien entrado el siglo XX.

Es excepción la gran Penitenciaría de Lima, construida entre 1856 y 1862, para la cual se instaló una fábrica en la que se moldearon casi siete millones de ladrillos de cerámica, que fueron trasladados a pie de obra mediante una línea de ferrocarril de cuatro kilómetros tendida *ex profeso*. La albañilería se elaboró con mortero de cal. El efecto de esta obra fue vulgarizar y posibilitar en alguna medida, en Lima, la construcción con albañilería.

Entre finales del siglo XVIII y el fin del siglo XIX ocurrieron los siguientes avances:

- 1796 Gran Bretaña. Parker patenta el cemento romano, que era, estrictamente hablando, una cal hidráulica.

- 1824 Gran Bretaña, Aspdin inventa y patenta el cemento *portland*.
- 182? Europa. Se inventa la máquina para extruir los ladrillos de arcilla (véase, al respecto, la figura 3.11).
- 1825 Dinamarca. Se inventa el horno de producción continua.
- 1850 Gran Bretaña. Gibbs inventa y patenta el bloque de concreto.
- 1850 Francia. Lambot inventa el concreto armado.
- 1866 Gran Bretaña. Se inventa y patenta el ladrillo sílico-calcáreo.
- 1867 Francia. Monier plantea el concreto armado.
- 1880 Alemania. Inicio de la producción industrial del ladrillo sílico-calcáreo.
- 1889 Francia. Cottancin patenta la albañilería reforzada.



3.11. Máquina de Clayton (año 1863) para el proceso de extrusión. Incluye desde la molienda de la arcilla hasta el corte de las unidades.

3.6. ALBAÑILERÍA REFORZADA [137]

Brunel, el insigne ingeniero británico, propuso en 1813 el refuerzo de una chimenea en construcción con albañilería reforzada con barras de hierro forjado. Sin embargo, en relación con la construcción del túnel bajo el Támesis, en 1825, aplicó por primera vez dicho material. Con él construyó dos accesos verticales al túnel que tenían quince metros de diámetro y veinte metros de profundidad, con paredes de ladrillo de arcilla de 75 cm de espesor reforzadas verticalmente con pernos de hierro forjado de 25 mm de diámetro y zunchos circunferenciales

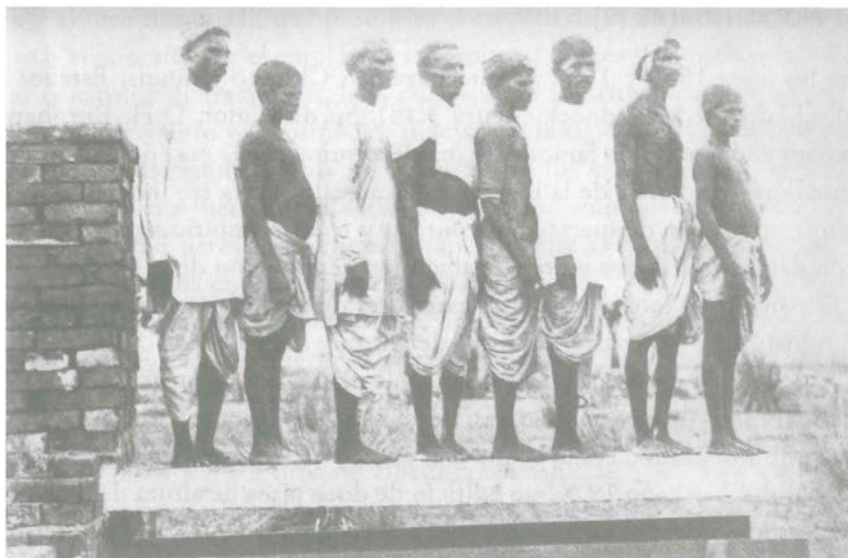
de platabanda de 200 mm de ancho y 12 mm de espesor que se iban colocando conforme avanzaba el proceso de construcción. Los accesos fueron construidos sobre el suelo hasta una altura de doce metros y luego hundidos excavando la tierra de su interior a manera de *caissons*. Se cuenta que durante la construcción hubo importantes asentamientos diferenciales y severas vibraciones, pero que la estructura no sufrió daños.

Brunel y Pasley ensayaron posteriormente vigas de albañilería reforzadas con pernos de hierro forjado con luces de seis y siete metros, cargándolas hasta la rotura; ella ocurrió por la falla en tracción del refuerzo. A pesar de intentarlo, los investigadores no pudieron llegar a métodos racionales de diseño. El tema de la albañilería reforzada desaparece luego por cincuenta años, hasta que en 1889 el ingeniero francés Paul Cottancin patentó un método para reforzar albañilería y construyó edificios con este material en los barrios más prósperos y de moda de París.

En el año 1920, una gran cantidad de ensayos fueron realizados y se construyeron varias obras de albañilería reforzada en Bihar y en Orissa, en la India (figura 3.12). Se ensayaron un total de 682 especímenes incluyendo vigas, losas, columnas y arcos. Este trabajo constituye la primera investigación organizada de albañilería reforzada y se puede considerar como el punto de inicio del desarrollo moderno de la albañilería estructural. El informe final propuso procedimientos racionales de diseño.

Siguiendo el trabajo de la India, el Japón —un país también sometido a acciones sísmicas— construyó, en las primeras décadas de este siglo, un total de 300 mil m² de muros de albañilería reforzada en edificios públicos y privados y en obras de contención, puentes, silos y chimeneas. En el informe de Skigeyuki Kanamori, ingeniero civil del gobierno imperial japonés, se señalaba lo siguiente: No existe duda de que la albañilería reforzada debe ser empleada en lugar de la albañilería simple cuando hay esfuerzos de tracción en la estructura. De esta manera las podemos hacer más fuertes y más seguras y también más económicas. Más aún: he encontrado que la albañilería reforzada es más conveniente que el concreto armado, y, lo que es más importante, conduce a un apreciable ahorro del tiempo.

La investigación iniciada en los Estados Unidos en el año 1913, apoyada por la asociación de fabricantes de ladrillos de arcilla para salvar a la industria que estaba amenazada de convertirse solo en productora de enchapes, determinó, mediante ensayos y evaluaciones teóricas, características muy importantes acerca de la albañilería reforzada (figura 3.12), y sentó las bases para la investigación realizada, en las últimas décadas, en diversos países del mundo.



3.12. Ensayos de albañilería reforzada en la India (1920). Se está cargando un voladizo de albañilería armada.



3.13. Ensayo de un muro a escala natural con carga axial de compresión en el laboratorio del Bureau of Standards de los Estados Unidos en el año 1916, utilizando lo que se consideraba «la máquina más poderosa del mundo».

3.7. NOTAS FINALES [9]

Entre los años 1889 y 1891 se construyó, en Chicago (Illinois, Estados Unidos.), el edificio Monadnock (figura 3.14). Su diseñador, D.H. Burnham (de Burnham and Root, una famosa oficina de arquitectos de esa época), empleó los criterios más modernos de la ingeniería alcanzados hasta ese momento, que incluían la aplicación de fuerzas horizontales y recetas empíricas para la determinación del espesor de los muros de albañilería en función de la altura.

El edificio de muros portantes exteriores de albañilería simple, hoy monumento histórico, tiene dieciséis pisos de altura y sus paredes 1,80 m de espesor en la base, dando un área de ocupación de la planta por la estructura de 25% del área total; fue el último edificio alto de su clase en Chicago.

Asimismo, usando como ejemplo el código de la ciudad de Nueva York (Estados Unidos.) del año 1924, un edificio de doce pisos de altura de muros exteriores portantes de albañilería requería, por cada metro cuadrado de área bruta, un tercio de metro cúbico de albañilería. Como es fácil comprender, un material estructural que producía ese tipo de estructuras —con tan elevado consumo del material estructural y con tan gran ocupación del área del lote— no era competitivo y estaba llamado a desaparecer. Sin embargo, el problema no estaba en el material en sí, sino en la falta de conocimiento ingenieril de este, que imposibilitaba su análisis y dimensionamiento racionales.

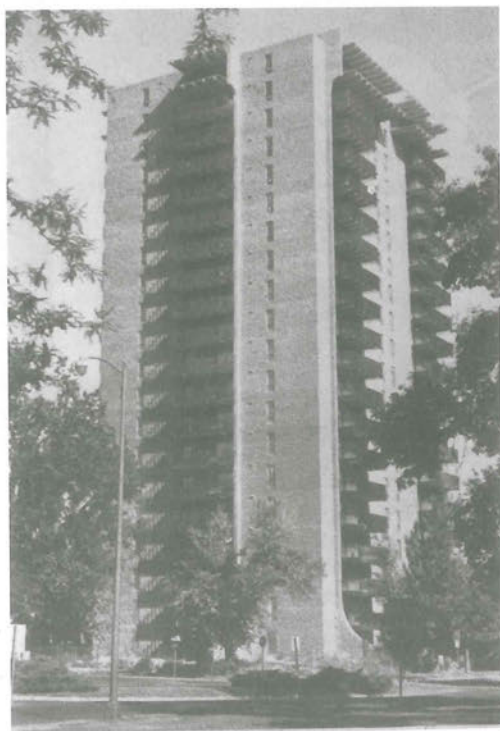


3.14. Edificio Monadnock, Chicago (construido en 1891).

Un avance sustancial, que posibilitó el empleo de la albañilería de una manera más económica fue el empleo de entrepisos y techos de concreto reforzado, que al constituir diafragmas rígidos permitieron la distribución de las fuerzas horizontales de viento y de sismo, en función de la rigidez de los elementos verticales. Con el diafragma, rígido la dimensión de los muros ya no es controlada por su resistencia a fuerzas transversales a su plano sino por su resistencia en el plano, este hecho permitió reducir sustancialmente el espesor de los muros y reducir el costo de la construcción con albañilería.

En los últimos cuarenta años, sobre la base de investigaciones en diferentes partes del mundo, la albañilería se ha racionalizado y ha adquirido el apelativo redundante de albañilería estructural. En 1954 se completó, en Zurich, el primer edificio de muros portantes de albañilería diseñada racionalmente. Su altura es de veinte pisos y los muros de albañilería simple tienen 32 cm de espesor, determinado prioritariamente por condiciones de aislamiento térmico. Desde entonces los edificios de albañilería estructural se han popularizado, al reducirse el consumo de material estructural y, por lo tanto, el costo y el espacio ocupado (figuras 3.15 y 3.16). En zona sísmica de los Estados Unidos se ha construido en albañilería armada el edificio de mayor altura a la fecha, se trata del hotel Excalibur de 28 pisos en Las Vegas, Nevada.

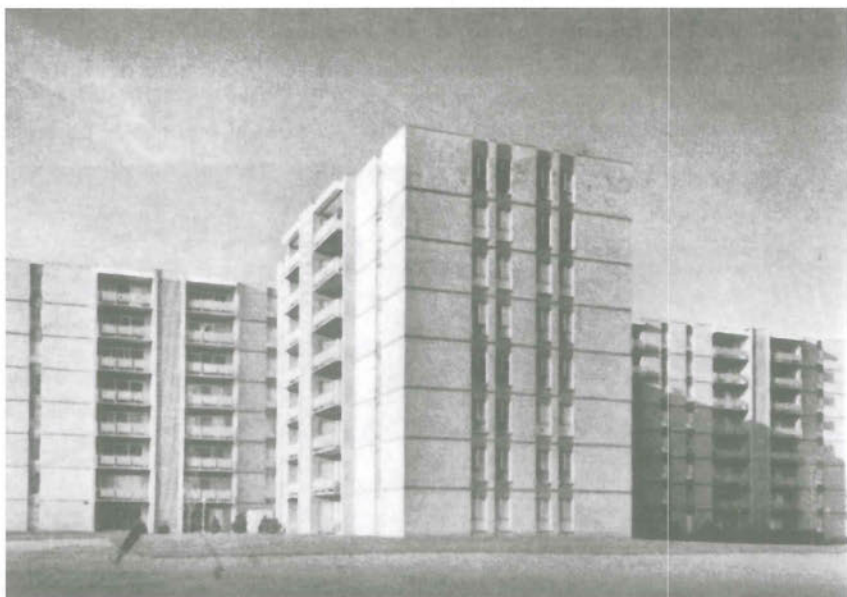
3.15. Park Lane Towers, Denver, Colorado (Estados Unidos). Edificio de veinte pisos construido el año 1970. Los muros portantes son de albañilería armada laminar y tienen 25 cm de espesor. La resistencia de los ladrillos de arcilla utilizados fue de 100 MPa; la resistencia de la albañilería a la compresión fue 28 MPa.



a)



b)



3.16. a) Basilea, Suiza. Tres edificios de trece pisos de muros portantes de albañilería simple (sin armadura de refuerzo en los muros). Son seguramente los primeros edificios de albañilería contruidos en el mundo a partir de un diseño racional apoyado en un riguroso control de la calidad de los materiales. El espesor de las paredes estructurales es de 15 cm las interiores y de 25 cm las exteriores. La resistencia de los ladrillos utilizados fue de 30 MPa.

b) Oakcrest Towers, Maryland (Estados Unidos). Catorce edificios de ocho pisos contruidos el año 1966. Los muros portantes son de albañilería laminar y tienen 25 cm de espesor. La resistencia de los ladrillos de arcilla utilizados fue de 60 MPa; la resistencia de la albañilería en compresión fue de 20 MPa.

La destrucción de edificaciones de albañilería simple por sismos en California (Estados Unidos), Colombia, China e Italia, y el buen comportamiento de la albañilería correctamente reforzada y construida en sismos ocurridos en Nueva Zelanda, Chile y Perú han dado, por su parte, un fuerte impulso a la investigación, a la determinación de configuraciones estructurales y a métodos de análisis, diseño y dimensionamiento racionales. En las regiones sísmicas del mundo es ahora usual la construcción de edificios de muros portantes de albañilería de varios niveles, con diferentes formas de incorporación del acero de refuerzo, que son competitivos económicamente con otras formas y materiales estructurales.

En zonas sísmicamente activas de países en desarrollo se ha popularizado el empleo de multifamiliares de altura media, hasta cinco o seis pisos (figura 3.17), de muros portantes de 12 a 24 cm de espesor de albañilería reforzada con marcos de concreto armado (albañilería confinada), o de albañilería armada diseñados, especificados, construidos y supervisados sobre la base de reglamentos propios que recogen las investigaciones y experiencias realizadas.

Los hechos más importantes en el desarrollo de la albañilería en la actualidad (2005) son, probablemente:

- a. El desarrollo de la albañilería pretensada que se ha difundido por países de Europa y Norteamérica a partir de las experiencias en Gran Bretaña y que ha extendido la aplicación de la albañilería a obras de ingeniería, distintas de edificios, tales como silos, reservorios, muros de contención y puentes.
- b. El programa de investigación japonés-norteamericano (U.S./Japan Coordinated Research Program), que incluye, en su etapa final, el desarrollo de nuevos materiales y conceptos estructurales para edificios multifamiliares en áreas sísmicas y que está basado en un extenso programa de ensayos de materiales, testigos, modelos y edificios a escala natural (véase, al respecto, el acápite 10.5.3.5).
- c. El programa TCC MAR/US (US Technical Coordinating Committee for Masonry Research) llevado a cabo en los Estados Unidos, que reunió a todas las instituciones ligadas a la albañilería y a los centros de investigación de las principales universidades, en un esfuerzo por desarrollar una normativa única aplicable al diseño y construcción de la albañilería en los Estados Unidos.

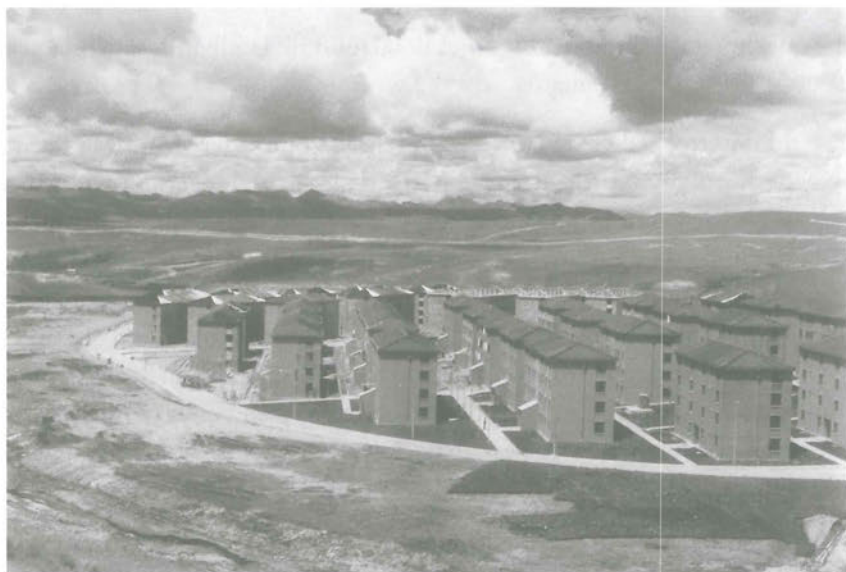
Los objetivos primarios del programa fueron, entre otros:

- Desarrollar recomendaciones y criterios de diseño basados en estos límites para edificaciones de albañilería armada.

a)



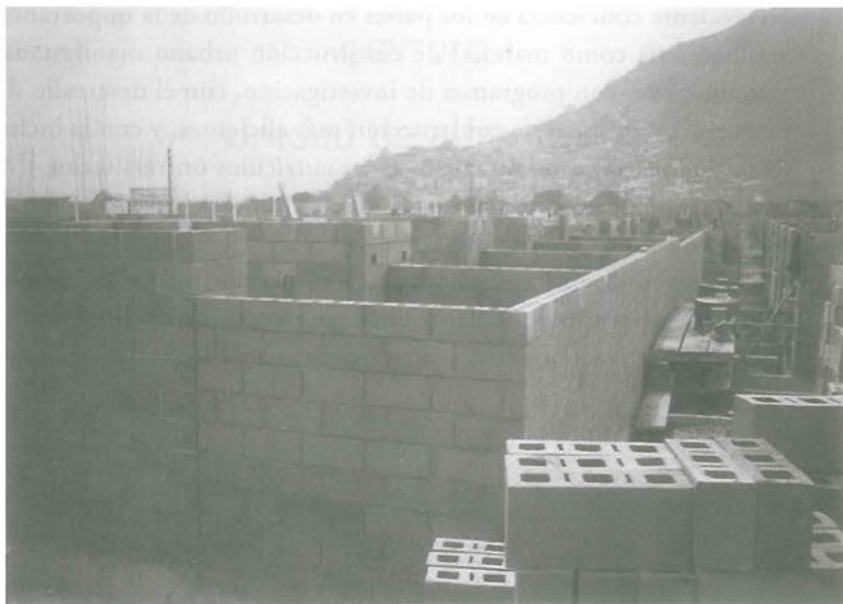
b)



c)



d)



3.17. Edificios multifamiliares de vivienda en el Perú.

- a) Tintaya, Cusco (Perú). Edificios de 3 y 4 pisos destinados a vivienda a 4000 m.s.n.m. construidos el año 1984. Los muros son de albañilería armada alveolar, contruidos utilizando bloques huecos de concreto de 9 y 19 cm de espesor. La resistencia de la albañilería a la compresión fue de 6 MPa.
- b) Conjunto habitacional Los Próceres en Lima (1984) en albañilería armada alveolar con unidades de arcilla y sílice cal de 9 y 19cm de espesor. La resistencia de la albañilería a la compresión fue de 8 MPa.
- c) Conjunto residencial Carabayllo en Lima (1987) en albañilería armada alveolar con unidades apilables de sílice cal de 12 cm de espesor y reforzados con 10% de muros de concreto armado. La resistencia de la albañilería a la compresión fue de 10 MPa.
- d) Conjunto residencial Martinete en Lima (2002) de tres pisos, en albañilería armada alveolar con unidades de arcilla de 12 cm de espesor, en proceso de construcción. La resistencia de la albañilería a la compresión fue de 10 MPa.

- Desarrollar una base de datos experimental consistente sobre el comportamiento de la albañilería, el sistema y sus componentes.
 - Desarrollar modelos analíticos no lineales para la investigación y diseño.
 - Mejorar los procedimientos experimentales para la obtención de las propiedades de la albañilería.
- d. El desarrollo de unidades apilables para albañilería armada con acero difundido horizontal y vertical, que posibilitan una mayor competitividad económica de la albañilería (véase, al respecto, el acápite 4.7).

- e. La creciente conciencia en los países en desarrollo de la importancia de la albañilería como material de construcción urbano manifestada, en algunos casos, con programas de investigación, con el desarrollo de reglamentos y sistemas de construcción más eficientes, y con la inclusión de la albañilería como un curso en los currículos universitarios.
- f. El desarrollo de procedimientos de diseño límite para la albañilería y su incorporación en la normativa.
- g. El desarrollo de procedimientos de análisis por medio de elementos finitos que permite modelar y analizar elementos de albañilería con fines de investigación a costos muy por debajo de los de un laboratorio.

CAPÍTULO 4

Unidad de albañilería

4.1. INTRODUCCIÓN

La unidad de albañilería es el componente básico para la construcción de la albañilería. Se elabora de materias primas diversas: la arcilla, el concreto de cemento *portland* y la mezcla de sílice y cal son las principales. Se forma mediante el moldeo, empleado en combinación con diferentes métodos de compactación, o por extrusión. Finalmente, se produce en condiciones extremadamente disímiles: en sofisticadas fábricas, bajo estricto control industrial, o en precarias canchas, muchas veces provisionales, incluso al pie de la obra en la que será utilizada, mediante procedimientos rudimentarios y sin ningún control de calidad. No debe extrañar, entonces, que las formas, tipos, dimensiones y pesos sean de variedad prácticamente ilimitada, y que la calidad de las unidades —medida por el valor y por el coeficiente de variación de sus propiedades significativas— cubra todo el rango, desde pésimo hasta excelente.

Es indudable que la racionalización de las unidades de albañilería, aplicada sobre todo para definir tipos y dimensiones preferidas —o estándar— y para clasificarlas de acuerdo con su calidad, es la piedra angular del desarrollo de la albañilería estructural. No es posible pensar que el desarrollo de la albañilería estructural será viable, salvo en sectores reducidos y aislados de la actividad constructora, si la producción de unidades de albañilería es, en todo sentido, irrestricta y caótica.

Las unidades de albañilería se denominan ladrillos o bloques. Los ladrillos se caracterizan por tener dimensiones —particularmente el ancho— y pesos que los hacen manejables con una sola mano en el proceso de asentado. El ladrillo tradicional es una pieza pequeña que usualmente no tiene un ancho mayor de 10 a 12 cm, y cuyo peso no excede los cuatro kilos (figura 4.1).

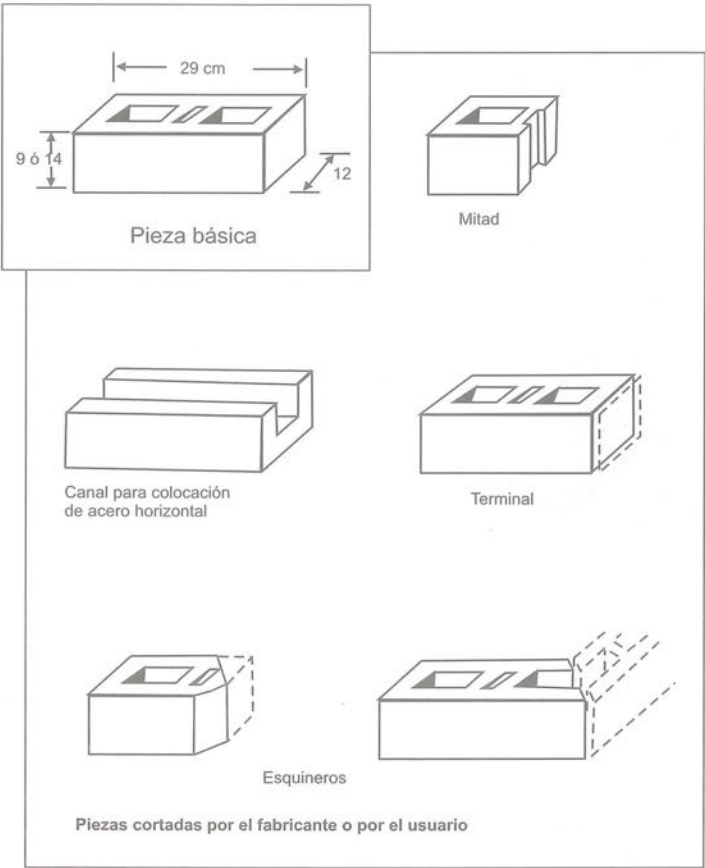


4.1. Ladrillo: manejo con una sola mano.

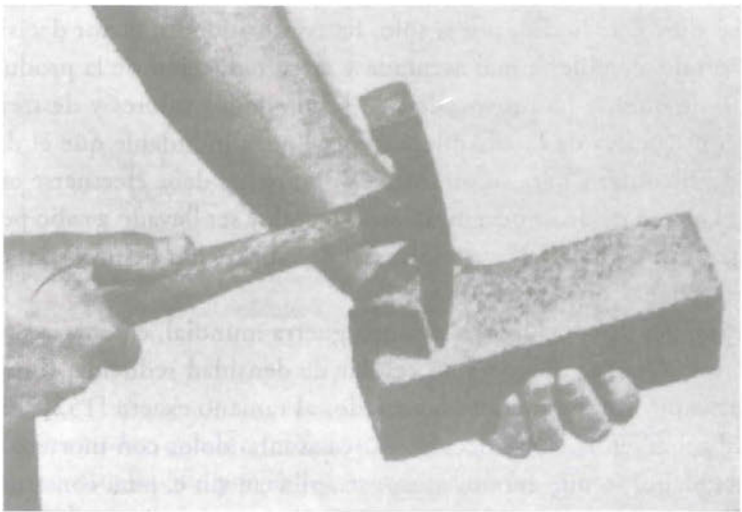
Lamentablemente, en muchas oportunidades, las industrias de ladrillo han decidido las dimensiones y pesos de las unidades que producen basándose, exclusivamente, en condiciones industriales y comerciales, sin tener en cuenta el proceso de construcción de la albañilería; el resultado de esta decisión ha sido ladrillos cada vez más anchos y pesados que llegan a ser difíciles —o imposibles— de manipular adecuadamente en obra. Una segunda característica de los ladrillos, adicional a la ya mencionada, es que normalmente el fabricante solo forma la pieza estándar; el resto de las piezas necesarias para la construcción, tales como terminales, cartabones y esquineros, tienen que ser cortados en obra (figura 4.2). Este corte lo hace el albañil con sus herramientas tradicionales.

Los bloques están hechos para manipularse con las dos manos (figura 4.3), lo que ha determinado que en su elaboración se haya tomado en cuenta el que puedan pesar hasta unos quince kilos (en algunos casos más); que el ancho no sea definido, basándose en condiciones ergonómicas y que se provean, más bien, alvéolos o huecos, que permiten asirlos y manipularlos sin maltratarse los dedos o las manos (figura 4-3). Estos alvéolos, a su vez, han servido para permitir la colocación de la armadura y luego la del concreto líquido. Dada la dimensión, complejidad y costo de la pieza estándar, es típico que todas las otras piezas que se requieren para la construcción sean también formadas por el fabricante, para evitar así la mayor parte de los cortes de la pieza estándar y para entregar usualmente a obra las cantidades exactas de cada una de las piezas requeridas (figura 4.4).

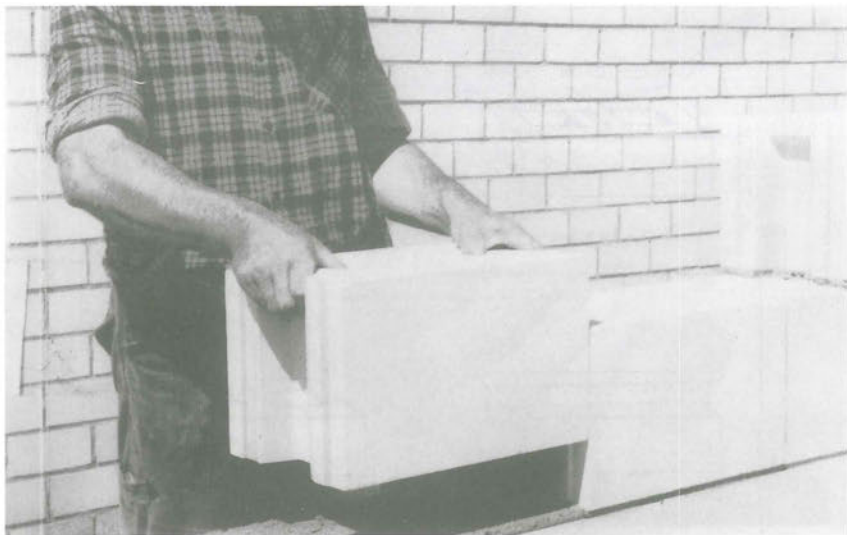
a)



b)



4.2. Ladrillo: a) unidades; b) corte con la picota

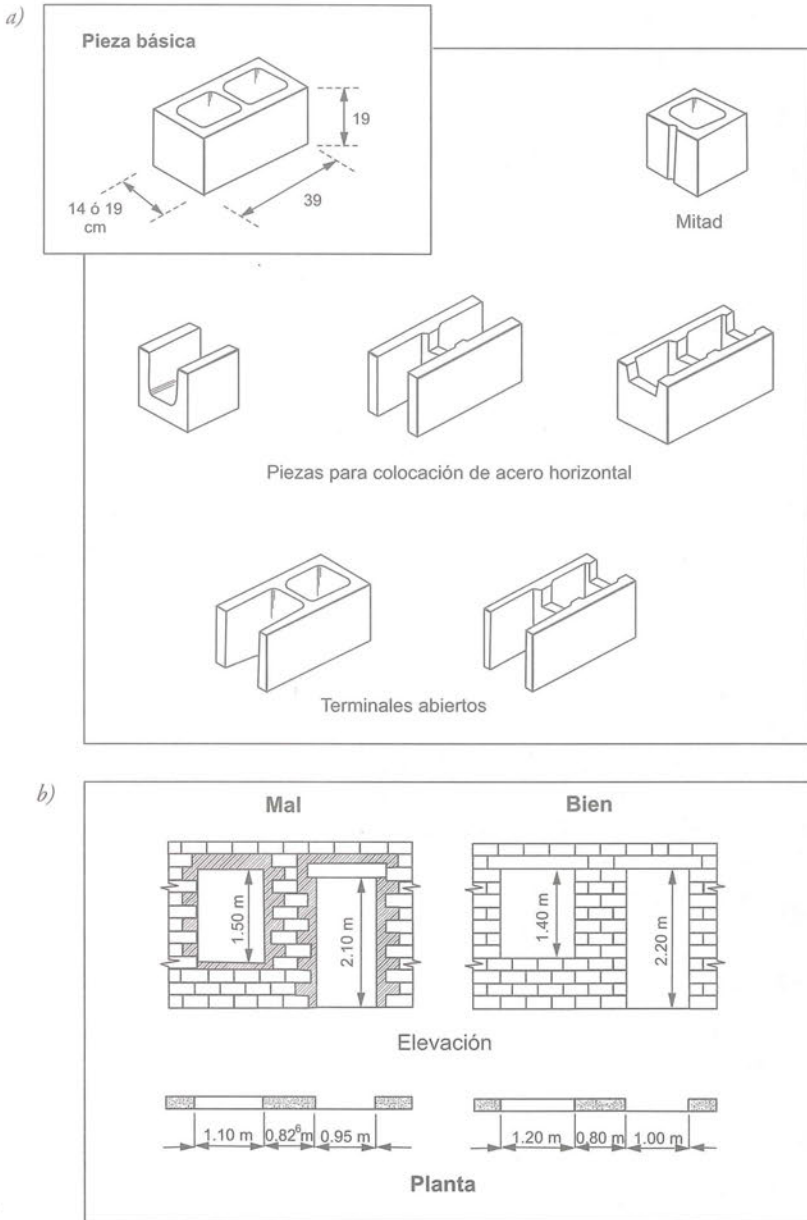


4.3. Bloque: manejo con las dos manos.

Por otro lado, los pequeños recortes requeridos en las unidades —por ejemplo para dejar las aberturas de los registros necesarios en la base del muro, cuando este ha de llenarse con concreto líquido, o para empotrar las cajas de la instalación eléctrica— se pueden efectuar en fábrica o en obra manualmente o con cortadoras mecánicas de disco (figura 4.5).

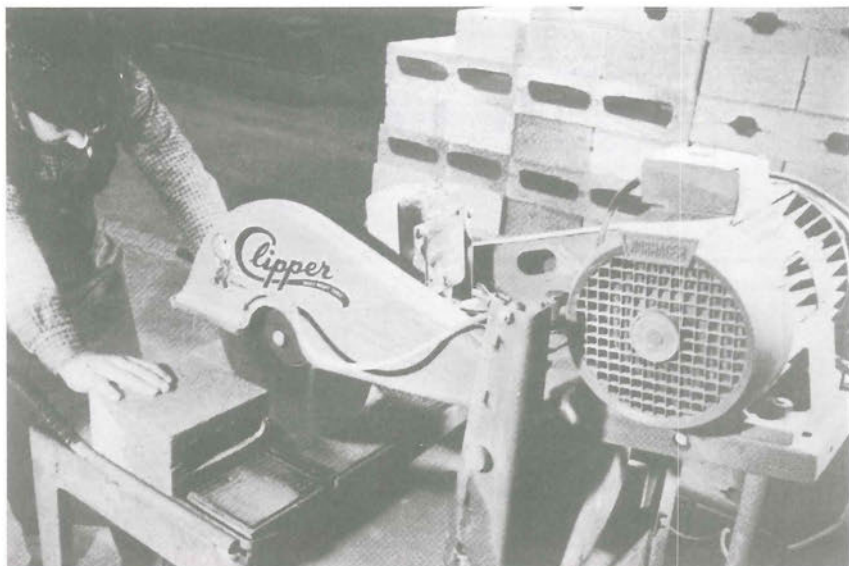
Como ya se ha mencionado, los fabricantes proveen al mercado de la construcción, en una proporción muy importante del total, de unidades que no son identificables como ladrillos ni bloques, y para cuyo manejo no basta una mano y sobran las dos. Este hecho, por sí solo, ha constituido un factor decisivo en la construcción de albañilería mal asentada y en la reducción de la productividad de la mano de obra, y ha provocado la pérdida de los valores y destrezas de la artesanía constructiva de la albañilería. Por ello, es indudable que el diseño de unidades de albañilería para su producción industrial debe efectuarse exclusivamente en el marco de una normalización integral, y ser llevado a cabo por personas versadas, tanto en el proceso industrial de fabricación de unidades como en las demandas de la construcción.

Poco después de concluida la segunda guerra mundial, en Suecia se inició la producción de bloques de concreto celular de densidad reducida, formados en moldes muy uniformes y precisos o cortados al tamaño exacto [152]. Estos bloques se utilizaban en la construcción, ya sea asentándolos con mortero a la manera tradicional o, lo que era novedoso, se apilaban sin él para construir muros de albañilería portantes de edificaciones de hasta tres pisos de altura (figura 4.6).



4.4. Bloque: a) unidades; b) modulación con unidades estándar.

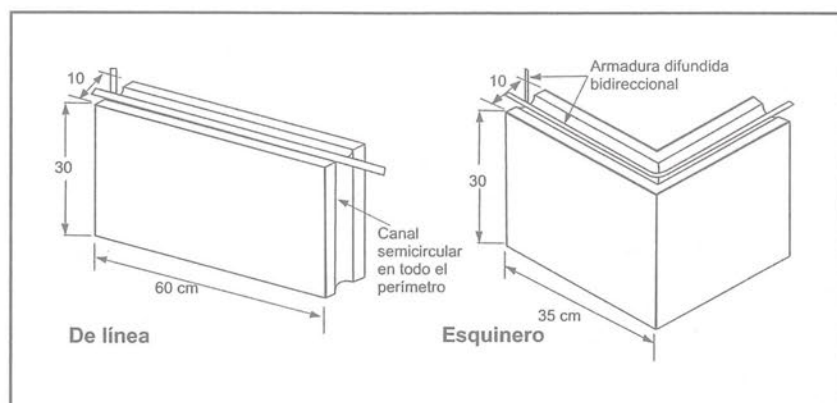
Esta misma idea —la de utilizar unidades apiladas in usar mortero— fue aplicada conceptualmente por el ilustre arquitecto norteamericano Frank Lloyd Weight en el diseño de la casa popular Usonian en el año 1950 (figura 4.7).



4.5. Cortadora de disco para el recorte de bloques.



4.6. Bloque de concreto celular liviano apilado sin mortero (Suecia). Nótese los discos plásticos de engrape en las esquinas.



4.7. Bloque Usonian

En experimentaciones realizadas en Colombia en la década de 1960 se empleó el mismo concepto, pero ya no utilizando unidades geoméricamente perfectas e iguales, como las de Suecia o las propuestas por Wright, sino bloques de concreto de peso normal producidos en rústicas máquinas vibro-comprensoras. Estas unidades se apilaban con la ayuda de cuñas de madera para mantener la línea y el plomo, y luego se sellaban en las juntas con azufre fundido, para lograr así algún grado de asiento para repartir las cargas verticales y también cierta resistencia a la tracción (figura 4.8).

El concepto de las piezas grandes y livianas ha sido desarrollado a partir de la idea sueca. Hoy se elaboran muchas unidades de albañilería que son manipuladas con el apoyo de pequeños implementos mecánicos (figura 4.9). Estas dos técnicas —el bloque apilable y el bloque de gran tamaño— fueron rescatadas con vigor en las décadas de los setenta y ochenta para producir, en diferentes partes del mundo, novedosas unidades que modificaron, substantivamente, la construcción actual de albañilería. En el Perú el bloque apilable ha desplazado a la albañilería armada asentada con unidades sílico calcáreas.

Este capítulo trata de tipificación, la elaboración, las propiedades y la clasificación de los ladrillos y los bloques apilables y los de gran tamaño.

4.2. TIPOLOGÍA

La tipología de las unidades de albañilería se realiza casi universalmente basándose en el área neta, medida en proporción a la superficie bruta de la cara de asiento, y en las características de los alvéolos. La tipología no tiene que ver ni con el tamaño de las unidades ni con la materia prima con que se elaboran. Es decir, para el mismo tipo pueden haber ladrillos o bloques.

a)



b)



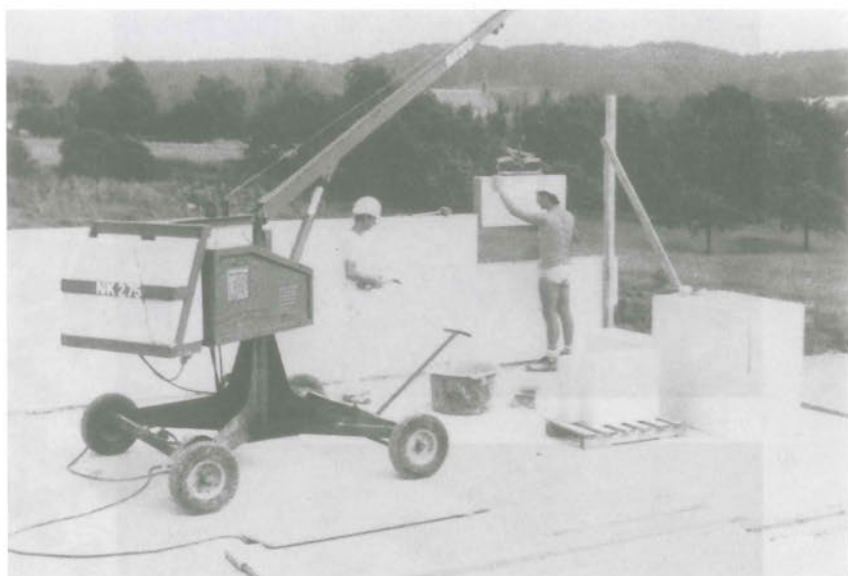
4.8. Construcción de albañilería apilada con bloques semiindustriales.

a) Cuñas de madera para lograr el alineamiento y el plomo de las unidades.

b) Sellado final de las juntas secas con azufre fundido.

En la figura 2.9 se ilustran los diferentes tipos de unidades de albañilería, que son los siguientes:

- a. Unidades sólidas o macizas. En estas unidades las perforaciones o alvéolos, necesariamente perpendiculares a la cara de asiento, no deben

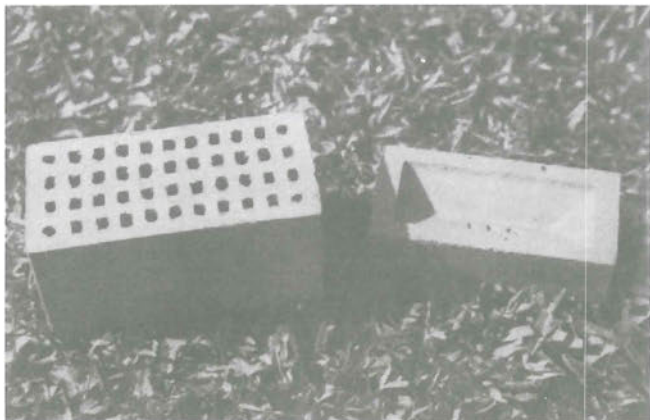


4.9. Unidades manipuladas con ayuda de implementos mecánicos.

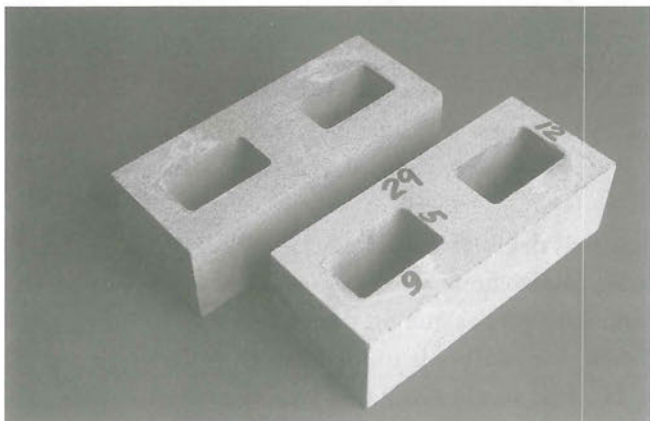
alcanzar más del 30% del área de la sección bruta. En otras palabras, las unidades sólidas no son solo aquellas que no tienen alvéolos, sino que son también aquellas que los tienen hasta un límite determinado. En la aplicación de este tipo de unidades se consideran, para todas las propiedades, las de la sección bruta; el área, el módulo resistente y el momento de inercia se calculan en función del espesor y el largo de la unidad, sin tener en cuenta los alvéolos (figura 4.10). El límite del 30% para el área alveolar no es arbitrario, está ligado con el comportamiento estructural dúctil —no frágil— de las unidades en compresión y está avalado por diversos ensayos [152] que sitúan el límite de vacíos, desde el punto de vista estructural alrededor del 30% (véase, al respecto, la tabla 4.1). El límite de 30% es mayor que el mínimo requerido para la quema uniforme en la industria de ladrillos de arcilla.

- b. Unidades huecas. En las unidades huecas el área alveolar excede el 30% del área bruta y los alvéolos tienen dimensiones tales que pueden llenarse con concreto líquido. En este caso todas las propiedades de la sección corresponden a las de la sección neta; consecuentemente, la forma y disposición de los alvéolos debe ser conocida para determinar el módulo resistente y el momento de inercia de la sección. Cuando los alvéolos de estas unidades, en su aplicación, se llenan con concreto líquido, la albañilería pasa a ser tratada como sólida (figura 4.11).

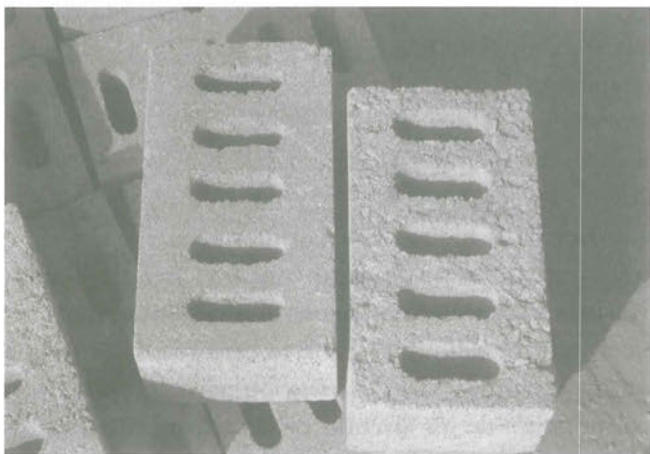
a)



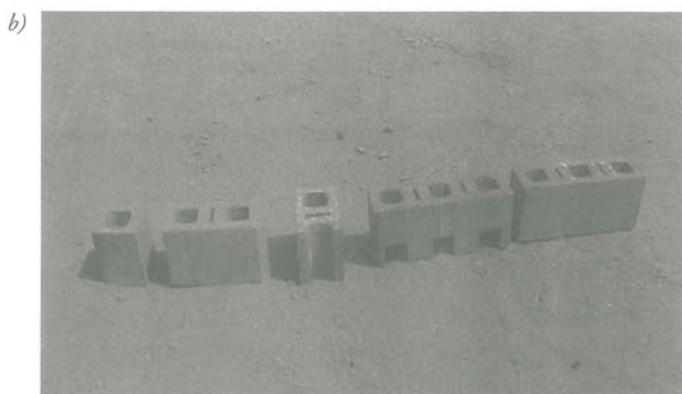
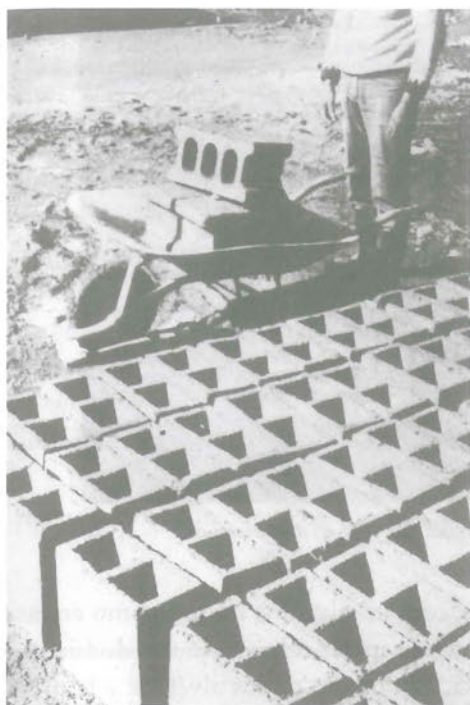
b)



c)

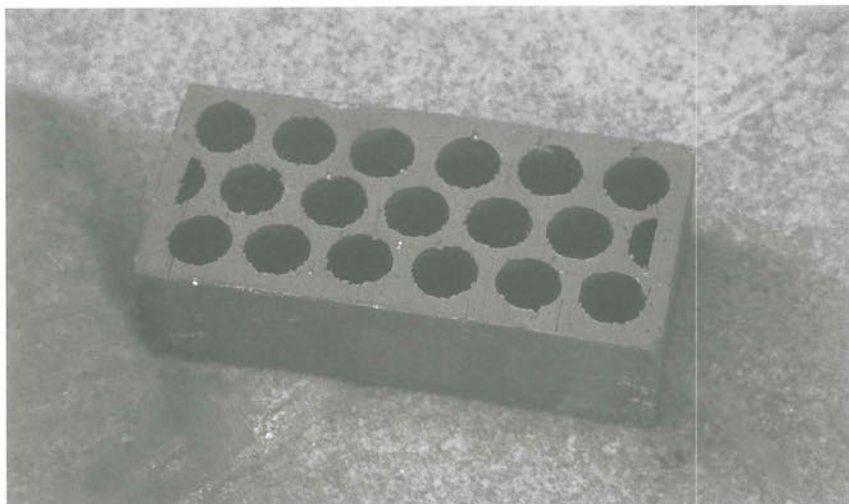


4.10. Unidades sólidas típicas: las áreas de las perforaciones en la unidad de arcilla, y los alvéolos en las sílico-calcáreas (o de concreto), no exceden del 30% del área bruta.
 a) Ladrillos de arcilla. b) Ladrillos sílico-calcáreos. c) Ladrillos de concreto.



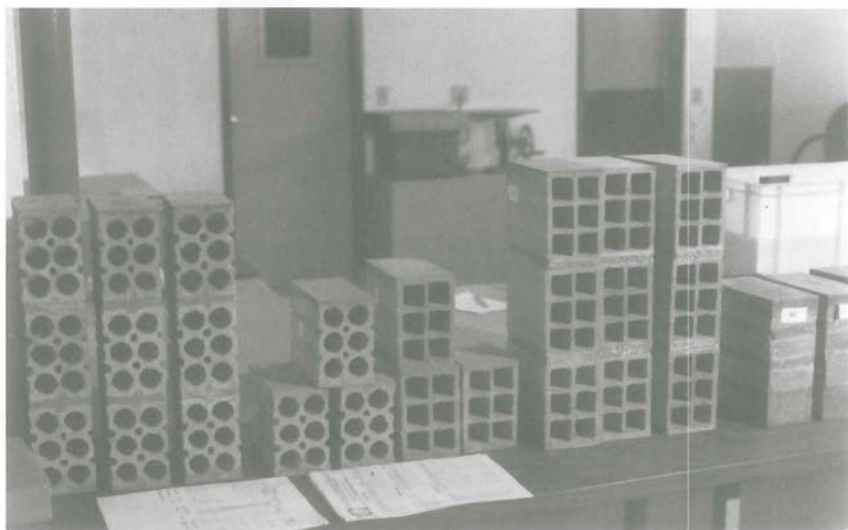
4.11. Unidad hueca. a) Bloques de concreto de dos y tres alvéolos. El área alveolar es casi 50% en ambos casos. b) Bloques de arcilla.

- c. Unidades perforadas. Las unidades perforadas tienen, como las unidades huecas, más del 30% del área bruta ocupada por alvéolos; se diferencian de ellas por el hecho de que los tamaños de los alvéolos son reducidos (menores de 4×5 cm) y, consecuentemente, no pueden llenarse con concreto líquido (figura 4.12).



4.12. Unidad perforada. Ladrillo de arcilla con 40% de área alveolar.

- d. Unidades tubulares. En estas unidades los alvéolos no son como en las unidades sólidas, huecas o perforadas, perpendiculares a la cara de asiento de la unidad, sino paralelos a esta. El tamaño de los alvéolos y la proporción del área de estos, en relación con el área bruta de la cara lateral de la unidad, varían grandemente en la producción industrial. Sus propiedades y sus características resistentes se determinan y consideran como si la unidad fuera sólida (figura 4.13).



4.13. Unidades tubulares. Ladrillos de arcilla.

Al margen del valor de la resistencia a la compresión, de las unidades de los diversos tipos, la diferencia del comportamiento radica en la fragilidad de la falla. Las unidades sólidas son las únicas que muestran un comportamiento razonablemente *dúctil*, sin fallas explosivas, mientras que todas las otras presentan, al ser rotas en compresión —ya sea como unidades individuales o como componentes de un muro— fallas explosivas frágiles. La consecuencia de este hecho es que las unidades huecas y perforadas son admitidas con condiciones, y las tubulares no son admitidas para la construcción de muros portantes, particularmente en zonas sísmicas. Cuando las unidades huecas se llenan con concreto líquido su comportamiento en la falla se modifica, *ductilizándose*; entonces pasan a ser admitidas para la construcción de muros portantes. En la tabla 4.1 se señalan las limitaciones de aplicación estructural de los diferentes tipos de unidades de albañilería.

Los ladrillos son, en general, sólidos, perforados y tubulares y, en muy pocos casos, huecos. Los bloques son siempre huecos (figuras 2.5 y 4.11);

TABLA 4.1.
Limitaciones de aplicación estructural de los tipos de unidades de albañilería

Tipo	Posibilidad de aplicación			
	Muro en zona sísmica		Muro en zona no sísmica	
	Portante	No portante	Portante	No portante
Sólida	Óptima	Aplicable, pero muy pesada y costosa	Óptima para cargas elevadas	Aplicable, pero muy costosa
Hueca	No aplicable tal cual. Óptima si se llenan alvéolos con concreto líquido.	Óptima	Aplicable	Óptima
Perforada	No aplicable, salvo que el área alveolar sea 30% o menos que el área bruta.	Óptima	Aplicable	Óptima
Tubular	No aplicable	Óptima	No aplicable	Óptima

excepcionalmente, cuando se trata de piezas muy grandes (figura 4.9) o de materia prima liviana (figura 4.6), pueden ser sólidos.

4.3. FORMADO

El formado de las unidades de albañilería se realiza, para todas las materias primas —arcilla, concreto y sílice-cal—, mediante el moldeo, acompañado y asistido por algún método de compactación compatible con cada material.

En el caso exclusivo de la arcilla se utiliza también la extrusión. El método de formado define decisivamente la calidad de la unidad de albañilería, la variabilidad de sus propiedades y su textura. En la tabla 4.2 se indican los diversos métodos de formado y su aplicabilidad a las diferentes materias primas con que elaboran las unidades de albañilería.

TABLA 4.2.
Aplicabilidad de los métodos de formado a las diferentes materias primas para unidades de albañilería

	Corte	Moldeo				Extrusión
		Sin presión	Con presión	Vibración	Vibro-compresión	
Arcilla		•	•			•
Concreto		•		•	•	
Sílice-cal Piedra	•		•			
Suelo-cemento		•	•			

Los métodos de compactación que acompañan y asisten al moldeo, y las materias primas para los que son aplicados o aplicables se listan a continuación. El listado está en orden creciente de fuerza de compactación, consumo de energía para su aplicación y calidad medida tanto en valor de las propiedades deseables como en el coeficiente de variación decreciente de este:

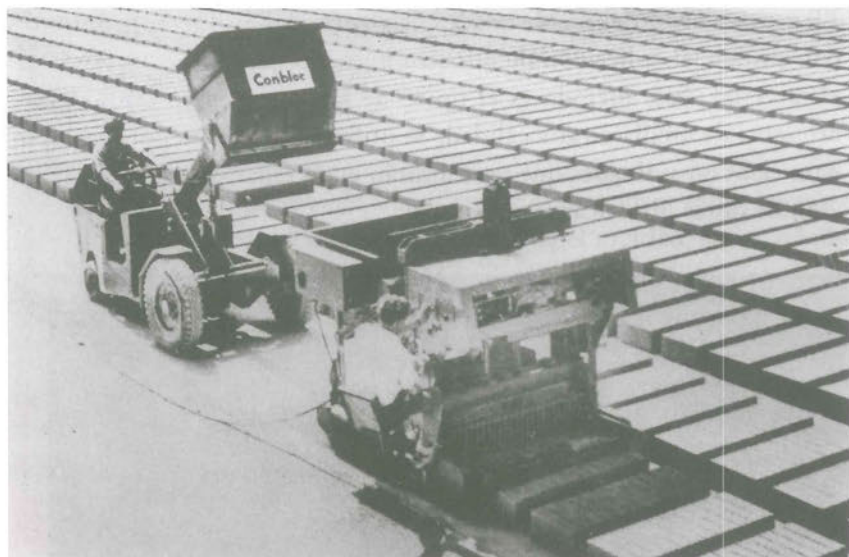
- Llenado manual del molde con alguna presión manual en el caso de la arcilla o chuceo en el caso del concreto. Es la forma más primitiva de fabricación.
- Llenado manual del molde y aplicación de presión manualmente con ayuda de una palanca y vibración. Esta operación se realiza en un tipo de máquina liviana y fácilmente transportable, empleándose principalmente para el formado de ladrillo de concreto a pie de obra y semiindustrialmente.

- c. Llenado manual del molde con arcillas amasadas a su temple óptimo y con sustancial aplicación de esfuerzo humano para llenar y compactar el material. Este método es el típico de la construcción tradicional y artesanal de arcilla de alta calidad. Se utiliza actualmente, por ejemplo, para elaborar unidades que se utilizarán en la reparación o reconstrucción de obras históricas (figura 4.14).

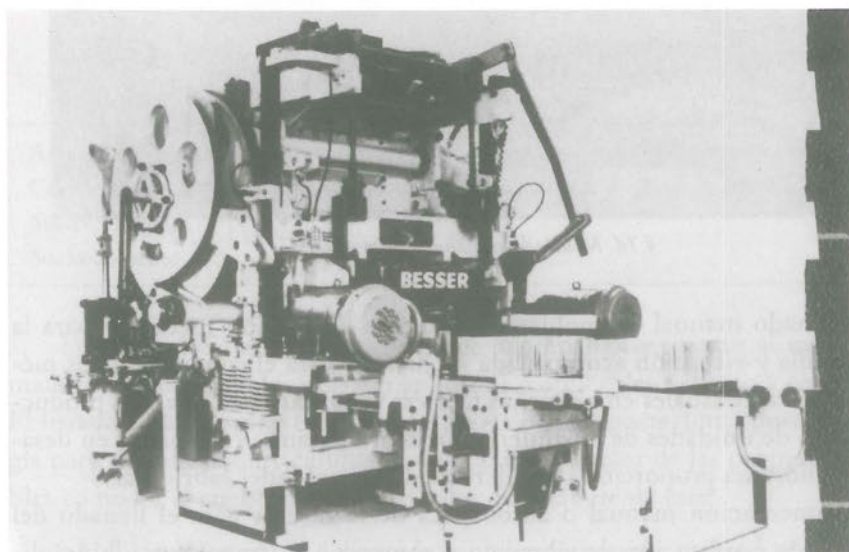


4.14. Moldeado artesanal de alta calidad.

- d. Llenado manual de moldes y aplicación de presión mecánica para la arcilla y vibración acompañada de presión para el concreto. Estos métodos son usuales en pequeñas fábricas semindustriales para la producción de unidades de albañilería que representan, en los países en desarrollo, una proporción considerable de las unidades fabricadas.
- e. Alimentación manual o automática de la mezcla para el llenado del molde y aplicación de vibración y compresión —mecánica o hidráulica— en máquinas móviles llamadas *ponedoras*, para la elaboración de unidades de concreto. Este tipo de formado de la unidad de albañilería se usa tanto a pie de obra como industrialmente (figura 4.15).
- f. Alimentación automática para el llenado del molde y aplicación de vibración y compresión —mecánica, hidráulica o neumática— en máquinas estacionarias para la elaboración de bloques y ladrillos de concreto de alta calidad (figura 4.16).



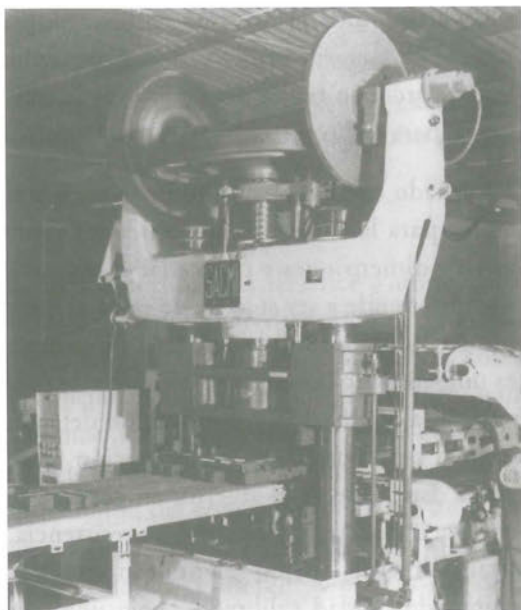
4.15. Fabricación de unidades de concreto con máquinas ponedoras.



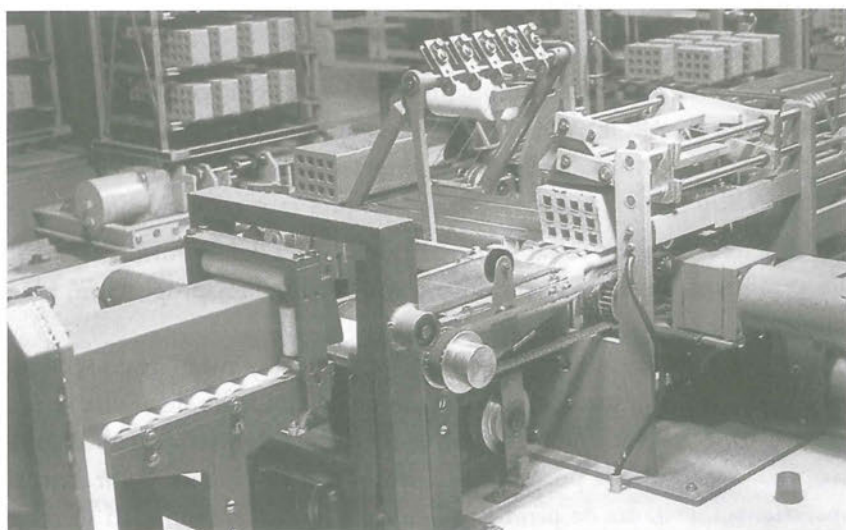
4.16. Máquina de vibro-compresión estacionaria para la fabricación de unidades de concreto.

- g. Alimentación automática para el llenado del molde y aplicación de presión —mecánica, neumática o hidráulica— en poderosas máquinas estacionarias para la fabricación de unidades de arcilla sílico-calcáreas (figura 4.17).

4.17. Prensa hidráulica de alta capacidad para la fabricación de unidades de arcilla y silico-calcáreas.



La extrusión consiste en producir una columna de arcilla amasada a la consistencia de una mezcla plástica, forzada a pasar a través de un dado que le da el tamaño, forma y aplicación de alvéolos. La columna fresca de arcilla es luego cortada por hilos que viajan en el plano vertical, encajados verticalmente, que corresponden a las unidades de albañilería (figura 4.18). Las propiedades y el



4.18. Proceso de extrusión. Nótese en el lado izquierdo la columna de arcilla, y en el derecho el sistema de corte.

coeficiente de variación de las mismas en los productos de arcilla extruidos dependen tanto de la materia prima y de su amasado, como de la presión para forzar la masa de arcilla a través del dado y de la calidad del equipo empleado.

En general, para la producción industrial controlada se tiene que:

- a. El formado mediante moldeado con asistencia de presión elevada se emplea para la sílice-cal. Las unidades producidas son las más perfiladas y de dimensiones y propiedades más uniformes. La textura de estas unidades tiende a ser suave y de poro cerrado. Este método de formado produce unidades sólidas, huecas y perforadas.
- b. Las unidades moldeadas con asistencia de presión y vibración son de concreto. Si la graduación y dosificación del agregado es correcta, ellas estarán bien perfiladas, con poca variación de dimensiones en planta, y de textura áspera de poro abierto; en general, tendrán variaciones relativamente grandes en su altura y en su resistencia, variaciones que se reducen sustancialmente cuando se emplean mezclas de dosificación uniforme y equipos de calidad calibrados, bajo una supervisión en la producción. Este método de formado produce unidades macizas y huecas.
- c. Las unidades extruidas son, como se ha dicho, siempre de arcilla. Dependiendo de la calidad de estas, se puede obtener dimensiones de sección transversal con poca variación, aunque siempre habrá variaciones mayores en la altura. Las caras laterales de la unidad serán muy suaves, casi pulidas, mientras que la cara de asiento tendrá texturas ásperas, rugosas y de poro abierto. Este método de formado produce unidades macizas, perforadas y tubulares.

4.4. UNIDADES DE ARCILLA [182] [183]

4.4.1. Generalidades

Las unidades de arcilla son usualmente ladrillos. Se les llama ladrillos de arcilla o ladrillos cerámicos. También se produce, aunque en menor proporción, bloques de cerámica.

Se fabrican ladrillos de arcilla sólidos, perforados y tubulares; los bloques, cuando se fabrican, son huecos. El formado de las unidades de arcilla se realiza por todos los métodos de moldeo, con la asistencia de presión (no es posible fabricar unidades de arcilla por moldeo asistido con vibración), y por extrusión. En consecuencia, la gama de productos, su calidad y su variabilidad son prácticamente ilimitadas. El color de las unidades de arcilla va normalmente del amarillo al rojo.

La textura de las unidades de arcilla es lisa cuando ha sido moldeada en contacto con moldes metálicos, y rugosa cuando el moldeo se realiza en moldes de madera arenados; es lisa en las caras formadas por el dado en el proceso de extrusión, y rugosa en las caras cortadas por el alambre en el proceso de extrusión.

4.4.2. Materia prima

La materia prima básica son arcillas compuestas de sílice y alúmina con cantidades variables de óxidos metálicos y otros ingredientes. En general, las arcillas pueden ser clasificadas, dependiendo de su composición básica, como calcáreas y no calcáreas. Las primeras contienen alrededor de 15% de carbonato de calcio y producen ladrillos de color amarillento. Las segundas están compuestas de silicato de alúmina, tienen de 2 a 10% de óxidos de hierro y feldespato y queman a un color rojo o salmón, dependiendo del contenido de óxido de hierro.

Las arcillas se presentan en la naturaleza en forma pura, derivadas directamente de la degradación natural de las rocas ígneas o de los feldespatos o en depósitos aluviales o eólicos y están mezcladas con cantidades apreciables de arena y limo. En general, las mejores arcillas para fabricar ladrillos son las impuras, con alrededor de 33% de arena y limo, pues estos reducen las contracciones y agrietamientos en el momento del secado y la quema.

En todo caso, con el propósito de ser adecuadas para la fabricación de ladrillos, las arcillas deben ser plásticas al mezclarse con agua, de modo tal que puedan ser formadas en moldes o por el dado de las extrusoras. Sus partículas deben tener suficiente adhesión para mantener la estabilidad de la unidad después del formado y ser capaces de unirse fundiéndose cuando se calientan a temperaturas elevadas. Finalmente, el producto terminado no debe mostrar agrietamientos.

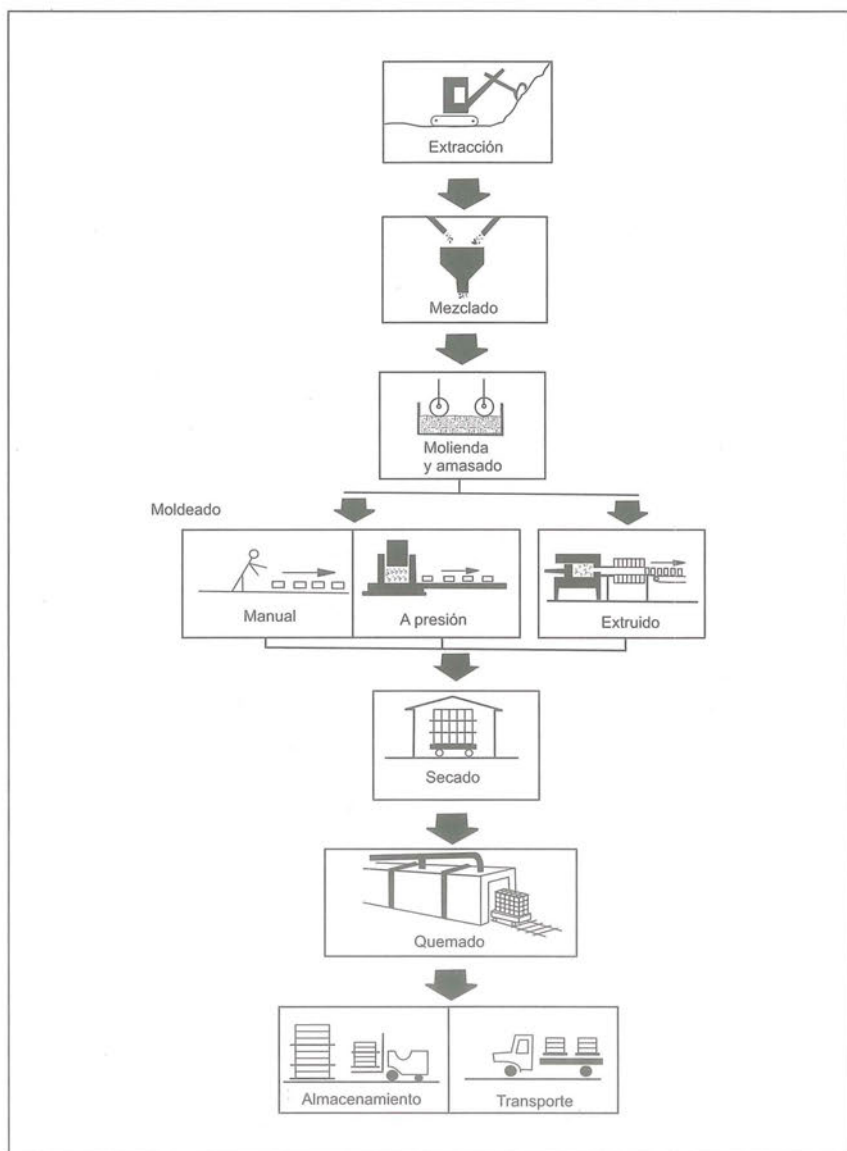
Las arcillas superficiales satisfacen las condiciones anteriores y son las más fáciles de explotar, porque corresponden a una formación sedimentaria reciente y, por lo tanto, son las más empleadas; por otro lado, dado que están más expuestas a la contaminación con sales por razones naturales y por el empleo agrícola del suelo, ellas producen las unidades más vulnerables a la eflorescencia.

4.4.3. Fabricación

En la figura 4.19 se muestra, esquemáticamente, la secuencia del proceso de fabricación de las unidades de arcilla.

Aspectos importantes del proceso de fabricación son los siguientes:

- a. Cuando las unidades van a ser moldeadas a presión elevada se añade una cantidad muy reducida de agua —usualmente no más del 10% en



4.19. Proceso de fabricación de unidades de arcilla.

peso—, para producir una consistencia seca y tiesa. En el caso de fabricación por extrusión, la consistencia necesaria debe ser más plástica, y se añade alrededor de 12 a 15% en peso de agua. La consecuencia es que la misma arcilla, con el método de moldeo, producirá unidades con menos vacíos y, como consecuencia, más resistentes que el método de extrusión.

- b. En todos los métodos de formado debe tenerse en cuenta el hecho de que las unidades, al secarse, se contraerán (entre 4 y 16% en volumen). Consecuentemente, las unidades crudas son hechas de un tamaño mayor, de modo tal que, después de secadas y quemadas, el producto final tenga el tamaño deseado. Dado que es difícil evaluar de antemano la contracción de las arcillas, este solo hecho explica las variabilidades dimensionales mayores que se encuentran en las unidades de arcilla, comparadas con las unidades hechas de concreto o sílice-cal.
- c. Las unidades recién prensadas o extruidas tienen exceso de agua, que debe ser removida antes del quemado. Esta operación se puede hacer en hornos de secado a temperaturas del orden de 200 °C o, tomando más tiempo, al aire libre. En esta etapa es importante evitar el secado rápido, pues causará agrietamientos excesivos; en ella las unidades se contraerán entre 2 y 8% en volumen.
- d. El quemado es la etapa central del proceso de fabricación. Los hornos pueden ser artesanales (figura 4.20) o muy sofisticados, de producción continua. En el proceso de quemado el ladrillo pasa por varias etapas de deshidratación, oxidación y, en algunos casos, vitrificación. La quema se efectúa a temperaturas entre 900 y 1300 °C y dura entre dos y cinco días, dependiendo de las propiedades de la arcilla, el tipo de unidad y las especificaciones del producto terminado.
- e. Es necesario, finalmente, que las unidades sean enfriadas en un proceso que debe ser controlado, pues de ocurrir con rapidez causa el agrietamiento de las unidades.



4.20. Horno artesanal provisional para el quemado de unidades de arcilla.

4.5. UNIDADES DE CONCRETO [113]

4.5.1. Generalidades

Las unidades de concreto pueden ser ladrillos y bloques. Se producen en los tipos sólido y hueco. El formado de las unidades de concreto se hace exclusivamente por moldeo asistido por presión o vibración, o por una combinación de ambas. El color natural de las unidades es gris o gris verdoso. Lo peculiar de la fabricación de unidades de concreto es que las mezclas pueden ser dosificadas para producir unidades de resistencia variables dentro del mismo tipo de unidad.

4.5.2. Materia prima

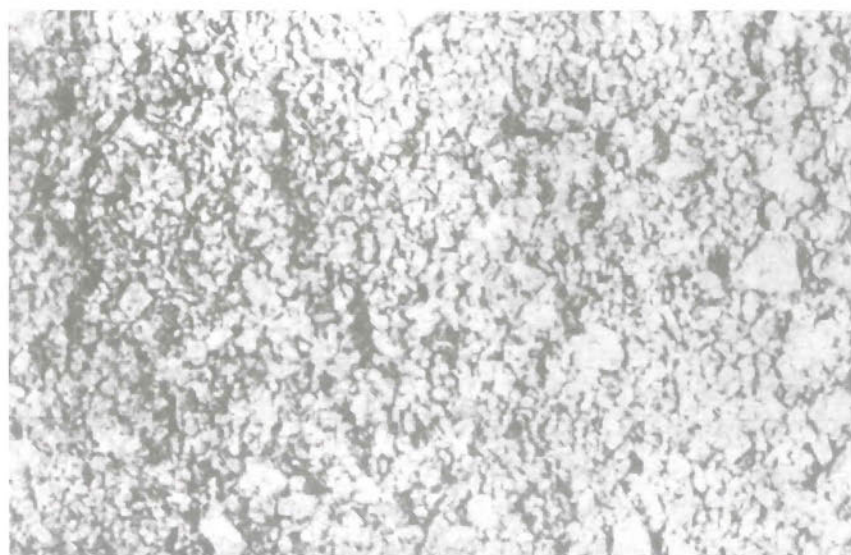
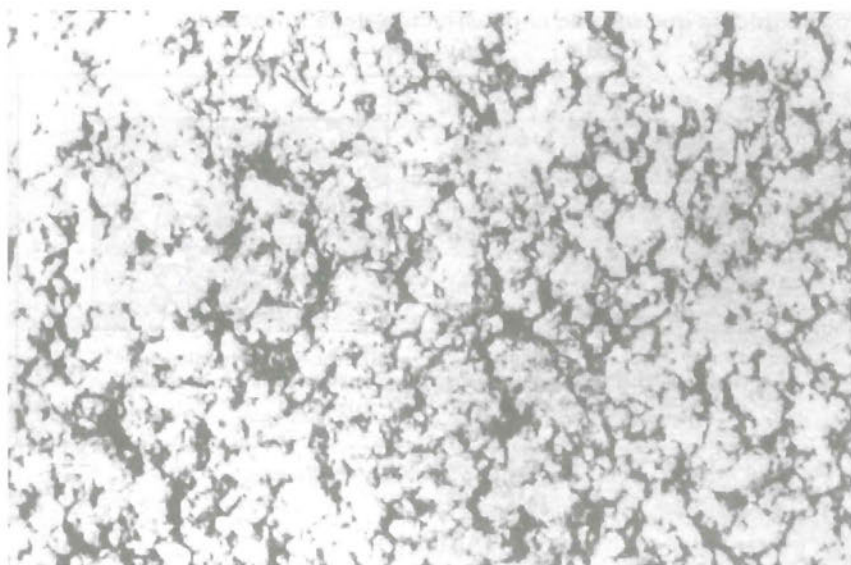
Las unidades de concreto —bloques y ladrillos— se hacen casi exclusivamente de cemento *portland*, agregados graduados y agua. Dependiendo de los requisitos específicos, las mezclas pueden contener también otros ingredientes, tales como pigmentos y agregados especiales. Se fabrican de peso normal y de peso liviano, que derivan de la densidad de los agregados utilizados en el proceso de manufactura. En la tabla 4.3 se indican diferentes agregados y el rango de densidad de las unidades que con ellos se producen.

TABLA 4.3.
Densidades de unidades de concreto elaboradas con diferentes agregados

Agregado	Densidad (kg/m ³)
Arena y piedra	2000 – 2350
Escorias	1600 – 2200
Arcilla expandida	1200 – 1500
Piedra pómez	950 – 1300
Concreto celular	400 – 700

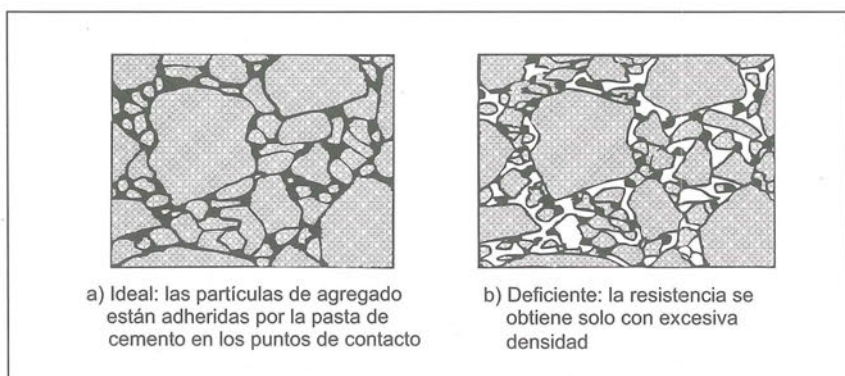
El arte de producir unidades de concreto consiste en obtener una resistencia adecuada con la mínima densidad y con el mínimo contenido de cemento, de modo que sea posible reducir al mínimo el costo de los materiales y el riesgo de producir unidades con excesiva contracción de fragua. El factor determinante es la textura de la superficie de la unidad. Ya sea que las unidades sean hechas con agregados normales o livianos, las partículas de agregado deben estar unidas por la pasta de cemento para formar una estructura relativamente abierta sobre la

base de una compactación parcial del concreto bajo la influencia de la vibración. Esto significa que mientras el concreto está siendo vibrado, la pasta de cemento debe licuarse y fluir a los puntos de contacto de las partículas de agregado, uniéndolas. Cuando la vibración cesa, la pasta de cemento deja de ser un líquido, y la unidad puede ser desmoldada manteniéndose firme en su manipuleo posterior (figura 4.21).



4.21. Textura abierta ideal (arriba) y textura cerrada no tan deseable (abajo).

Todo esto se consigue con graduaciones correctas de agregado; en caso de que estas no sean adecuadas, la resistencia del bloque solo podrá obtenerse aumentando la compactación y la densidad, y provocando una superficie de textura cerrada parecida a la del concreto (figura 4.22). En la tabla 4.4 se provee las granulometrías adecuadas para el agregado. La textura abierta de una unidad correctamente elaborada es superior a la textura tipo concreto convencional, porque otorga una mejor adhesión con el mortero y porque tiene una capilaridad más reducida que impide la penetración de la humedad.



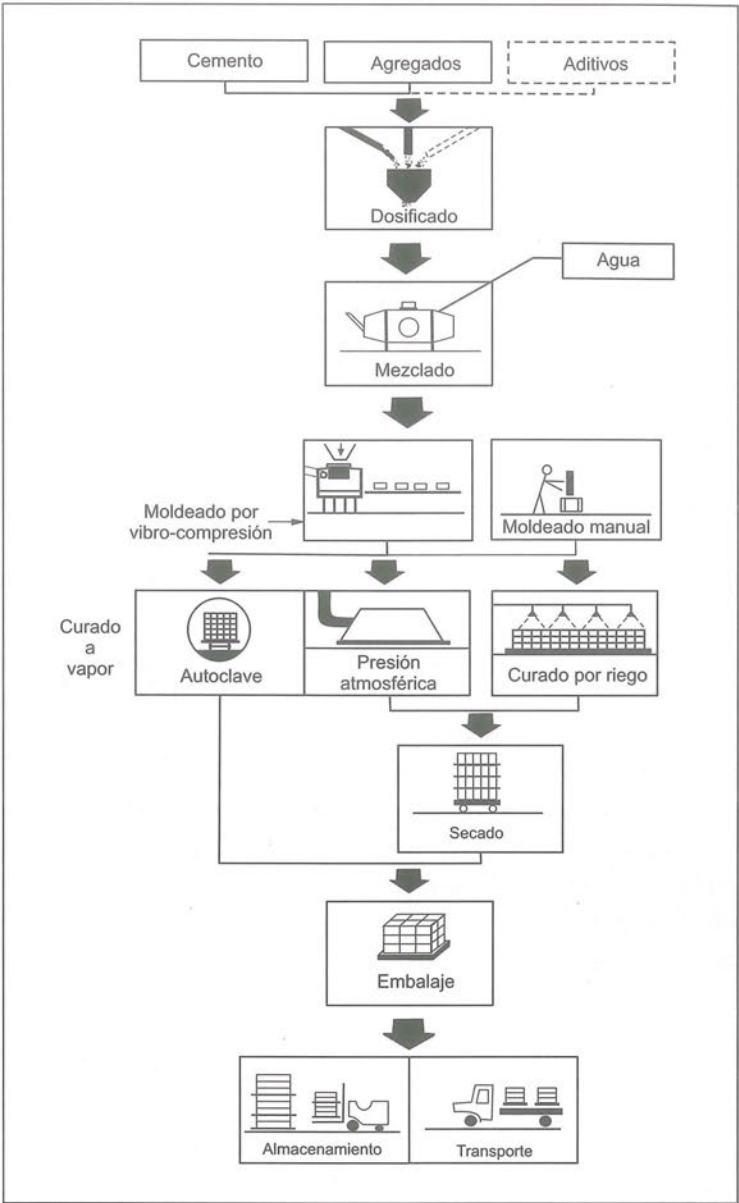
4.22. Estructura del concreto en los bloques.

TABLA 4.4.
Granulometría de los agregados para bloques

Tamiz ASTM	% que pasa		
	Textura fina	Textura media	Textura gruesa
3/8	100	100	100
# 4	79	75	70
# 8	64	60	50
# 16	49	45	33
# 30	34	30	19
# 50	18	15	9
# 100	6	5	2
Módulo de fineza	3,5	3,7	4,2

4.5.3. Fabricación

En la figura 4.23 se muestra, esquemáticamente, la secuencia del proceso de fabricación de las unidades de concreto.



4.23. Proceso de fabricación de las unidades de concreto

Los aspectos importantes del proceso son los siguientes:

- a. Debido al relativamente bajo contenido de cemento utilizado en la mezcla, y por la necesidad de que esta esté lo suficientemente cohesio-
nada, es importante que el concreto sea mezclado de forma totalmente

homogénea. Esto se consigue utilizando mezcladoras de alta eficacia, que aseguran una rápida producción de los hidratos del cemento, o por el tiempo más largo de mezclado en mezcladoras convencionales para posibilitar la formación de los hidratos.

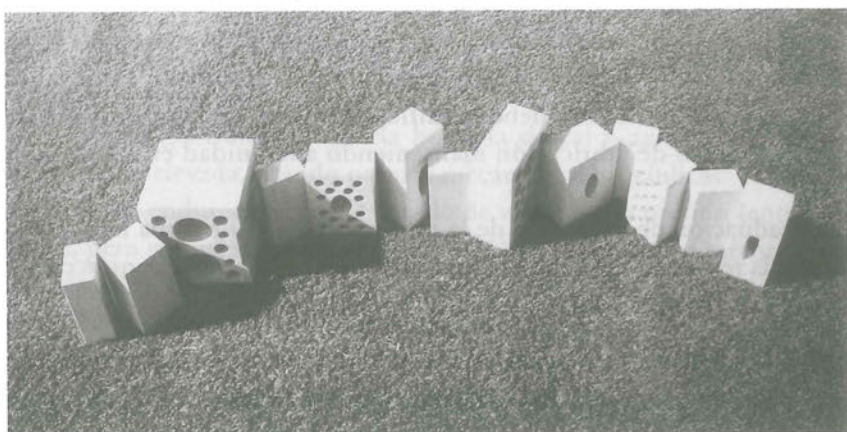
- b. En el caso de máquinas sofisticadas, ponedoras o estacionarias, la máquina distribuye automáticamente el concreto en el molde, lo compacta y lo desmolda repitiendo el ciclo. En el caso de máquinas estacionarias, el molde descansa en una bandeja que se utiliza luego para trasladar la unidad hasta un lugar de maduración; la bandeja debe permanecer hasta que la unidad pueda ser manipulada directamente. En las máquinas ponedoras las unidades son depositadas en la superficie de la pista de fabricación, y la máquina se mueve a sucesivas posiciones de fabricación.
- c. Los métodos de alimentación del concreto al molde no siempre distribuyen de forma pareja el concreto. Muchas veces, particularmente en la fabricación de bloques, las partes exteriores, lejanas del punto de alimentación, reciben menos material. Como todas las partes son compactas a la misma altura final, controlada por el cabezal de la máquina, estas partes exteriores serán de menor densidad y resistencia que las del resto del bloque, con la consecuente reducción de resistencia de toda la unidad. Debe darse, en todos los procesos de moldeo de unidad —particularmente de bloques— especial atención a la correcta y uniforme distribución del material en todas las partes del molde.
- d. El largo y ancho de las unidades se controla por las dimensiones del molde, y solo variarán con el desgaste de este. La altura, sin embargo, es sensitiva a la operación del cabezal de la máquina y a su nivel de caída. Esta operación debe ser estrictamente controlada para limitar la variación de la altura de las unidades y para reducir la variación de compactación de una a otra.
- e. Una vez que las unidades —particularmente los bloques— dejan el molde, deben ser tratadas cuidadosamente para evitar daños hasta que adquieran la resistencia adecuada para su manipuleo.
- f. Después de desmoldar las unidades, estas deben ser maduradas. Esto implica, por lo menos, su curado húmedo bajo condiciones ambientales hasta el desarrollo de la resistencia requerida.
- g. Sin embargo, una vez adquirida la resistencia, las unidades de concreto deben dejarse secar y luego permanecer secas por lo menos quince días, para minimizar los efectos de la contracción del secado.
- h. Es común el curado de los bloques en cámaras de vapor a baja presión, a temperaturas que van de 50 a 75° C en procesos que incluyen el aumento

gradual, la mantención y la reducción paulatina de la temperatura, y que duran entre doce y dieciocho horas. También se utilizan procedimientos de curado a presión en autoclave, a temperaturas que van de 150 a 200° C y presiones de seis a diez atmósferas. En este método, la resistencia de las unidades obtenidas es menor que la de las producidas por curado a baja presión; pero, por otro lado, su estabilidad volumétrica es sustancialmente mejor.

4.6. UNIDADES SÍLICO-CALCÁREAS [193]

4.6.1. Generalidades

Las unidades sílico-calcáreas —o de sílice-cal— pueden ser ladrillos y bloques. Se producen en los tipos sólidos, hueco y perforado (figura 4.24).



4.24. Diversidad de unidades sílico-calcáreas: las hay sólidas, huecas y perforadas, tanto en ladrillos como en bloques.

Las unidades sílico-calcáreas siempre se forman mediante moldeado a alta presión. Su color natural es prácticamente blanco con un ligero tinte gris, amarillo o rosado, dependiendo del color de la arena empleada.

Dado que es posible que las proporciones de los ingredientes sean variadas, se pueden producir unidades de diferentes calidades. Ellas son distinguibles, casi exclusivamente, por su resistencia a la compresión, ya que todas las unidades sílico-calcáreas se caracterizan por tener variabilidad dimensional muy reducida, ser muy perfiladas y de textura más bien suave, la que depende, en alguna medida, de las características de la arena.

4.6.2. Materia prima

Los ingredientes de los ladrillos sílico-calcáreos son la cal —viva o hidratada—, arena natural o roca triturada o una combinación de ellas. Las unidades sílico-calcáreas fueron conocidas inicialmente como unidades de cal y arena, cuando se fabricaban solo con arenas naturales.

Para ser adecuadas, la arena o roca triturada que se utilice debe tener un contenido razonable de sílice —normalmente más de 75%—, dado que el endurecimiento depende de la reacción química entre la cal y las superficies libres de la sílice. Muchos fabricantes utilizan arenas compuestas esencialmente de granos de cuarzo. Sin embargo, las arenas no cuarzosas han sido utilizadas con éxito cuando no contienen, en cantidades importantes, sustancias deletéreas como arcillas expansivas, sales solubles, álcalis, sulfatos solubles, arcillas y limos. En algunos países, como Rusia y Sudáfrica, se utilizan residuos mineros en lugar de arena. Por otro lado, no es posible prefijar límites rígidos para las características de la arena, porque su aceptabilidad depende de circunstancias locales: si no se ha de modificar la arena, dependerá de la resistencia y durabilidad adecuadas a las condiciones de clima y construcción a los que la unidad está destinada, o, cuando se debe modificar la arena, de la posibilidad de tratarla en el proceso de fabricación manteniendo a la unidad en un precio competitivo.

La graduación de la arena o de la roca triturada es de suma importancia ya que afecta la resistencia potencial, la textura, la porosidad y la contracción de las unidades. Los siguientes criterios son recomendables:

- a. El tamaño máximo de agregado debe ser 6 mm (tamiz ASTM 1/4"), y, excepcionalmente, 10 mm (tamiz ASTM 3/8").
- b. No más de la tercera parte del total del agregado debe exceder 1 mm (tamiz ASTM # 16) para unidades de textura gruesa o 10% para textura fina. La proporción óptima de la fracción gruesa dependerá de la distribución de los tamaños de las partículas y de la textura requerida.
- c. No más de un tercio del total del agregado debe ser más fino que 0,10 mm (tamiz ASTM # 150). Este requisito se incluye para evitar la necesidad de una elevada proporción de cal en la mezcla, así como el riesgo de obtener un producto con una excesiva contracción de secado. Adicionalmente, debe notarse que se han encontrado dificultades para formar las unidades cuando la mezcla contiene un exceso de finos.

La cal puede ser viva o hidratada. La proporción de cal es usualmente pequeña: si es cal viva, entre 5 y 9% del peso total; si es hidratada, de 8 a 12%.

Su calidad debe ser tal que, si es viva, hidrate rápida y completamente durante la etapa del proceso destinada a su hidratación, con anterioridad al moldeado. Este requisito es esencial, por la expansión que ocurre cuando la cal se hidrata. Si la hidratación no se ha completado previamente, ella ocurre en la autoclave, y la expansión resultante, si es pequeña, reduce la resistencia de las unidades y si es grande, las agrieta y hasta puede destruirlas.

Ninguna otra materia prima, fuera de la arena o roca triturada, cal y agua es esencial para la fabricación de unidades sílico-calcáreas. Sin embargo, en muchos casos se añaden pigmentos —usualmente óxidos de hierro naturales o sintéticos, ocre y óxidos de manganeso— en la proporción de 0.3 a 2% del peso total para dar color a las unidades. Los colores logrados son muy estables y tienen una tonalidad pastel, salvo que se traten a las unidades ya endurecidas con ácidos para lograr tonos más vivos.

4.6.3. Fabricación

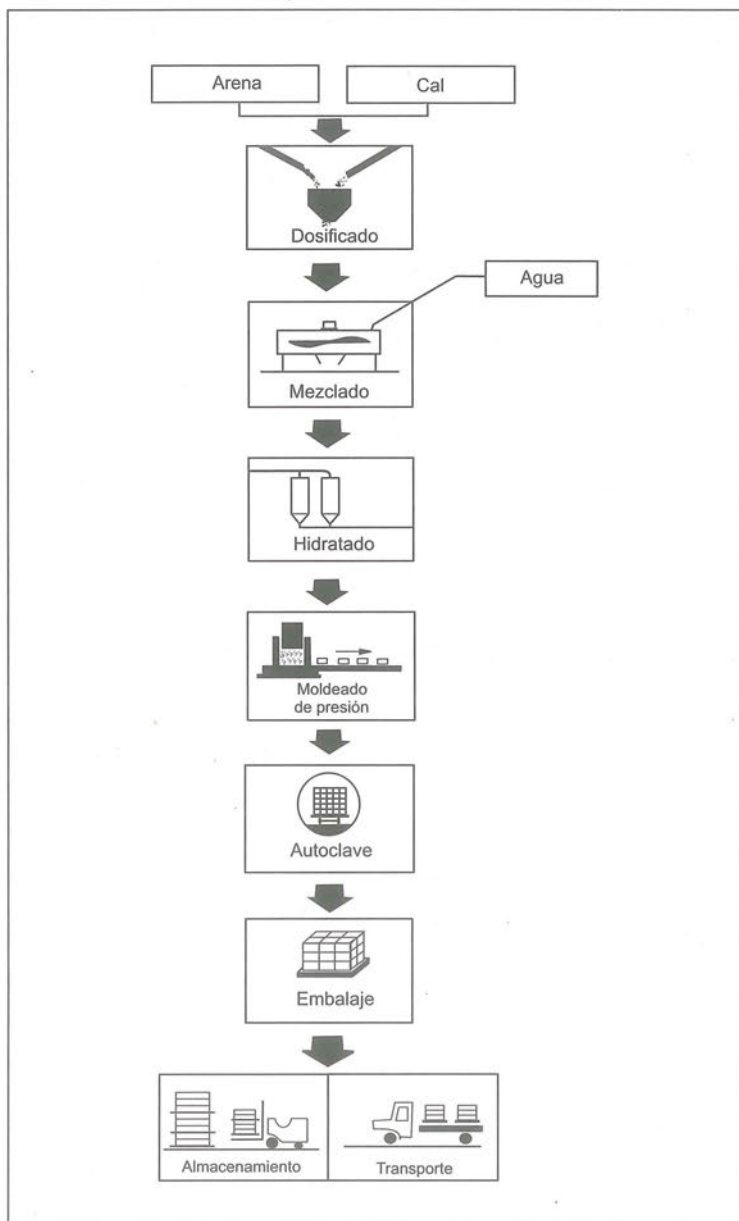
En la figura 4.25 se muestra esquemáticamente la secuencia del proceso de fabricación de las unidades sílico-calcáreas.

En términos generales, la mezcla húmeda de cal y agregado se forma en moldes a presión elevada, usando prensas mecánicas o hidráulicas. Las unidades así formadas son endurecidas por el curado de vapor a alta presión (entre 8 y 17 atmósferas, pero más usualmente entre 12 y 15) en autoclaves. Durante este tratamiento, la cal reacciona químicamente con la sílice superficial de los agregados para producir silicatos cálcicos hidratados, que actúan como un agente cementante fuerte y durable que une las partículas de la arena y otros agregados.

Los requisitos de capital para poner una fábrica que produzca unidades sílico-calcáreas son importantes, dado que el proceso de manufactura requiere una considerable cantidad de maquinaria y equipo. Por otro lado, la producción de estas plantas es elevada y se requiere de mercados de tamaño considerable para justificarlas. Su importancia radica en que utilizan productos naturales abundantes, sobre todo en áreas desérticas, sin causar daños ecológicos.

4.7. UNIDADES APILABLES [60] [66] [69] [77] [206] [207]

La construcción convencional de albañilería utiliza unidades asentadas con mortero. Este cumple la función de asumir las inevitables irregularidades de las unidades y, sobre todo, de unir o adherir las unidades para formar un conjunto impermeable, con alguna resistencia a la tracción y con estabilidad en el proceso constructivo. La realidad es que el mortero es un adhesivo pobre y cumple mal



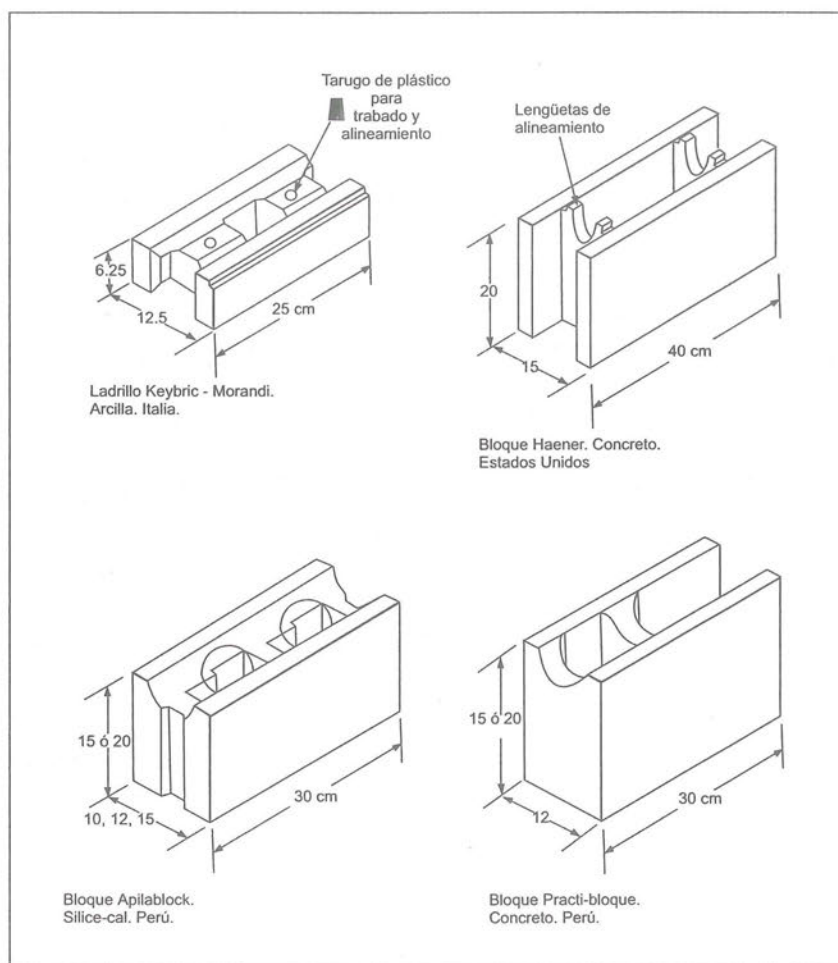
4.25. Proceso de fabricación de unidades de sílice-cal

dichos objetivos. Las unidades de albañilería apilables son aquellas que no requieren del uso de mortero.

En su aplicación de menor demanda estructural, sin concreto líquido ni armadura, la resistencia a la tracción de la albañilería construida con unidades

apilables, y su impermeabilidad, pueden obtenerse con la aplicación de enlucidos o sellos de elevada resistencia a la tracción. Este es el caso, por ejemplo, cuando se apilan bloques de concreto convencionales y se tarrajean con morteros de cemento con la adición de fibra de vidrio resistente a los álcalis o, en lugar de esto, se sellan exteriormente las juntas secas con sustancias adhesivas como azufre fundido o *epoxy*.

Actualmente es más usual que las unidades sean diseñadas y fabricadas específicamente para su apilado y, en muchos casos, con alvéolos verticales y canales horizontales donde se puede colocar armadura difundida bidireccional y luego concreto líquido para formar muros de albañilería armada convencional (figura 4.26). Los ensayos realizados muestran una reducción sustancial del agrietamiento



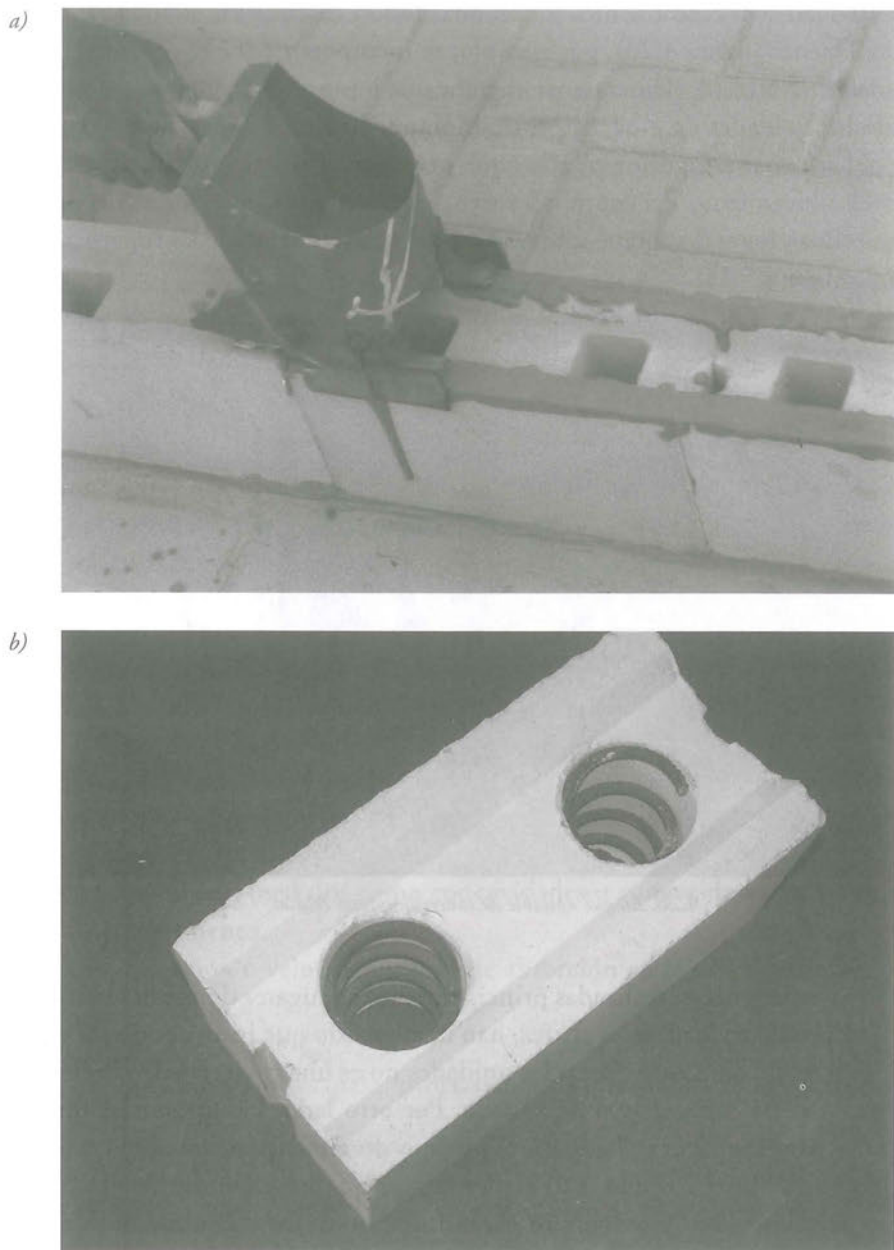
4.26. Diversas unidades apilables.

en los muros de albañilería armada de unidades apiladas en comparación con los de unidades asentadas; este hecho es de particular importancia para el buen comportamiento sísmico de las edificaciones de albañilería. Más aún: esta característica debe propiciar su utilización con territorios sísmicos.

Las conclusiones obtenidas de ensayos y de la experiencia permiten afirmar que mediante el uso de unidades apilables se consigue menor variabilidad de la albañilería, mayor productividad de la mano de obra y reducción del agrietamiento de los muros. Se ha concluido, además, que las unidades pueden ser fabricadas de cualquier materia prima (arcilla, concreto o sílice-cal), con métodos industriales convencionales y que no requieren precauciones especiales durante el proceso constructivo.

Por otro lado, la resistencia a la compresión de la albañilería se reduce [191]; se ha establecido magnitudes del orden del 20% para dicha reducción. También se vuelve más frágil: los valores de la deformación última de 0,3%, usuales para la albañilería con mortero, se reducen a valores entre 0,15% y 0,2%, con la consecuente limitación de la rotación máxima posible de las secciones plastificadas (véanse, al respecto, acápites 9.3.7 y 9.4.4). Explican estas disminuciones las concentraciones de esfuerzos que se originan en las áreas de contacto localizadas de las unidades de albañilería, al no haber mortero que asuma las irregularidades y distribuya las fuerzas. Este último aspecto se está tratando de resolver de manera experimental en el Perú para unidades sílico-calcáreas, aplicando sobre las superficies de asiento una capa delgada de mortero fino. La aplicación se hace mediante un equipo manejado manualmente que distribuye la pasta a cada lado de la unidad de manera uniforme como se muestra en la figura 4.27a. La aplicación de la pasta no alteran el ritmo y la velocidad de apilado. Se está experimentando también con zunchos discretos en espiral que confinen al concreto dentro del alvéolo; esta técnica solo es aplicable en unidades con alvéolos de 100 mm de diámetro o mayores, mas no en los menores, ya que podría generar obstáculo para el paso del concreto líquido (figura 4.27b).

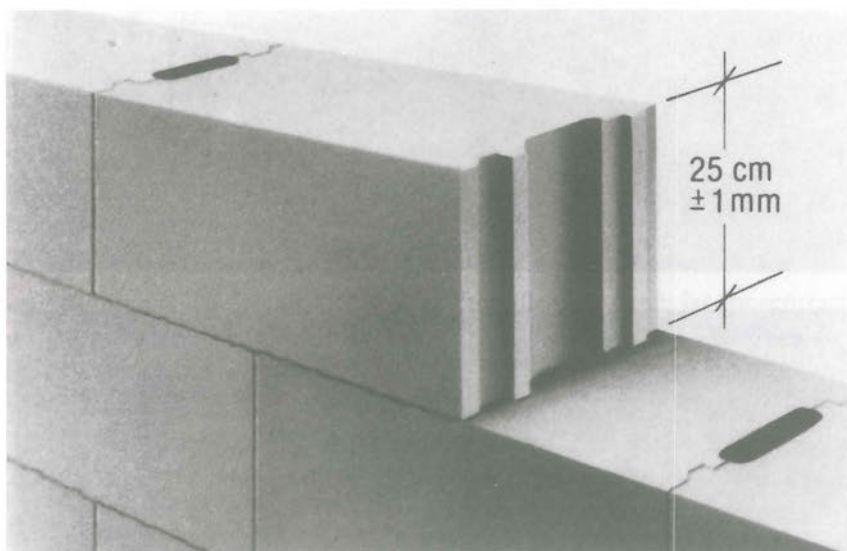
Las unidades apilables no requieren ser fabricadas con más precisión dimensional que las unidades convencionales de buena calidad. Dado que es imposible producir continua y sistemáticamente unidades idénticas a la unidad nominal, siempre habrá que contar con medios para asumir las diferencias en el proceso constructivo. El método tradicional —pero no único— consiste en la utilización de pequeñas cuñas —de madera, normalmente, y recuperables en algunas prácticas— que permiten reorientar la dirección del muro tan pronto este comienza a perder el alineamiento o el plomo. Aceptado el hecho de que se requiere algún tipo de alineamiento, resulta irrelevante, entonces, perseguir precisiones inalcanzables, o alcanzables a costo muy elevado, cuando la solución se encuentra simplemente en un detalle del proceso constructivo.



4.27. Bloques apilables. a) Aplicación de capa de mortero fino. b) Refuerzo con zunchos en espiral.

En el diseño y fabricación recientes de unidades apilables en países desarrollados se ha buscado, además de precisión y uniformidad, la incorporación de alguna forma de trabajo, con el propósito de autoalinearse las unidades, aumentando así la

productividad y el rendimiento, y minimizando la destreza en el apilado. En el sistema Haener (figura 4.26), por ejemplo, se incorporan a través del moldaje de la unidad de concreto, elementos de engrape que buscan obtener el trabado. En el caso de las unidades de arcilla Keybric-Morandi (figura 4.26) se incluye, como parte del sistema, tarugos de plástico que permiten el engrape de una pieza con otra y el alineamiento del muro. El sistema alemán KLB, que emplea concreto liviano celular, logra el engrape sobre la base del aplastamiento de las superficies de contacto (figura 4.28).



4.28. Bloque apilable de concreto liviano celular.

Otras experiencias, realizadas principalmente en lugares donde la obtención de mayor productividad no es crítica, han demostrado que incorporar esta capacidad de trabado para autoalinearse las unidades no es una característica indispensable del sistema constructivo de apilado. Por otro lado, incorporar las formas necesarias para lograr el trabado en el proceso de moldaje es complejo; puede, por ejemplo, obligar a rechazar unidades frescas que no pasan un determinado sistema de calibración, y reducir así el rendimiento de las máquinas moldeadoras. Existe información que muestra una disminución de dos tercios en la producción diaria de bloques de concreto cuando se aplican controles para reducir la variación de altura de 3 mm a 1 mm. La experiencia peruana [69] ha conducido a descartar la incorporación de métodos de autoalineamiento en las unidades, tanto por la mayor dificultad y costo de fabricación como porque no incorporarlos no conduce a una reducción significativa de la productividad. Los bloques

Mecano y Practi-bloque (figura 4.26) no tienen incorporados elementos de engrape y alineamiento.

La estabilidad de los muros tradicionales depende, durante la construcción, de la reducida resistencia a tracción de la interfase mortero-unidad de albañilería; es, por ello, una estabilidad precaria cuando los muros adoptan las esbelteces típicas de la construcción moderna. La estabilidad de los muros apilados no es distinta ni sustantivamente menor. La experiencia constructiva ha confirmado la apreciación precedente y demostrado que las precauciones deben ser iguales para ambos materiales con o sin mortero (figura 4.29) (véase, al respecto, el acápite 8.9, relativo al cuidado de los muros).

4.8. PROPIEDADES

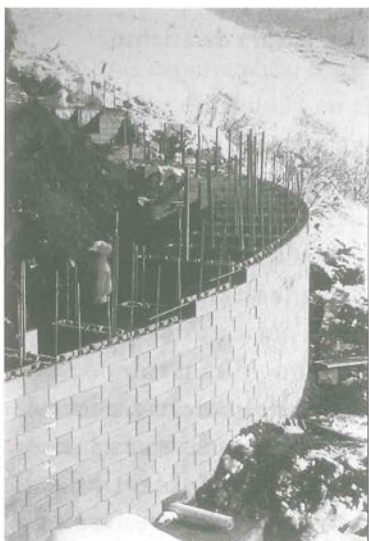
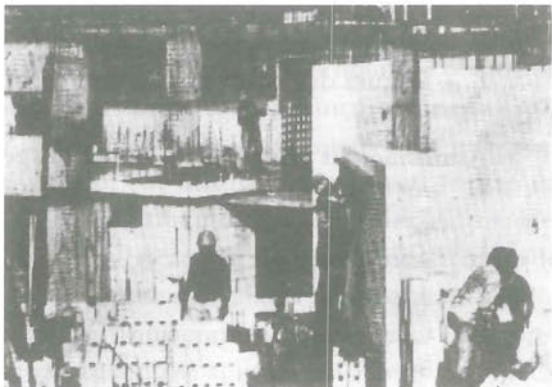
Las propiedades principales de las unidades de albañilería deben entenderse en su relación con el producto terminado, que es la albañilería. En ese contexto, las principales propiedades relacionadas con la resistencia estructural son:

- a. Resistencia a la compresión.
- b. Resistencia a la tracción, medida como resistencia a la tracción indirecta o a la tracción por flexión.
- c. Variabilidad dimensional con relación a la unidad nominal, o, mejor, con relación a la unidad promedio y, principalmente, la variabilidad de la altura de la unidad.
- d. Alabeos, medidos como concavidades o convexidades en las superficies de asiento.
- e. Succión o velocidad inicial de absorción en la cara de asiento.
- f. Textura de la cara de asiento.

Asimismo, las principales propiedades relacionadas con la durabilidad son:

- a. Resistencia a la compresión
- b. Absorción
- c. Absorción máxima
- d. Coeficiente de saturación

Existen, adicionalmente, propiedades vinculadas a su apariencia, tales como el color y la textura de las caras expuestas, que no serán tratadas en este texto. En la tabla 4.5 se detallan las propiedades generales de las unidades en función de su materia prima y calidad de fabricación.

*a)**b)**c)**d)**e)*



4.29. Construcción de muros con bloques apilables. a) Con bloques estándar; b) enlucido con mortero de cemento, cal, cloruro de calcio, estearato de calcio y fibra de vidrio que provee adhesión a través de la superficie; c) con unidades Keybric-Morandi; d) con bloques Haenner; e) con bloques Apilables; f) con bloques de arcilla

f)

4.8.1 Resistencia a la compresión

La resistencia a la compresión es, por sí sola, la principal propiedad de la unidad de albañilería. Los valores altos de la resistencia a la compresión señalan buena calidad para todos los fines estructurales y de exposición. Los valores bajos, en cambio, son muestra de unidades que producirán albañilería poco resistente y poco durable. Lamentablemente, esta propiedad es difícil de medir adecuadamente. De un lado, la gran variedad de formas y dimensiones de las unidades, principalmente de sus alturas, impide relacionar el resultado del ensayo de compresión con la verdadera resistencia de la masa componente. Esto se debe a los efectos de la forma y de la esbeltez en el valor medido y a la restricción, ocasionada por los cabezales de la máquina de compresión, que modifica el estado de esfuerzos en la unidad.

La tabla 4.6 muestra los resultados de los ensayos realizados por Atkinson, Noland y otros [12], con tres tipos de ladrillos sólidos de arcilla de dimensiones nominales (60 x 100 x 200 mm). En un caso se usó el ensayo convencional; en otro el mismo ensayo en que se había colocado una lámina de un material reductor de fricción entre el cabezal y el ladrillo y, finalmente, en un tercero un testigo de 22 mm de diámetro y 44 mm de altura, obtenido mediante perforación diamantina del cuerpo de ladrillo. Estos resultados confirman las diferencias obtenidas utilizando distintos testigos, y es probable que el resultado más representativo sea el que se logra al utilizar la lámina antifricción, pues remeda, en cierto modo, la forma del comportamiento estructural de la unidad en el muro.

Por otro lado, debido sobre todo al confinamiento causado por el cabezal, es notorio el efecto de modificar la altura: cuanta menor altura, para la misma masa y forma, más resistencia. Por ejemplo, en unidades sílico-calcáreas elaboradas de la misma masa y manteniendo la forma de la unidad al reducir su altura de 140 mm a 90 mm, se aumenta la resistencia, medida en el ensayo estándar, en 25%.

TABLA 4.5.
Propiedades generales de las unidades de albañilería

Propiedad	Arcilla*		Sílice-cal	Concreto**	
	1	2		1	2
Resistencia (MPa)	2 – 6	6 – 100	14 – 30	2 – 6	6 – 28
Estabilidad volumétrica (%)	Expansión 0,00–0,015	Expansión 0,00–0,015	Contracción 0,01–0,035	Contracción severa 0,05–0,10	Contracción 0,02–0,05
Densidad (kg/m ³)	1400–1700	1600–1900	1700–2000	1600–1800	500–2300
Variabilidad dimensional (±%)	Grande 5 – 8	Media reducida 3 – 5	Media reducida 1 – 3	Grande 5 – 8	Media reducida 3 – 5
Succión (gramos)	Muy elevada + 60	Elevada a correcta 5 – 40	Correcta 10 – 30	Correcta 10 – 30	Correcta 10 – 30
Características para asentado	Mala	Buena	Buena	Mala	Buena
Absorción máxima (%)	Alta 15 – 30	Media a muy reducida 1 – 20	Media 7 – 16	Mala 10 – 18	Media 8 – 12
Riesgo de eflorescencia	Grande	Grande	Nulo	Escaso	Escaso
Durabilidad	Mala	Buena a excelente	Muy buena	Mala	Buena a muy buena
Resistencia al fuego	Moderada	Muy buena	Buena	Moderada	Buena
Expansión térmica (x 10 ⁻⁶ /°C)	5 – 8	4 – 6	8 – 14	10 – 12	10

* Unidades fabricadas artesanal o semindustrialmente con escaso control

** Unidades fabricadas industrialmente con buen control

TABLA 4.6.
Resultados de ensayos de compresión en ladrillos usando
diferentes testigos [12]

Testigo	Resistencia a la compresión (MPa)			Promedio (%)
	Ladrillo 1	Ladrillo 2	Ladrillo 3	
Ensayo estándar en 1/2 ladrillo	102	70	17	100
Ensayo estándar con lámina reductora de fricción	59	44	9	59
Ensayo en cilindro de 22 mm de diámetro y 44 mm de altura sin reductor de fricción	67	55	17	73

El efecto de la forma, finalmente, puede ser considerable. El concreto para bloques elaborados en máquinas vibro-compresoras estacionarias, que se diseña para resistir 14 MPa en testigos cilíndricos, produce bloques de entre 4 y 7 MPa de resistencia medida sobre el área neta del bloque.

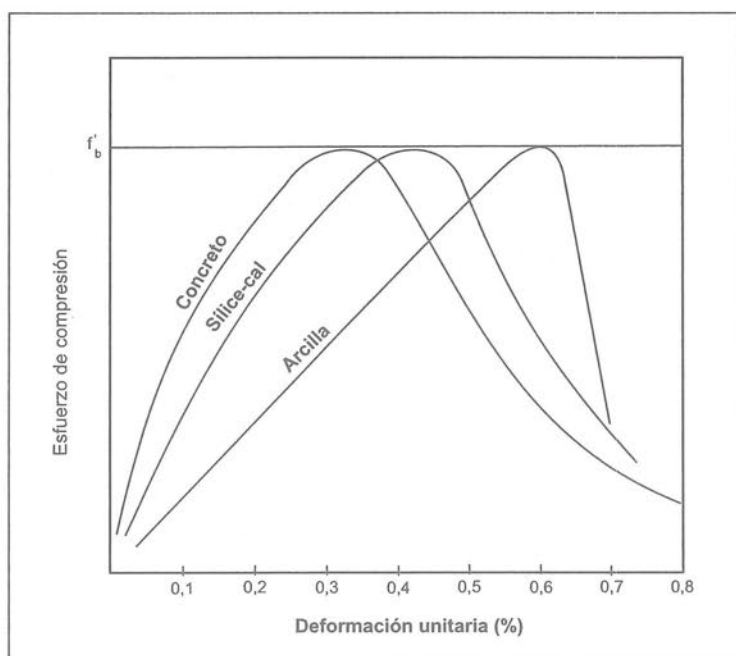
En resumen, la resistencia a la compresión, tal como se mide actualmente en el ensayo de compresión estándar, es función no solo de la resistencia intrínseca de la masa, sino de la altura del testigo y de su forma. Consecuentemente, los valores obtenidos son solo indicativos generales del comportamiento estructural de diferentes unidades cuando integran la albañilería asentadas con mortero o llenas con concreto líquido. Asimismo, su durabilidad debe ser juzgada acompañando al resultado del ensayo de compresión los valores de la absorción máxima y del coeficiente de saturación.

Varios investigadores han tratado de establecer la relación entre la densidad de la unidad de albañilería y su resistencia a la compresión. Cuando se ha tratado de buscar una ley general, incluyendo en ella materiales diferentes de distintas extracciones, la evidente gran dispersión existente lo ha impedido. Sin embargo, para los mismos materiales básicos —o, por ejemplo, para arcillas de una misma zona utilizados en diferentes fábricas— es claro que existe una relación directa, con escasa dispersión, entre densidad y resistencia a la compresión. A mayor densidad más resistencia.

Como parte del ensayo de compresión, cuando se dispone de máquinas que pueden medir la reacción del testigo ante la aplicación de deformación controlada, es posible obtener curvas completas esfuerzo-deformación unitaria.

En la figura 4.30 se muestran curvas normalizadas para unidades de arcilla, concreto y sílice-cal. Se puede notar en ellas lo siguiente:

- Ante carga de compresión, las unidades de diferentes materias primas presentan comportamientos diferentes.
- Los módulos de elasticidad, medidos como la pendiente de la secante a la mitad de la resistencia última ($1/2 f'_b$) se pueden estimar en $400 f'_b$ para las unidades de arcilla $1000 f'_b$ para las unidades de concreto y $800 f'_b$ para las unidades de sílice-cal.
- Las deformaciones unitarias correspondientes al esfuerzo de rotura (f'_b) son aproximadamente 0,6% para unidades de arcilla, 0,3% para unidades de concreto y 0,45% para unidades de sílice-cal.
- Las unidades de arcilla muestran comportamientos más frágiles que las de concreto y sílice-cal.



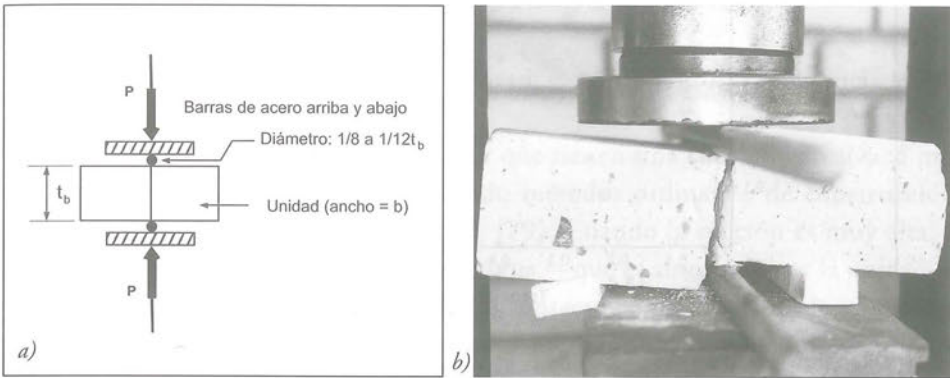
4.30. Curvas normalizadas esfuerzo de compresión (f'_b) vs. deformación unitaria de unidades ensayadas en compresión.

4.8.2. Resistencia a la tracción

Como se verá en forma detallada en los acápites 9.3 y 9.4, en un muro sometido a compresión, la falla ocurre por tracción transversal de la unidad de albañilería,

mientras ella se encuentra en una situación de cargas triaxiales. Esto demuestra la importancia del conocimiento de esta propiedad. Lamentablemente, su medición solamente puede hacerse, para obtener resultados significativos, en testigos razonablemente macizos. Dos ensayos son usuales: el ensayo de tracción indirecta (figura 4.31) y el ensayo de tracción por flexión o de módulo de ruptura.

Otros procedimientos para obtener su valor —por ejemplo, el ensayo de tracción directa biaxial— son sumamente complejos de ejercitar y se han llevado a cabo solamente en algunas investigaciones sofisticadas.



4.31. a) Esquema del ensayo de tracción indirecta en la unidad de albañilería.
 b) Momento en que se parte la unidad por tracción.

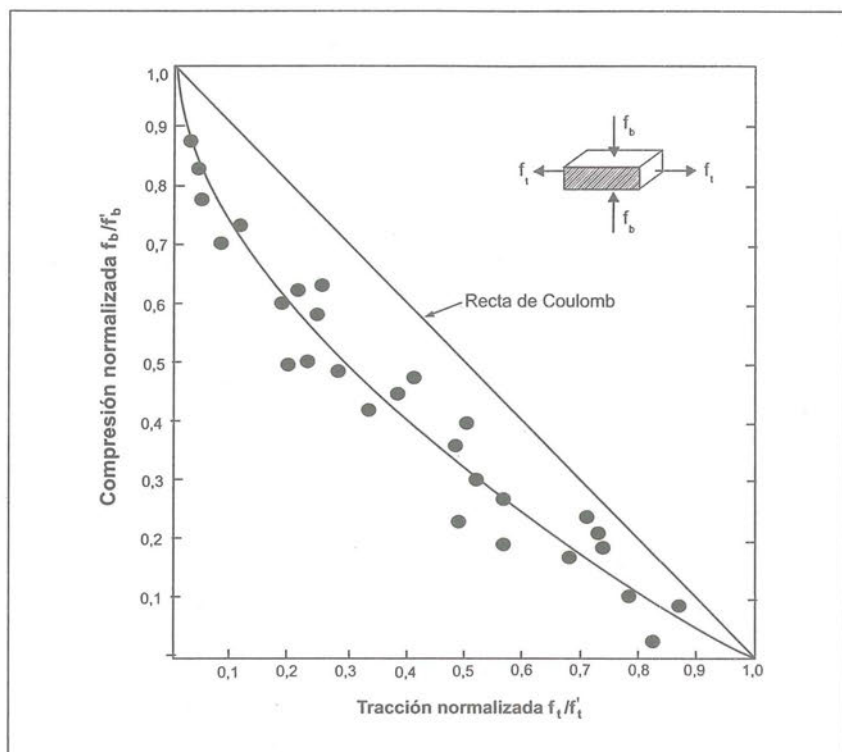
4.8.3. Envoltente de falla

Como se puede desprender de lo señalado en el acápite precedente, relativo a la forma de falla de la unidad de albañilería en un muro, es importante conocer la envoltente de falla biaxial compresión-tracción de esta.

Como consecuencia de ensayos realizados por Hendry [88] y Atkinson y Noland [12], que, además, han incorporado información de fuentes diversas, se ha podido prefijar la curva normalizada que se muestra en la figura 4.32, de la que se puede deducir la ecuación siguiente:

$$\frac{f_b}{f'_b} = 1 - \left(\frac{f_t}{f'_t} \right)^{0.58} \quad (4-1)$$

en la que f'_b y f'_t son las resistencias a la rotura por compresión y tracción axial, respectivamente.



4.32. Envolvente de falla normalizada de la unidad de albañilería.

4.8.4. Variabilidad dimensional

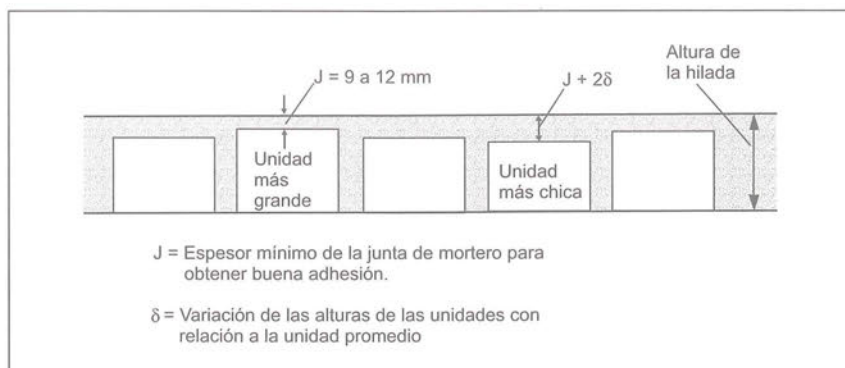
La variabilidad dimensional define la altura de las hiladas, ya que se manifiesta con mayores variaciones, en la necesidad de aumentar el espesor de la junta de mortero (figura 4.33) por encima de lo estrictamente necesario por adhesión, que es de 9 a 12 mm, conduciendo a una albañilería menos resistente en compresión (véase el acápite 9.3.5.6 para el análisis detallado del efecto del espesor de la junta en la resistencia a la compresión de la albañilería).

4.8.5. Alabeo

El efecto es semejante al de la variación de dimensiones.

4.8.6. Succión [8] [207] [240]

La succión es la medida de la avidez de agua de la unidad de albañilería en la cara de asiento y es una de las características fundamentales para definir la relación



4.33. Determinación de la altura de la hilada.

mortero-unidad en la interfase de contacto, y, por lo tanto, la resistencia a tracción de la albañilería.

Está demostrado que con unidades que tienen una succión excesiva al momento del asentado no se logra, usando métodos ordinarios de construcción, uniones adecuadas con el mortero [39] [79]. Cuando la succión es muy alta, el mortero, debido a la rápida pérdida del agua —que es absorbida por la unidad—, se deforma y endurece, lo que impide un contacto completo e íntimo con la cara de la siguiente unidad. El resultado es una adhesión pobre e incompleta, dejando uniones de baja resistencia y permeables al agua.

Se considera que para succiones mayores de 40 gramos por minutos en un área de 200 cm^2 es requisito indispensable del proceso constructivo que las unidades se humedezcan, siguiendo técnicas adecuadas, para modificar la succión de asentado. El análisis detallado de su efecto se encuentra en el acápite 5.3.

Se ha asumido que la succión define la capacidad de adhesión de la unidad con el mortero. Se supone, por ejemplo, que, al margen de la materia prima de la unidad, aquellas que tienen una succión entre 15 y 40 gramos logran la mayor adhesión con el mortero. Múltiples ensayos demuestran que esto no es necesariamente cierto; unidades de diferentes materias primas con succiones prácticamente iguales, asentadas con un mismo mortero, generan albañilerías con resistencia a la tracción significativamente diferente.

Esto se explica porque la succión no está asociada a la estructura de poros sino al contenido de poros capilares de la unidad; se mide con relación al agua libre y no al agua contenida en los poros del mortero; y, finalmente, el ensayo se detiene al terminar el primer minuto de contacto, mientras que la unidad sigue absorbiendo agua durante bastante más tiempo.

La porosidad total es la medida del espacio no ocupado por los sólidos. En unidades de albañilería, el rango de la porosidad total va desde 25% del volumen

de la unidad en unidades bien compactadas —fabricadas mediante moldeo mecánico o extrusión— hasta el 50% en unidades porosas, generalmente de fabricación artesanal.

Los poros de las unidades varían en forma y en textura interna. Los poros de las unidades sinterizadas se pueden asimilar a conductos cilíndricos de textura suave. Los de las unidades de matriz cementicia se asemejan más a una sucesión de esferas secantes y son de textura rugosa, tanto por su forma como debido a la presencia de cristales de hidratación en las superficies de los agregados.

El espectro —distribución por radios— de poros capilares para algunas unidades representativas, deducido de mediciones efectuadas por diversos investigadores, se muestra en la tabla 4.7.

TABLA 4.7.
Espectro de poros capilares de unidades representativas
(% del total de poros)

Radio de poros (μm)	Material		
	Arcilla compacta Succión: 30-40 g	Arcilla porosa Succión: 50-100 g	Sílice-cal Succión: 20-40 g
<0,01	0	0	10
0,01-0,1	10	0	40
0,1-1	40	10	40
1-5	40	60	10
5-10	10	30	0

Se puede apreciar que el espectro está sesgado hacia los poros finos en las unidades de sílice-cal y hacia los gruesos en las de arcilla. También se observa que mientras las unidades de sílice-cal tienen solo la mitad de sus poros activos, ambas unidades de arcilla los tienen prácticamente todos activos.

Analizando los datos contenidos en la tabla 4.7 se puede apreciar que el contenido de poros capilares de radio grande en las unidades de arcilla, sobre todo en la unidad porosa, es mayor que en las unidades de sílice-cal. La teoría indica que la succión de las unidades de arcilla, y fundamentalmente la de la porosa, será mayor que la de la unidad de sílice-cal.

La succión, considerada usualmente como la variable que define el potencial de adhesión de la unidad, solo tiene algún valor indicativo cuando se trata de unidades de arcilla. La variable genérica es, más bien, la estructura de los poros capilares de la unidad [240].

4.8.7. Durabilidad [134]

Al margen de aspectos relativos a la durabilidad vinculados a la eflorescencia, resistencia a los sulfatos y resistencia al desgaste por abrasión, el principal aspecto de la durabilidad se refiere al intemperismo.

El efecto de la exposición a la intemperie de las unidades de albañilería es dependiente del índice de intemperismo [164], que equivale al producto del promedio anual de la precipitación invernal medida en pulgadas. Se define como día de ciclo de congelamiento a cualquier día en el cual la temperatura del aire pasa por encima o por debajo de 0°C . El número promedio de días con ciclo de congelamiento, en un año, es igual a la diferencia entre el número medio de días durante los cuales la temperatura mínima fue 0°C o menos y el número medio de días en que la temperatura máxima fue 0°C o menos. La precipitación invernal es la suma, en pulgadas, de la precipitación media mensual que ocurre durante el período entre la primera helada temprana en el otoño y la fecha normal de la última helada de la primavera. La precipitación invernal para cualquier período es igual a la precipitación invernal obtenida anteriormente menos un décimo de la caída total de nieve, hielo o granizo. La precipitación para cualquier porción de un mes se obtiene mediante prorrateo.

Se considera como zona con intemperización severa a la que tiene un índice que va de 500 o más; moderada, a la que se encuentra entre 100 y 499; insignificante, a la que tiene un índice de 99 o menos.

Las zonas con intemperización severa son generalmente climas marítimos en las latitudes extremas de los continentes. Por ejemplo, la costa norte atlántica de los Estados Unidos. En los países en zonas tropicales, aun en las partes más altas —los Andes o el Himalaya, por ejemplo— el índice de intemperización en cincuenta años alcanza un valor máximo de 350.

La mejor manera de establecer la durabilidad para situaciones con intemperización severa es someter a las unidades de albañilería a ciclos alternados de hielo y deshielo. Para las zonas con intemperización moderada es suficiente determinar las características de absorción, en adición a la resistencia, de la unidad de albañilería.

En el caso de unidades de arcilla o sílice-cal es común medir la absorción de la unidad sumergida en agua fría durante veinticuatro horas y, luego, como esta inmersión no llena totalmente los poros, medirla nuevamente hirviendo la unidad en agua durante cinco horas. La relación entre estos dos valores de la absorción se llama coeficiente de saturación. Generalmente se especifican valores de absorción máxima y de coeficientes de saturación para fijar las condiciones de durabilidad de las unidades de albañilería de arcilla y sílice-cal. Los valores usuales para una adecuada resistencia en climas con intemperismo moderado son

absorción máxima de 22% en combinación con un coeficiente de saturación de 0,88%.

En el caso de las unidades de concreto se emplean los mismos criterios, pero generalmente se especifica solamente la absorción máxima; el valor del coeficiente de saturación de las unidades de concreto es siempre cercano a uno.

Otro aspecto de la durabilidad es la fatiga de la albañilería de unidades de arcilla. Este aspecto investigado por Brosnan, Domínguez y Frederic [241] para determinar si las fallas observadas por congelamiento son debidas a fatiga de las unidades luego de un determinado número de ciclos.

Para el efecto de realizar ensayos de unidades sometidas a ciclos de carga y descarga que produce esfuerzos de tracción. Se encontraron fallas por fatiga a un nivel del 60% del esfuerzo que produce la falla ante carga estática de 300 ciclos de carga y descarga.

Se probaron ladrillos con baja absorción de agua —80% de absorción en frío— y de alta absorción, del orden de 14%. Las pruebas se hicieron siguiendo el procedimiento del ASTM V67 y se encontró para ambos rangos de absorción el nivel de esfuerzo es similar —60%— aunque para los de absorción alta la dispersión de resultados es mayor. Las fallas por carga cíclica ocurrieron con mayor frecuencia de la esperada y esto sugiere una acumulación de daños con los ciclos de carga que afecta la vida de las unidades. La información de deflexiones sugiere también que el módulo de elasticidad disminuye con el número de ciclos. Los procesos que llevan a la falla de las unidades de arcilla deben originarse en el nivel microestructural. El comportamiento a fatiga refleja la estructura de poro y la extensión de la adhesión por la cocción. El comportamiento a fatiga da luces para entender la durabilidad de los ladrillos de arcilla sujeta a congelamiento y descongelamiento.

4.9. ENSAYOS

4.9.1. Ensayo de compresión

El ensayo de compresión se realiza usualmente en testigos de medias unidades secas, aunque algunas normas proponen o aceptan el ensayo de unidades enteras e incluso de dos medias unidades separadas por una junta de mortero. La carga de compresión se aplica perpendicular a las superficies de asiento. Si el testigo es muy irregular, es rellenado o alisado con pasta de cemento *portland* poco antes de colocar el recubrimiento —normalmente de azufre—, para lograr el contacto uniforme con los cabezales de la máquina de compresión. El ensayo se realiza hasta la rotura.

La resistencia a la compresión (f'_b) se determina dividiendo la carga de rotura (P_u) entre el área bruta (A) de la unidad cuando esta es sólida o tubular y el área neta (A) cuando es hueca o perforada; la norma peruana, sin embargo, considera siempre como divisor el área bruta, para evitar errores y poder comparar valores de resistencia directamente. Así, se obtiene el valor:

$$f'_b = \frac{P_u}{A} \quad (4-2)$$

Usualmente la prueba consiste en dos o tres ensayos. Las pruebas se evalúan estadísticamente para obtener el valor característico que, generalmente, está referido a la aceptación de 10% de resultados de pruebas defectuosas.

4.9.2. Ensayo de tracción indirecta

El ensayo de tracción indirecta se efectúa en la máquina de compresión sobre una unidad entera seca a la cual se ha fijado con precisión, arriba y abajo del plano de rotura, una barra de acero de pequeño diámetro (figura 4.31).

El resultado del ensayo de la resistencia a la tracción indirecta (f'_{bt}) se obtiene de la fórmula siguiente:

$$f'_{bt} = \frac{2 P_u}{\pi b t_b} \quad (4-3)$$

donde P_u es la carga de rotura, b el ancho de la unidad y t_b su altura.

4.9.3. Ensayo de tracción por flexión (o módulo de ruptura)

El ensayo de tracción por flexión se efectúa en la máquina de compresión sobre una unidad entera a la cual se apoya con una luz no mayor de 18 cm y se carga al centro.

El resultado del ensayo es el módulo de ruptura (f'_{br}), que se obtiene de la fórmula siguiente:

$$f'_{br} = \frac{3 P_u l}{2 b t_b^2} \quad (4-4)$$

donde P_u es la carga de rotura, l la luz entre ejes de apoyos, b el ancho de la unidad y t_b su altura.

4.9.4. Ensayo de variación dimensional

La determinación de la variación de dimensiones incluye la definición de las dimensiones promedio. Se efectúa sobre una muestra representativa y de por lo menos veinte unidades. Se miden todas sus dimensiones con precisión al milímetro y se promedian los resultados, obteniéndose los valores P (P_1 , P_2 y P_3). Luego se separan las medidas para cada dimensión: de un lado las que son mayores que P y de otro las que son menores que P . Luego se promedia cada grupo obteniéndose $P_{\min.}$ ($P_{1\min.}$, $P_{2\min.}$ y $P_{3\min.}$) y $P_{\max.}$ ($P_{1\max.}$, $P_{2\max.}$, $P_{3\max.}$). Los resultados se expresan del modo siguiente:

$$\text{Dimensiones promedio } P_1 \times P_2 \times P_3 \quad (4-5)$$

$$\text{Variación en porcentajes } + V = \frac{P - P_{\max.}}{P} \times 100 \quad (4-6)$$

$$- V = \frac{P_{\min.} - P}{P} \times 100 \quad (4-7)$$

4.9.5. Ensayo de alabeo

La concavidad y convexidad se miden con una regla y una cuña graduada (figura 4.34). Se expresa en milímetros.

4.9.6. Ensayo de succión

El ensayo de succión emplea testigos secados al horno cuando se trata de ensayos de investigación, y unidades en su estado natural cuando se trata de ensayos para evaluar la succión para un proceso constructivo.

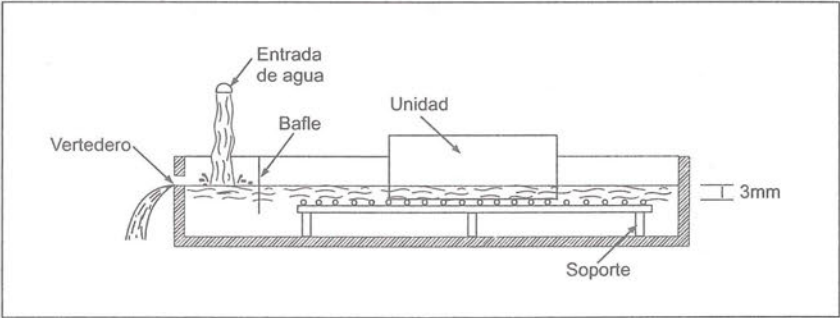
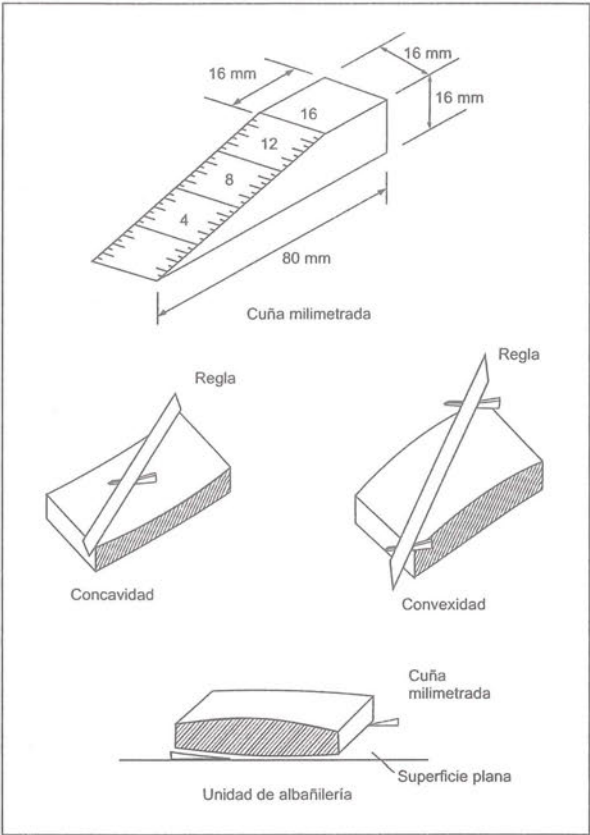
La disposición del ensayo se muestra en la figura 4.35. El espécimen, después de pesado (P_s), se coloca sobre los soportes durante un minuto; luego se retira, se seca la superficie con un paño y se pesa (P_m). La succión se obtiene de:

$$\text{Succión} = \frac{(P_m - P_s) \times 200}{A} \quad (4-8)$$

donde P_m y P_s son los pesos antes indicados en gramos y A es el área de contacto de la unidad con el agua en centímetros cuadrados. La succión se expresa en gramos/200 cm²/minuto o, simplemente, en gramos.

Cuando se desea efectuar este ensayo a pie de obra se puede obviar la provisión de agua para mantener la inmersión constante de 3 mm de la unidad. Basta

4.34. Medición de alabeo (concavidad y convexidad) en la unidad de albañilería.



4.35. Disposición para el ensayo de succión

añadir una cantidad de agua suficiente para la inmersión inicial correcta, calibrada en un picnómetro, y después del término de un minuto de contacto de la unidad con el agua volverla a vaciar en el picnómetro. La diferencia de volumen en centímetros cúbicos normalizada a 200 cm² será la succión.

4.9.7. Ensayo de absorción

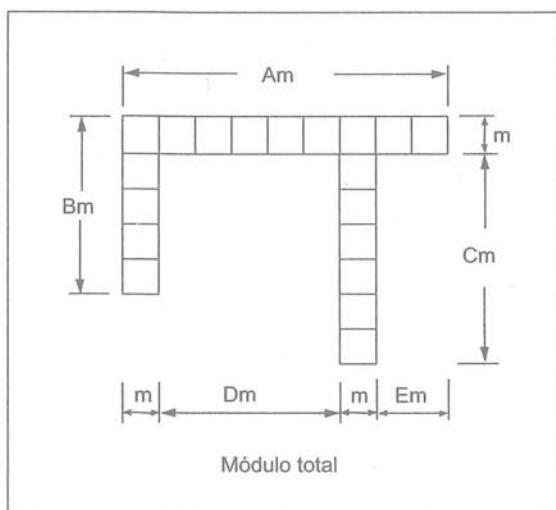
En el ensayo de absorción se miden la absorción de la unidad sumergida en agua fría durante veinticuatro horas, la absorción máxima de la unidad que corresponde al hervido de esta durante cinco horas, y el coeficiente de saturación, que es la relación entre la absorción y la absorción máxima. Para efectuar el ensayo las unidades se secan, se pesan y se someten al tratamiento antes dicho, y luego de eso se vuelven a pesar. Se llama absorción y absorción máxima a la diferencia de peso entre la unidad mojada y la unidad seca expresada en porcentaje del peso de la unidad seca. El coeficiente de saturación es simplemente la relación entre esos dos porcentajes.

4.10. MODULACIÓN [76]

La técnica de construcción modulada parte de la premisa según la cual todas las dimensiones, incluso el espesor de los muros, deben ser múltiplos de una medida modular.

Usualmente esta medida modular es 10 cm. En consecuencia, el ancho nominal de las unidades debiera ser 10 cm y 20 cm (figura 4.36). Lamentablemente, estos anchos no son prácticos. El ancho de 10 cm es útil para tabiques, pero muy reducido para muros portantes; el de 20 cm es excesivo para muros portantes de las edificaciones más comunes —de cuatro a seis niveles de altura— y también para muros no portantes.

Por diferentes motivos —ergonómicos, económicos y constructivos—, el ancho más recomendable de las unidades de albañilería es alrededor de 12 cm.



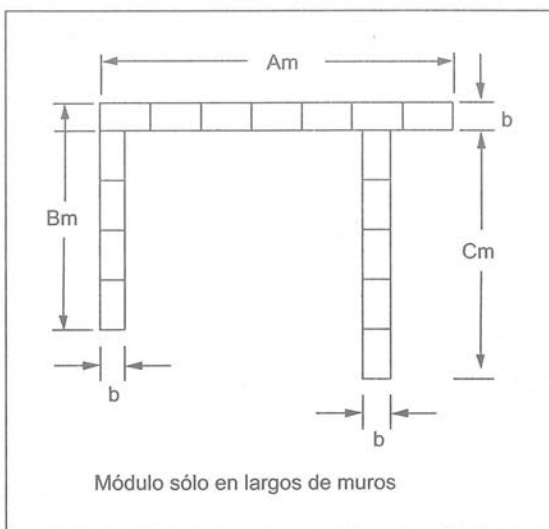
4.36. Planta
modulación total

Este ancho se presta tanto para muros portantes de edificaciones de mediana altura, como para los diferentes muros no portantes (cercos, tabiques y parapetos); provee adecuado aislamiento acústico y razonable aislamiento térmico para condiciones que no son extremas.

La aplicación de este ancho implica, si se ha de continuar con la práctica tradicional de cruzar las unidades en las esquinas y encuentros de los muros, y utilizarlo como la medida modular. En caso de que esta resultara poco práctica, la solución a adoptarse es la modulación parcial (figura 4.37), en la que los espesores de los muros están desligados de la modulación de la planta y tienen un módulo distinto al del largo de los muros.

Esta última alternativa ha encontrado extensa aplicación, por las ventajas que provee en la disposición del espacio y en la economía de la construcción y, para ciertas alturas de edificios, en el comportamiento sísmico (véase, al respecto, el acápite 11.3).

4.37. Planta
modulación parcial



4.11. CLASIFICACIÓN

La clasificación de las unidades de albañilería tiene quehaceres con el propósito de racionalizar su aplicación. Las bases de la clasificación deben ser las propiedades estructurales y de durabilidad. Dada la enorme variedad de unidades que existe y las diferencias de demandas para satisfacer condiciones locales, no es posible sugerir procedimientos generales que sean aplicables a todas las circunstancias. En las tablas 4.8, 4.9 y 4.10 se incluyen lo que se puede considerar clasificaciones modelo de diferentes orígenes para unidades de arcilla, de concreto y de sílice-cal.

TABLA 4.8.
Clasificación de unidades de arcilla [97]

Tipo	Propiedades obligatorias estructurales					Propiedades opcionales para durabilidad	
	Variación de la dimensión (máxima en %)			Alabeo (máximo en mm), concavidad o convexidad	Resistencia característica a la compresión* (mínimo MPa)	Absorción máxima (máximo en %)	Coeficiente de saturación (máximo)
	Hasta 10 cm	Hasta 15 cm	Más de 15 cm				
I	±8	±6	±4	16	4	Sin límite	Sin límite
II	±7	±6	±4	8	7	Sin límite	Sin límite
III	±5	±4	±3	6	10	25	0,90
IV	±4	±3	±2	4	15	22	0,88
V	±3	±2	±1	2	20	22	0,88
VI	±3	±2	±1	2	25	20	0,85

* Medida sobre el área bruta para unidades sólidas y tubulares y sobre el área neta para unidades huecas y perforadas

4.12. ESPECIFICACIÓN Y CONTROL

Las unidades deben ser especificadas en los documentos del proyecto. Esta especificación deberá indicar el tipo y la clasificación de la unidad, y, solo excepcionalmente —y nunca por razones estrictamente estructurales—, la materia prima. En caso de no existir clasificación, se señalarán los valores característicos de las propiedades significativas. En el caso de unidades huecas y perforadas deberá especificarse la geometría detallada de la unidad.

La función del control será verificar, ya sea través de las pruebas certificadas provistas por el fabricante o mediante ensayos periódicos, el cumplimiento de las especificaciones antes mencionadas. En todo caso, se verificará previamente que las unidades no tengan las siguientes características que las hacen inaceptables:

- Para todas las unidades la presencia de materiales extraños, rajaduras, fracturas y grietas.
- Para las unidades de arcilla falta de cocción, verificable por la ausencia de sonido metálico al golpearse con un martillo, exceso de cocción, caracterizada por superficies vitrificadas, y manchas de sales.
- Para unidades sílico-cálcareas la presencia de nódulos de arena y/o cal.

TABLA 4.9.
Sistema de clasificación de unidades de concreto [23]

Faceta	Símbolo	Propiedad		
1	H S	Contenido de sólido		
		Hueco		
		Sólido		
Resistencia mínima a la compresión (MPa) medida sobre el área bruta				
2	2,5 5,0 7,0 12,5 19,5 28,0	Promedio de 5 unidades	Unidad individual	
		2,5	2,1	
		5,0	4,2	
		7,0	5,6	
		12,5	10,5	
		19,5	16,0	
		28,0	23,0	
Densidad y Absorción				
3	A B C N	Peso seco al horno (kg/m3)	Absorción máxima (máxima en % del peso seco)	
		Más de 2000	8	
		1700 – 2000	12	
		Menos de 1700	17	
		Sin límite	Sin límite	
Contenido máximo de humedad, porcentaje de absorción total (promedio de 5 unidades)				
4	M O	Contracción lineal, en porcentaje	Contenido de humedad	
			HR* más de 75%	HR menos de 75%
			Menos de 0,03	45
		0,03 a 0,045	40	35
		Más de 0,045	35	30
		Sin límite la contracción de secado carece de importancia		
		* HR = Humedad relativa ambiental		

TABLA 4.10.
Requisitos físicos para unidades sílico-calcáreas [6]

Designación	Resistencia mínima a la compresión medida sobre el área bruta (MPa)		Módulo de ruptura mínimo medido sobre el área bruta (MPa)	
	Promedio de 5 unidades	Individual	Promedio de 5 unidades	Individual
Grado SW	31	24	4	3
Grado NW	17	13	3	2

1. Grado SW: Puede ser expuesto a condiciones extremas de intemperismo: heladas en la presencia de humedad.
2. Grado MW: Puede ser expuesto a heladas pero sin presencia de agua.
3. Las unidades no presentarán una contracción promedio mayor de 0,035% en el ensayo de humedecido y secado.

4.13. NORMAS [6] [97]

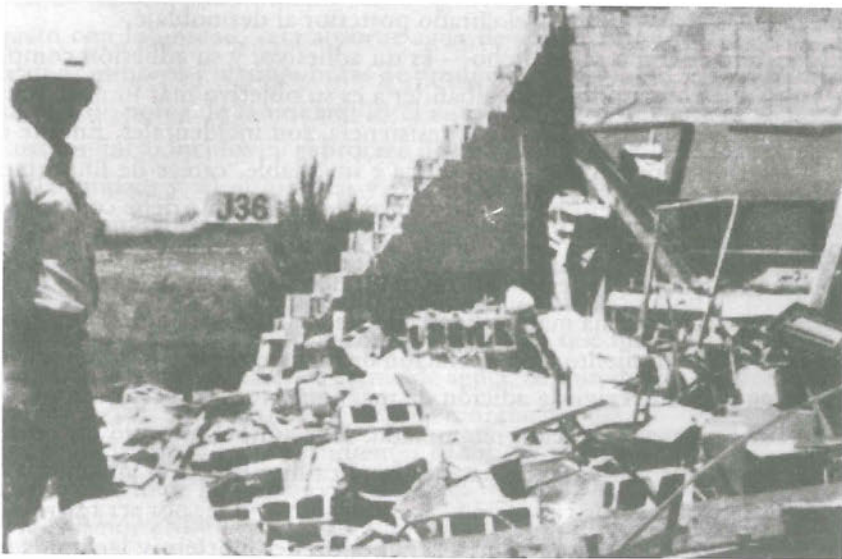
- | | |
|--|--|
| a. Unidades de arcilla | INDECOPI 331.017
ASTM C-34
ASTM C-62
ASTM C-216
ASTM C-652 |
| b. Unidades de concreto | |
| – Ladrillos de concreto. Requisitos | NTP 339.601.2002 |
| – Bloque de concreto para uso estructural.
Requisitos | NTP 339.602.2002 |
| – Métodos de muestreo y ensayo de unidades
de albañilería de concreto | NTP 339.604.2002
ASTM C-55
ASTM C-90
ASTM C-145 |
| c. Unidades de sílice-cal | INDECOPI 331.032
ASTM C-73 |
| d. Muestreo y ensayos de unidades de arcilla | ASTM C-67 |
| e. Muestreo y ensayos de unidades de concreto | ASTM C-140 |
| f. Muestreo y ensayos de unidades sílico-calcáreas | INDECOPI 331.033
INDECOPI 331.034 |
| g. Ensayos de tracción indirecta | ASTM C-1006 |
| h. Relativas a unidades apilables | ASTM C-887
ASTM C-946 |

CAPÍTULO 5

Mortero

5.1. INTRODUCCIÓN

La construcción tradicional de albañilería utiliza unidades asentadas con mortero. El mortero cumple la función de asumir las inevitables irregularidades de las unidades y, sobre todo, la de unir las o adherirlas con relativa estabilidad en el proceso constructivo, proveyendo rigidez en la hilada para permitir el asentado de la siguiente hilada, y para formar, en última instancia, un conjunto durable, impermeable y con alguna resistencia a la tracción (figura 5.1).



5.1. Falla de un muro de albañilería simple por acción del viento actuando perpendicularmente a su plano. Como consecuencia de las tracciones por flexión, las unidades se han despegado.

Estrictamente, asentar unidades de albañilería es pegarlas o unir las con el adhesivo —que es el mortero— en una ubicación predeterminada. Si bien se han hecho intentos experimentales y prácticos para asentar unidades de albañilería con polímetros, azufre fundido y algunas otras sustancias, el material más empleado sigue siendo el mortero de cemento *portland* con o sin cal. En algunos países es común también el empleo del mortero de cemento de albañilería, generalmente con la adición de cemento *portland* cuando se trata de albañilería portante. El texto se refiere principalmente al mortero de cemento *portland*.

5.2. TECNOLOGÍA [19]

Como el mortero tiene los mismos ingredientes que el concreto, es decir, cemento, agregado y agua, ha habido —y aún hay— la tendencia a confundir su tecnología con la de dicho material. Sin embargo, en el caso del concreto, el objetivo es el material estructural en sí, lo que orienta su tecnología a buscar prioritariamente una determinada magnitud de resistencia (generalmente a la compresión). Dado que la resistencia está ligada inversamente a una específica e invariable relación agua/cemento; que el formado del concreto se realiza en moldes impermeables y que, posteriormente, una vez endurecido, requiere de la presencia de agua para lograr la total hidratación del cemento, es lógico que sean parte de la tecnología del concreto el uso de la relación agua/cemento compatible con la resistencia deseada y el curado posterior al desmoldaje.

El mortero —como se ha dicho— es un adhesivo, y su adhesión completa, fuerte y durable con la unidad de albañilería es su objetivo más importante; todas sus otras propiedades, incluida la resistencia, son incidentales. En este contexto, la relación agua/cemento, específica e invariable, carece de importancia. Más bien, como el mortero no se forma en moldes sino que debe colocarse con el badilejo en las superficies de las unidades que son absorbentes y comienza a perder agua tan pronto se realiza el contacto, deberá tener la cantidad de agua necesaria para alcanzar una maleabilidad adecuada a dichas condiciones. Adicionalmente, el mantenimiento o recuperación de dicho temple perdido por evaporación del agua puede exigir la adición de más agua en un proceso, propio de la tecnología del mortero, llamado retemplado. Más aún, el mortero no puede ni debe ser curado por vía húmeda; hacerlo implica humedecer la albañilería causando deformaciones —de expansión y contracción— que, por ser restringidas, son deletéreas, ya que atentan contra la adhesión del mortero y las unidades y, por ello, contra la integridad e impermeabilidad de la albañilería. En resumen, concreto y mortero son dos materiales con objetivos diferentes, a pesar de ser

elaborados con los mismos ingredientes. Consecuentemente, tienen tecnologías propias.

5.3. ADHESIÓN [13] [29] [39] [79] [109] [240] [242]

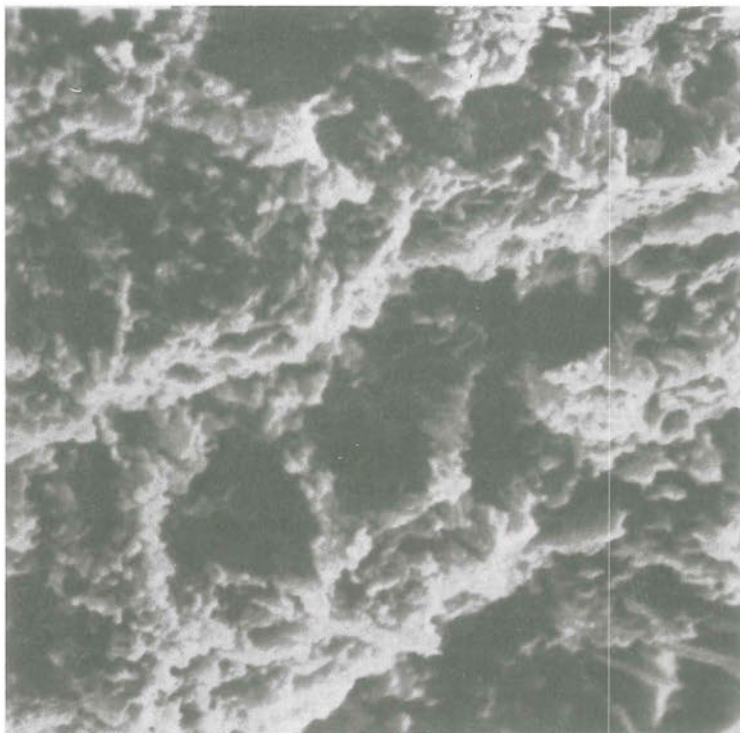
Diferentes ensayos e investigaciones han demostrado que la adhesión del mortero con la unidad de albañilería es de naturaleza mecánica. Las fuerzas de atracción química entre un material compuesto de una matriz de cemento hidratado y un material inerte son despreciables, por lo que son las de atracción física, que provienen de las fuerzas eléctricas intermoleculares de Van der Waals, las que producen la adhesión. Pero la adhesión entre esos materiales sería muy reducida si dependiera exclusivamente de la atracción física. Ese es el caso con materiales de superficies pulidas no porosas; por ejemplo, mediciones de la fuerza de Van der Waals entre pasta de cemento y vidrio indican que esta alcanza un valor máximo del orden de $0,2 \text{ kg/cm}^2$. Si los materiales inertes son capilarmente porosos y tienen superficies rugosas, además de atraerse físicamente, se unen mecánicamente. Esta unión provee adhesión considerable —la adhesión entre la pasta de cemento y superficies porosas y ásperas supera 10 kg/cm^2 — y suministra casi toda la adhesión que existe entre ellos. Este es el caso del mortero y la unidad, cuya adhesión es de naturaleza exclusivamente mecánica.

El proceso por el que se logra la unión mecánica entre el mortero y la unidad es, de manera simplificada, como sigue: 1) tan pronto el mortero entra en contacto con la unidad, esta absorbe agua de aquel. Este proceso puede durar entre unos minutos y algunas horas de producido el contacto, dependiendo de la estructura de poros de la unidad; 2) el agua transporta materiales cementicios; 3) estos son introducidos en el proceso de absorción del agua en los poros capilares de la unidad; y, 4) al hidratar y cristalizar los materiales cementicios en los poros de la unidad se crea el engrape mecánico entre la unidad y el mortero.

Los análisis de la interfase de contacto entre el mortero y la unidad han identificado a la etringita —sulfoaluminato tricálcico hidratado, uno de los productos de la hidratación del cemento— como la sustancia que forma, en los poros de la unidad, cristales hexagonales en forma de aguja, con un diámetro de $0,05 \mu\text{m}$.

La cantidad, penetración y grado de hidratación del material cementicio en los poros de la unidad —dependientes todos del proceso de flujo del agua durante el contacto de la unidad y el mortero— definen la tensión de adhesión. El temple del mortero y la calidad de la mano de obra controlan la extensión del área de contacto.

Cuando, como ocurre en la realidad, no se trata de la adhesión del mortero con una sola unidad sino con todas las que integran la obra de albañilería,

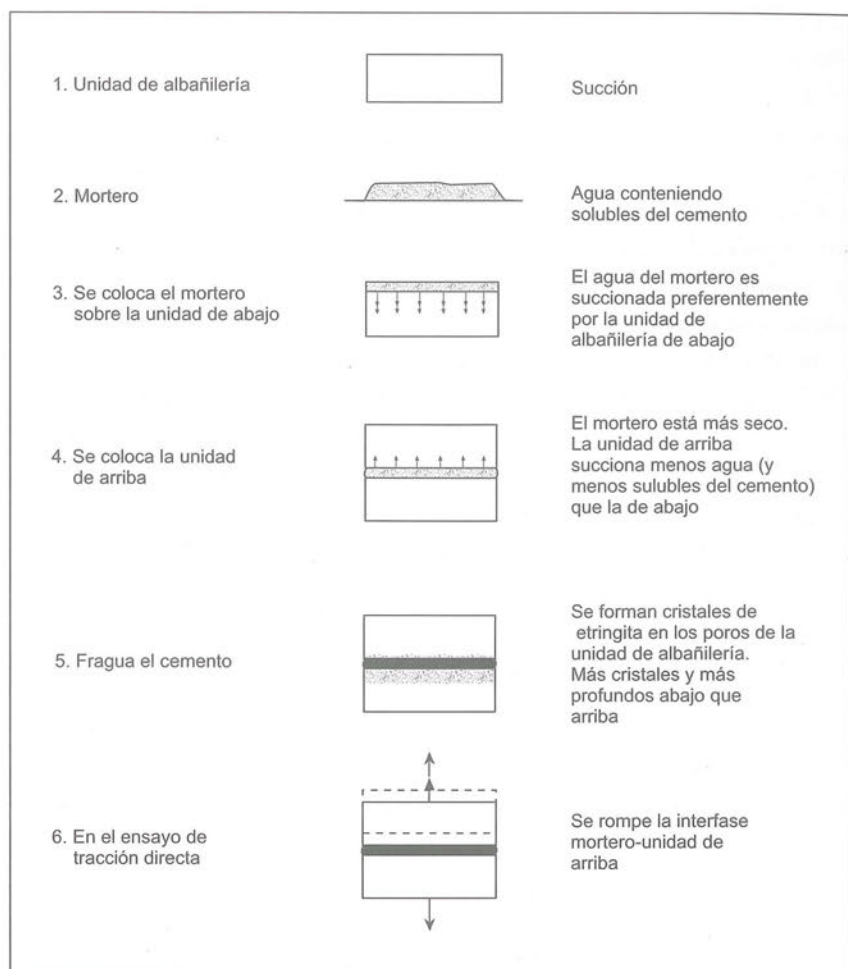


5.2. Textura superficial de un ladrillo de arcilla. Se pueden apreciar los poros capilares y la rugosidad. En las unidades sílico-calcáreas los poros son más cerrados, la capilaridad es menor y la superficie más lisa. En las unidades de concreto el poro es más grande, la capilaridad es menor y la superficie muy rugosa.

interviene otro factor para definir la adhesión: su uniformidad en las múltiples interfases.

En la figura 5.3 se muestra esquemáticamente cómo ocurre el proceso de adhesión cuando se asientan dos unidades. Se puede notar que la interfase del mortero con la unidad inferior tiene, por la naturaleza misma del proceso de asentado, mayor densidad y profundidad de incrustación de cristales que la interfase con la unidad superior. Esto mismo ocurre en todas las interfases, ya que la unidad que recibe primero el mortero tiende a ser privilegiada con mayor adhesión. Esta diferencia de adhesión es exacerbada por insuficientes retentividad del mortero y presión de asentado.

La fuerza de adhesión es mensurable mediante el ensayo de tracción directa en dos unidades pegadas con mortero, como se muestra en el número 6 de la figura 5.3. En este ensayo se rompe siempre la interfase superior —ella es, por tener menos cristales engrapados, la más débil— y este valor, menor que el de la interfase inferior, es el valor que se mide. Este no es sólo el resultado del ensayo,



5.3. Mecánica de la adhesión

sino que define el límite de la competencia resistente de la albañilería cuando es sometida a tracción. Tal hecho es confirmado por las obras de albañilería; en efecto, las fallas por tracción se ubican normalmente en la interfase del mortero con la unidad de arriba (figura 5.4). De ellas se desprende que la solidez e impermeabilidad de la albañilería mejoran en la medida que se homogeneice la formación de cristales de engrape en todas las interfases de contacto. Para lograr dicha homogeneización, que conduce a la uniformidad de la adhesión, la retentividad del mortero y la presión de asentado son las variables críticas que deben ser atendidas.

Los ensayos para medir la adhesión son realizados en testigos pequeños, elaborados en condiciones artificiales y probados a corto plazo. Por ello miden la

fuerza de adhesión sin referencia a la extensión de la adhesión o con relación a una extensión lograda artificialmente. Además, no pueden proveer información acerca de la durabilidad de la adhesión. Por ejemplo, ensayos de adhesión de unidades asentadas con pasta de cemento, en vez de mortero, muestran -debido solamente al elevado valor de la tensión de adhesión provisto por el cemento puro- adhesiones fuertes. Tampoco pueden prever si en una obra real la retracción de la pasta de cemento ocasionaría la separación de los materiales inicialmente pegados. Por ejemplo, el despistaje de la causa de la caída de enchapes cerámicos, que comienza algunos meses después de instalados, la asocia con el uso de la pasta de cemento como adhesivo.

Debido a que la adhesión —no solamente fuerte, sino total y durable— es el objetivo del proceso constructivo de la albañilería, los resultados de los ensayos de adhesión deben ser evaluados sin perder de vista sus limitaciones y contrastándolos con lo que sucede realmente en las obras.

Es importante señalar que los resultados de ensayos de adhesión han conducido a pensar, equivocadamente, que el mortero de cemento (sin cal) es mejor adhesivo que el mortero de cemento y cal. Sin embargo, si se evalúan la durabilidad de la adhesión y la impermeabilidad de las interfases —una medida de la extensión de la adhesión— mediante el examen de construcciones de albañilería que han sido sometidas durante un tiempo prudencial a las acciones que tienden a destruirla, entre ellas la del agua, el resultado es inverso. En efecto, se encuentra que las obras de albañilería estancas y que no presentan fisuras han sido siempre asentadas con morteros de cemento y cal, mientras que las construidas con morteros de cemento sin cal presentan filtraciones y fisuración.

La situación antes descrita tiene su explicación en que el cemento, sin la colaboración de la cal, produce morteros ásperos que generan un contacto tentacular —fuerte pero incompleto— en la interfase mortero-unidad y se retrae al avanzar su proceso de hidratación. La cal permite aumentar la extensión de la adhesión, endurece con lentitud manteniendo a los morteros «elásticos» y restaña las fisuras de manera autógena al ocurrir su carbonatación.

La magnitud del valor unitario de la adhesión es mensurable, entre otras formas, mediante un ensayo de tracción directa en dos ladrillos pegados con mortero, como se grafica también en el número 6 de la figura 5.3. En este ensayo se rompe una de las interfases mortero-unidad de albañilería, generalmente la interfase superior (la del ladrillo colocado último), por ser la más débil, y este menor valor es el valor medido. La magnitud de la adhesión obtenida depende de la uniformidad de la formación de cristales de etringita en las dos interfases; debido a la succión de la unidad de albañilería, la tendencia normal es a beneficiar con mayor densidad y profundidad de incrustación a la interfase inferior del



5.4. a) Ubicación del agrietamiento en la interfase mortero-unidad de arriba, en la rotura de un muro. b) Detalle de la separación.

mortero. Cuando la succión de la unidad en el momento del asentado es elevada, la diferencia de resistencia entre interfase es sustantiva.

Para minimizar este efecto y aumentar así la adhesión real y la adhesión medida, se requiere utilizar uno o más de los siguientes procedimientos:

- a. Proveer juntas de mortero gruesas, de modo tal que el retiro de agua por la unidad de abajo no alcance a afectar la disponible para la de arriba. La consecuencia de este procedimiento es la reducción sustancial de la resistencia a la compresión de albañilería (véase la tabla 9.2).
- b. Reducir la succión en el momento del asentado de la unidad de albañilería cuando esta succión es elevada. Esto implica humedecer la unidad de albañilería, incorporando un factor más de variabilidad difícilmente controlable (véase el acápite 8.3).
- c. Aumentar la consistencia del mortero. Esto equivale a aumentar la cantidad de agua en este (véase la tabla 5.5).

- d. Aumentar la retentividad del mortero. Este aumento se logra añadiendo la proporción del ingrediente cal en la dosificación del mortero (véase el acápite 5.7.2).

Estas diferentes posibilidades tienen virtudes, vicios y limitaciones que analizamos en las partes pertinentes del texto.

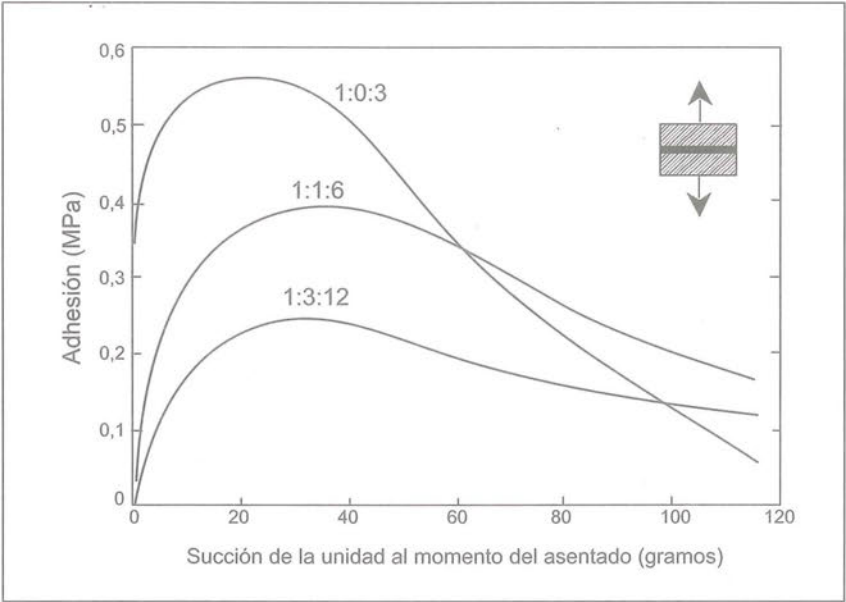
Por otro lado, se debe proveer una adhesión durable. Probablemente la única forma de conocer la durabilidad de la adhesión sea evaluando construcciones de albañilería que han sido sometidas a las acciones que tienden a destruirla. Quizá el ejemplo más representativo, de una serie de análisis empíricos acerca del mismo tema, es el descrito por C.C. Conner, en un trabajo preparado para la *American Society for Testing and Materials*, en 1948, basado en el examen detallado de cien edificios de albañilería de la compañía de teléfonos de Nueva Jersey, en Estados Unidos, que tenían entre seis y veintitrés años de contruidos, y que debían demolerse. Los edificios estancos y que no presentaban fisuras habían sido contruidos con morteros de cemento y con cal, mientras que los contruidos con mortero de cemento sin cal presentaban hasta 60% del largo de hiladas fisuradas y filtraban copiosamente. Más aún, el costo licitado de demolición fue mucho más alto para los edificios asentados con mortero con cal, ya que en ellos se requería romper los muros y no desmontarlos, opción esta última que sí era posible, recuperando las unidades prácticamente intactas, en los que no se había usado cal.

La situación antes descrita tiene su explicación en la tendencia del cemento a producir morteros ásperos que generan un contacto tentacular en la interfase mortero-unidad y a contraerse al avanzar su proceso de hidratación, mientras que la cal tiende a aumentar la extensión de la adhesión y a endurecer con lentitud, manteniendo a los morteros *elásticos* y curando las fisuras de manera autógena al ocurrir su carbonatación.

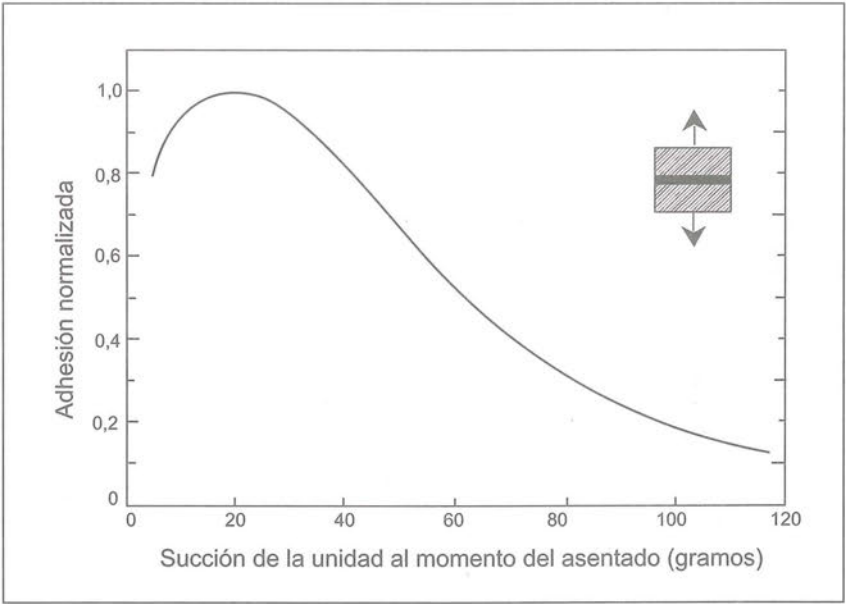
En resumen, la adhesión mortero-unidad es de naturaleza mecánica y no molecular o electrostática, y depende de los contenidos de cemento, cal y agua en la junta de mortero, de la succión de la unidad de albañilería y del contenido de poros capilares en la unidad.

En las figuras 5.5 a 5.9, que corresponden a promedios de numerosos ensayos, se muestra, de manera general, el efecto de diferentes parámetros en la adhesión medida en el ensayo de tracción directa. Como puede apreciarse, los siguientes aspectos son significativos:

- a. La succión de la unidad de albañilería al momento de su asentado es un factor fundamental en la adhesión, existiendo un rango de succión —entre 10 a 30 gramos, más o menos— donde la adhesión es máxima.

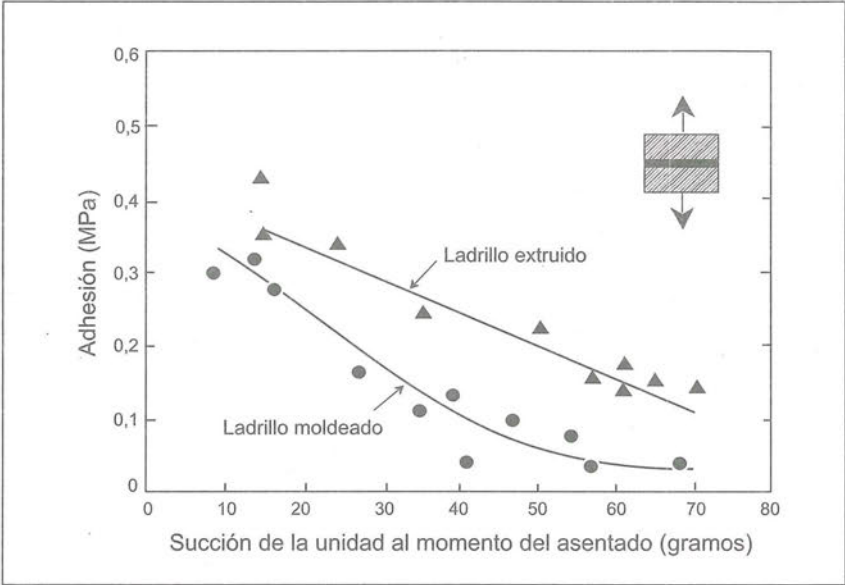


5.5. Adhesión vs. proporción del mortero y succión [100].

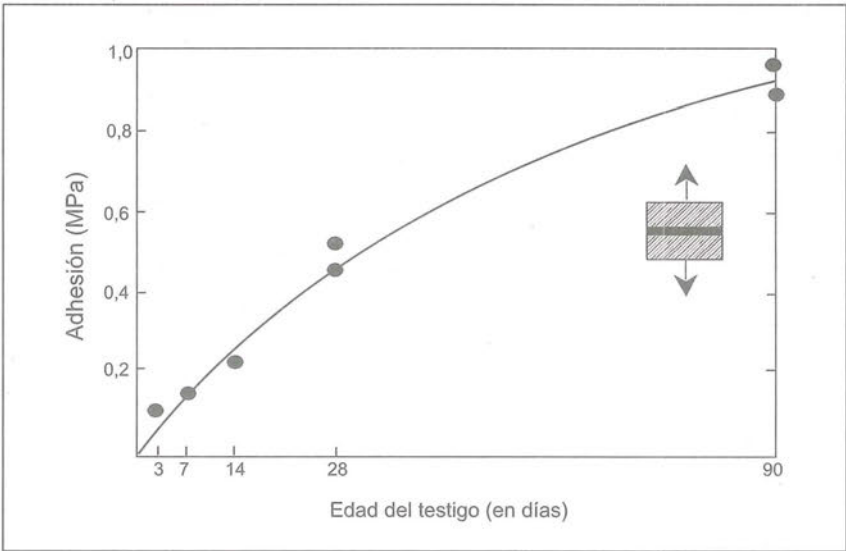


5.6. Adhesión normalizada vs. succión [164].

- b. Las adiciones de cal y de arena en cantidades sustantivas tienden a reducir el valor de la adhesión medido en el ensayo. Esto es obvio, pues se reduce la concentración de cemento, material que provee los cristales de etringita.



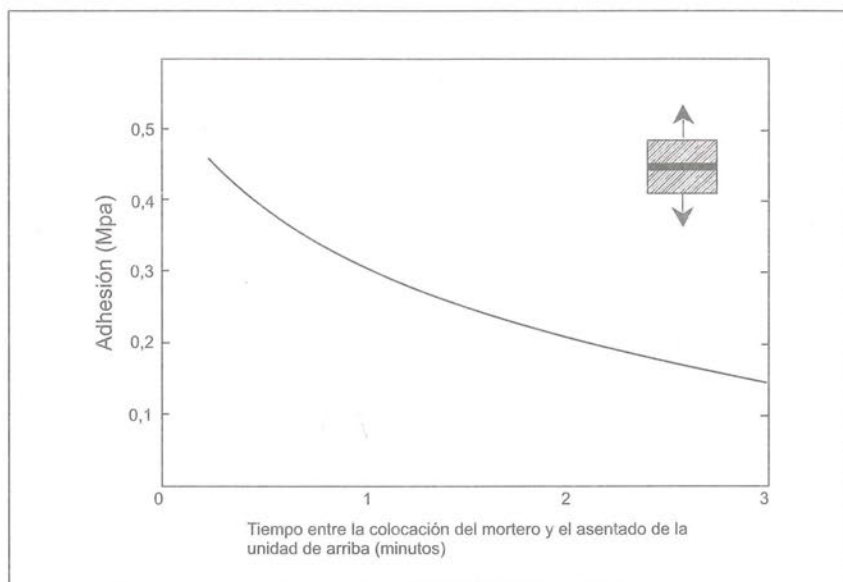
5.7. Adhesión vs. textura [100].



5.8. Adhesión vs. edad del testigo al momento del ensayo.

Sin embargo, en este aspecto debe tenerse en cuenta las características del ensayo que, como se señala en el acápite de ensayos en este capítulo, tiende a proveer resultados que favorecen el valor unitario de la adhesión inicial.

- c. La unidad extruida, que tiene —por la naturaleza de su formado— más porosidad visible y mayores irregularidades que la unidad moldeada,



5.9. Adhesión vs. demora de asentado de la unidad de arriba.

provee más adhesión. Esto explica, en alguna medida, que las unidades sílico-calcáreas con superficies moldeadas y con textura superficial cerrada tengan menos adhesión que unidades extruidas de arcilla o unidades de concreto con textura de poro abierto.

- d. El valor de adhesión, al depender ésta de la formación de los cristales de uno de los productos de la hidratación del cemento, aumenta —como aumenta la resistencia del contrato— con la edad.
- e. Si se demora la colocación de la unidad de arriba se reduce la adhesión. Esto es también obvio, porque el ensayo mide la resistencia en la interfase mortero-unidad superior, y al demorarse el asentado de dicha unidad se está permitiendo que el agua se evapore y que una mayor cantidad sea extraída por la unidad de abajo y que ocurra, como consecuencia, aun menos incrustación de cristales en dicha interfase. Son corolarios de este hecho que si se retira la unidad asentada se habrá perdido totalmente la adhesión, que si se bambolea la unidad al asentarla se reducirá su adhesión y que si se ejerce presión en el asentado se mejora la adhesión.

5.4. PROPIEDADES

El mortero es un adhesivo, y su adhesión fuerte, total y durable con la unidad de albañilería es su objetivo más importante; todas sus otras propiedades, incluida la resistencia a la compresión, son incidentales.

Se debe distinguir entre las propiedades del mortero en su estado plástico y en su estado endurecido.

En el estado plástico la propiedad esencial del mortero es su temple, es decir, la cualidad de poder ser manipulado con el badilejo, de ser esparcido con facilidad sobre las superficies de las unidades, de adherirse a superficies verticales de las unidades y de lograr contacto íntimo y completo con las irregularidades de estas. Lo opuesto a un mortero trabajable es un mortero áspero. En la figura 5.10 se muestra el aspecto de un mortero trabajable. Si bien la trabajabilidad de un mortero es fácilmente reconocible por un buen albañil, ella es una compleja propiedad reológica, y no existe un ensayo para cuantificarla ni para medir características tales como la cohesión y la plasticidad de un mortero. Adicionalmente, la recuperación de dicho temple perdido por evaporación del agua puede exigir la adición de más agua en un proceso, exclusivo de la técnica del mortero, llamado retemplado.

Cohesión, plasticidad, fluidez y retentividad —estas dos últimas susceptibles de medición—, en conjunto, definen el temple. Lo que se hace, en la práctica,



5.10. Mortero con trabajabilidad satisfactoria. Nótese consistencia, plasticidad y capacidad de adherirse a la unidad sin desprenderse.

es «medir» el temple mediante ensayos relativamente simples, que cuantifican la fluidez del mortero y su retentividad.

En la construcción, la retentividad se evidencia por la capacidad del mortero de permanecer trabajable después del contacto con la primera unidad, lo que permite el asentado cómodo de la unidad superior y, así, la homogeneización de la adhesión.

La composición del mortero demanda la presencia de cemento, cal, arena y agua.

Las propiedades del mortero endurecido son la adhesión con las unidades de albañilería y su resistencia a la compresión. La primera es esencial; la segunda, a pesar de ser exigida en muchas normas, incidental. En la adhesión hay que distinguir el valor unitario de la adhesión y la extensión del área de contacto de la adhesión. La adhesión resulta del producto del valor unitario y de la extensión.

El aspecto menos comprendido de la adhesión está relacionado con la extensión del área de contacto. Se ha sugerido que la mejor manera de entender en qué consiste —y, a la vez, en cierto modo, medirla— es remover una unidad de la hilada poco después de asentada. La disposición del mortero adherido a la cara de asiento de la unidad indicada la extensión. Los morteros ásperos mostrarán, típicamente, un contacto localizado, descrito como tentacular, mientras que los morteros trabajables cubrirán el íntegro de la cara de asiento.

5.5. ENSAYOS [136]

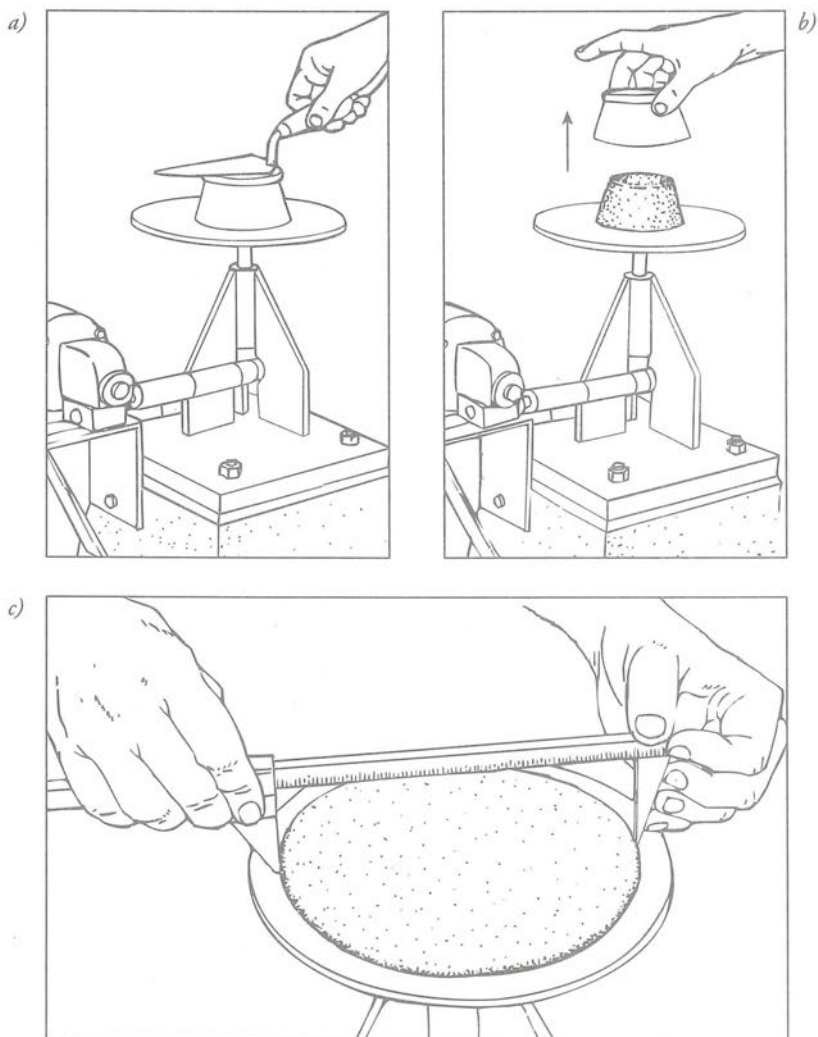
5.5.1. Ensayo de consistencia

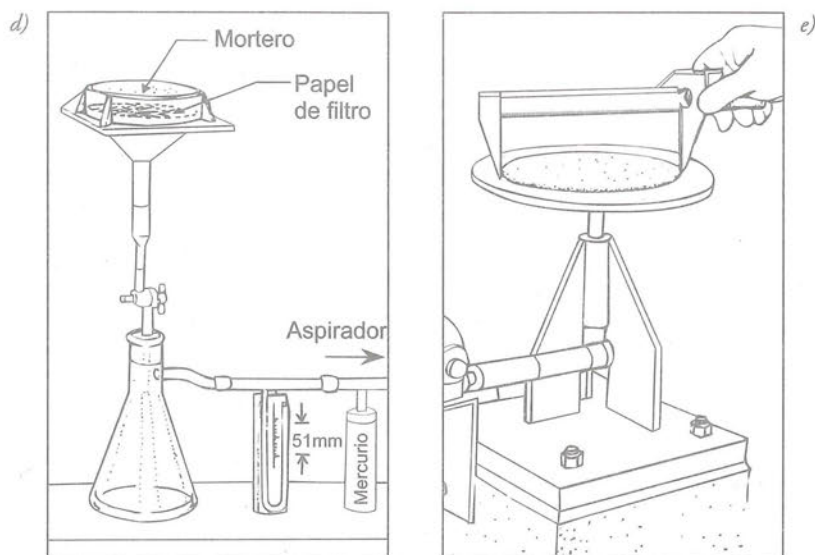
El ensayo de consistencia —o ensayo de fluidez, o flujo— se realiza principalmente con el aparato de flujo, que es una mesa plana construida de tal manera que puede dejarse caer una altura de 12 mm por medio de una leva rotatoria. Este ensayo ha sido criticado por muchos investigadores, pues lo que de él se obtiene aparece fuertemente influenciado por el montaje del aparato, por su estado de mantenimiento y su desgaste y por la técnica del operador; en suma, porque ofrece resultados no reproducibles y dispersos. Aun así, es el procedimiento más usado, y debe destacarse que puede ser calibrado con mezclas estandarizadas, provistas por los entes normalizadores, o con mezclas definidas por cada laboratorio, dependiendo del ámbito de los ensayos.

Se define como la consistencia o fluidez al porcentaje de incremento en el diámetro de un tronco de cono de 10 cm de diámetro en su base y 5 cm de altura después de que la mesa de flujo se ha dejado caer veinticinco veces en quince

segundos. Esto es, si el diámetro de la masa de mortero es 20 cm después del ensayo, la consistencia o fluidez del mortero es 100% (figura 5.11a, b y c).

Otro procedimiento para medir la consistencia utiliza el penetrómetro de cono, que consiste en un aparato de Vicat modificado para permitir una altura de caída de 89 mm y obtener así penetraciones mayores del cono. La medida de la consistencia es la altura de penetración, en milímetros, del cono de aluminio de 41 mm de diámetro en su base, 92 mm de altura (rebajados a 89 mm de diámetro para bolear la punta) y 200 gramos de peso en una muestra de mortero, compactada con una espátula, contenida en un recipiente cilíndrico de 76 mm de diámetro y 88 mm de altura. Si bien este método provee resultados más consistentes que el del aparato de flujo, su aplicación es aún limitada.





5.11. Ensayos de consistencia y retentividad. a) Mesa de flujo y moldeo del testigo. b) Testigo troncocónico. c) Medida del diámetro de la masa después de veinticinco caídas de la mesa de flujo. d) Aplicación del vacío al mismo mortero. e) Medida de menor diámetro que se obtiene después de que el testigo, elaborado con la masa expuesta al vacío, es sometido a las veinticinco caídas de la mesa de flujo.

5.5.2. Ensayo de retentividad

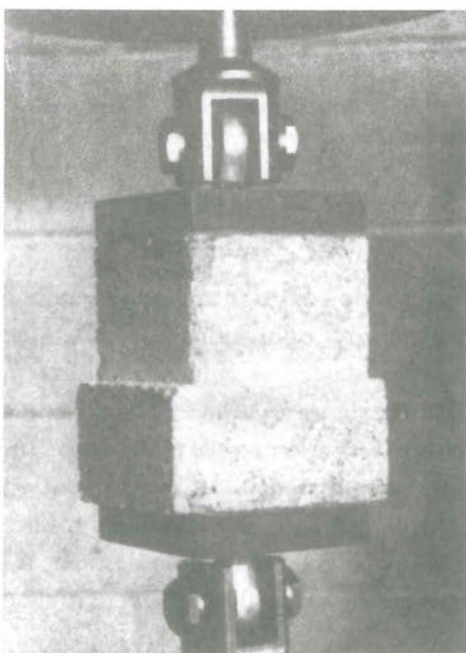
El ensayo de retentividad se realiza utilizando el mismo aparato de flujo descrito anteriormente. Se mide la consistencia en dos oportunidades. Una inicial, que corresponde a la medición antes descrita. Luego se coloca el mismo mortero ensayado en un aparato de vacío, calibrado a un vacío de 51 mm de mercurio, por un minuto, lo que tiene el efecto de retirarle una parte del agua. Inmediatamente después se repite la medición de consistencia. La relación entre la consistencia final y la inicial se llama retentividad. Esto es —usando el mismo ejemplo anterior— si el diámetro en el ensayo del aparato de flujo después de aplicado el vacío es 18 cm, su nueva consistencia será 80%, y la retentividad 0,80 (figuras 5.11d y e).

5.5.3. Ensayo de adhesión

La adhesión no es una propiedad absoluta del mortero, sino que se mide con relación a una determinada unidad de albañilería. El ensayo puede hacerse por tracción directa o por flexión, y es más usual el ensayo por tracción directa. Con este propósito se forman testigos de dos unidades asentadas con el mortero, los

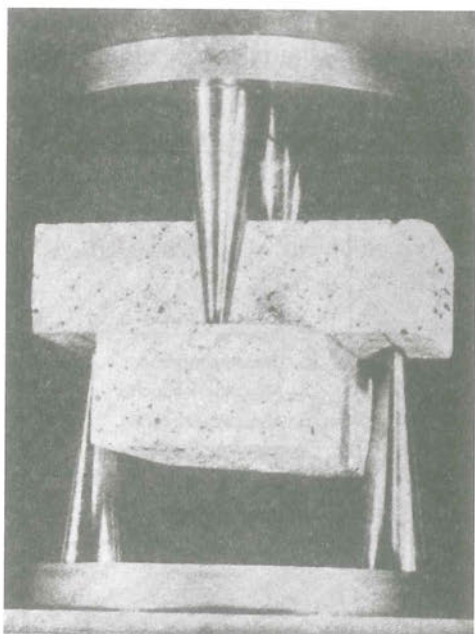
que se ensayan, usualmente a los veintiocho días, aplicando una fuerza de tracción directa perpendicular a la cara de asiento en una máquina universal. Se llama adhesión al valor unitario obtenido de dividir la fuerza de rotura entre el área nominal de contacto.

Si se dispone de una máquina para ensayos en tracción, se pueden utilizar testigos como el mostrado en la figura 5.12. Si solo se dispone de máquina para ensayos en compresión, el modelo más usado es el que aparece en la figura 5.13. Como este ensayo mide un valor unitario muy reducido, típicamente de no más de 0.3 a 0.4 MPa, las fuerzas de rotura son pequeñas, no excediendo los 3 a 4 KN; y como, de otro lado, los testigos son muy delicados y el ensayo requiere de gran precisión para asegurar que la fuerza aplicada pase efectivamente por el centro de la interfase ensayada y no cause efectos de flexión, los resultados tienden a ser dispersos, por lo que es usual tener coeficientes de variación muy elevados (de 30 a 40%).



5.12. Ensayo de adhesión en máquina de tracción. La unión de los cabezales y las unidades —arriba y abajo— está hecha, en este caso, con pegamentos epóxicos.

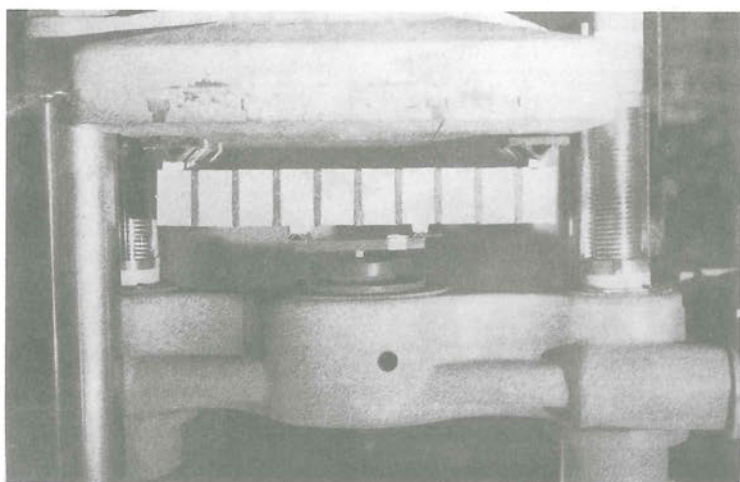
Es importante señalar que —debido a la forma de preparación de los testigos en la que la extensión del área de contacto es total, pues se logra por métodos artificiales que no se pueden realizar en la práctica— el resultado del ensayo no mide necesariamente la adhesión, entendida como el producto de su valor unitario y la extensión del área de contacto, sino que es más bien una medida del valor unitario de la adhesión. Además, el ensayo —debido a la dimensión reducida



5.13. Ensayo de adhesión por tracción directa con testigos de ladrillos cruzados efectuado en máquina de compresión.

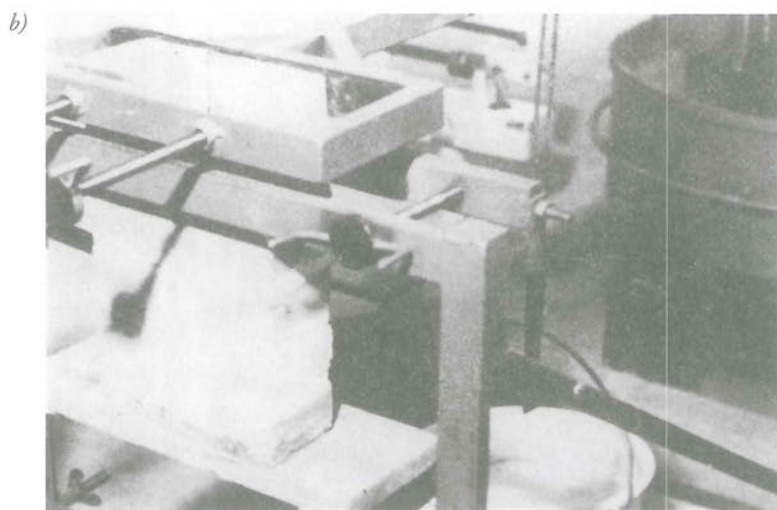
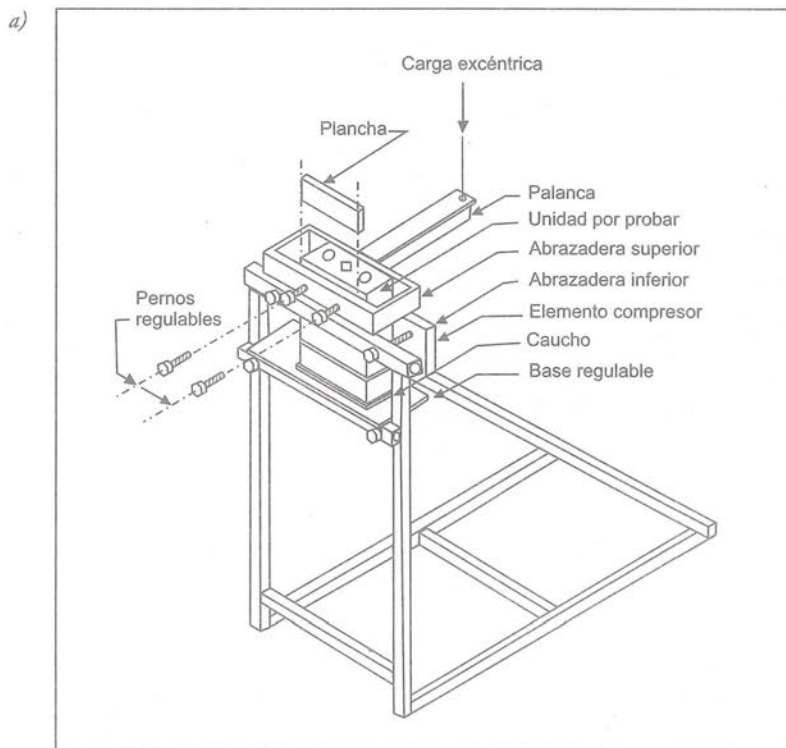
del testigo— no puede incorporar el efecto de la contracción de fragua, ni tampoco ser utilizado para cuantificar la durabilidad de la adhesión. Por los motivos citados, los resultados obtenidos con este ensayo deben ser analizados en un contexto integral y no juzgados *prima facie*.

Los ensayos de adhesión por flexión se realizan en el laboratorio en un prisma de unidades asentadas una encima de la otra. En un ensayo se carga el prisma como una viga (figura 5.14), y se obtiene del ensayo del prisma un único valor



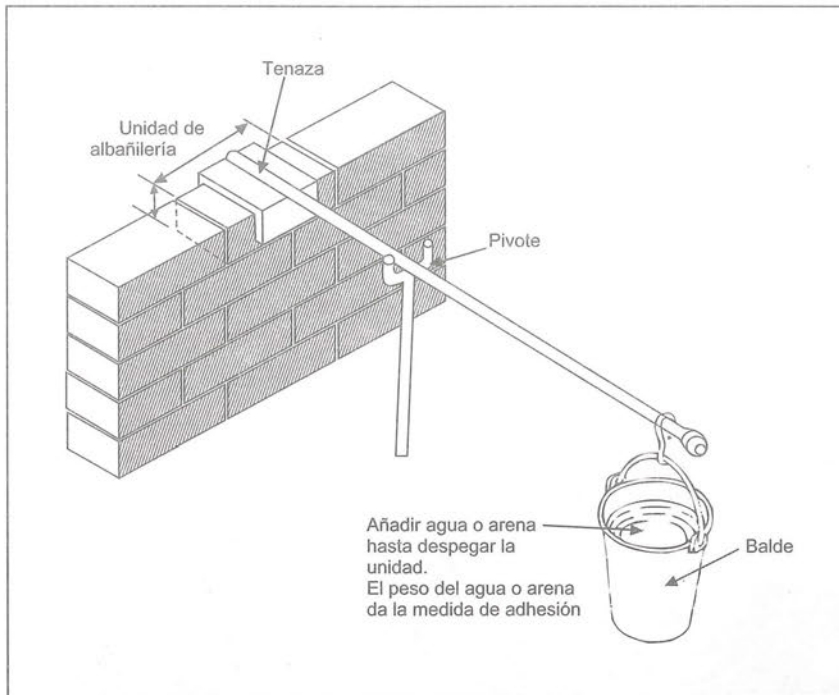
5.14. Adhesión por flexión: ensayo de prisma en flexión para obtener el módulo de ruptura.

del módulo de ruptura. En otro ensayo se separa por flexocompresión, mediante la palanca de adhesión, unidad por unidad (figura 5.15), obteniéndose tantos resultados como juntas hay.



5.15. Adhesión por flexión con la palanca de adhesión.

En Australia se emplea un ensayo de campo (figura 5.16) para medir la adhesión que utiliza una palanca, similar a la del ensayo de la palanca de adhesión usada en el laboratorio, con la cual se retiran unidades de un muro después de algunos días de asentado. Este ensayo permite controlar, por comparación de resultados, la uniformidad del trabajo de asentado; y si se calibra con ensayos de laboratorio de valor conocido, por ejemplo, puede servir para medir valores absolutos de la adhesión.



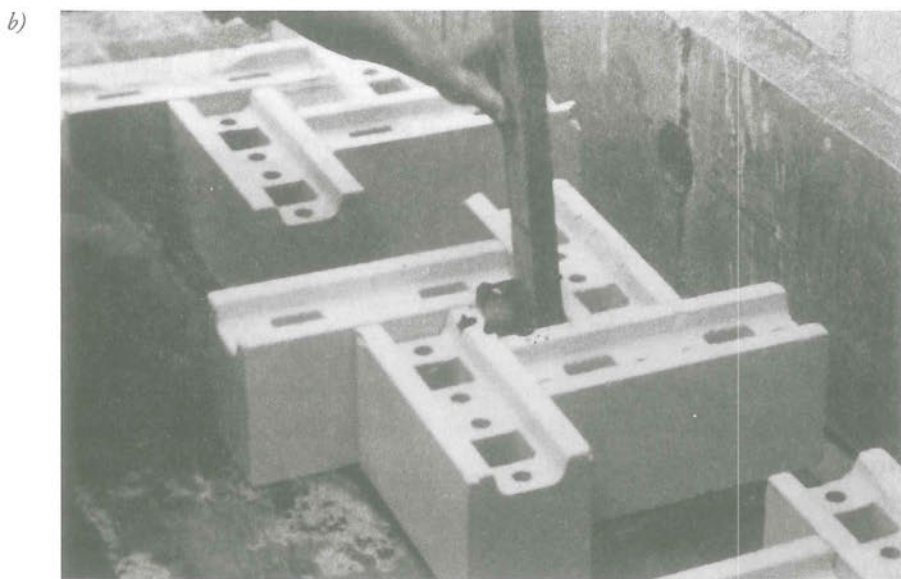
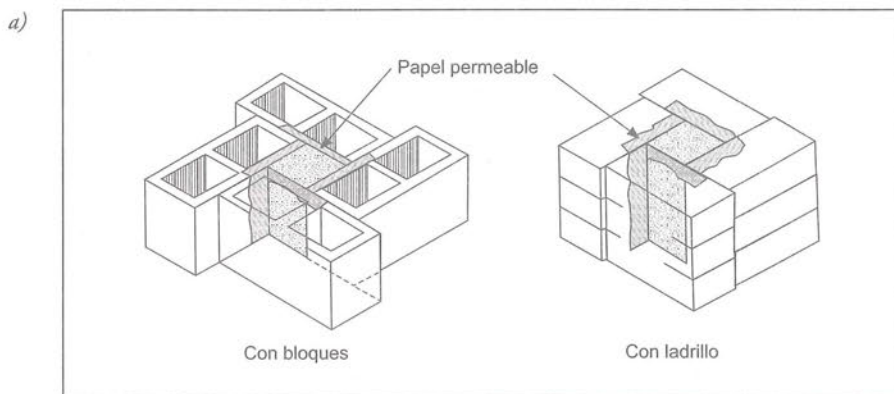
5.16. Ensayo de campo para medir la adhesión.

5.5.4. Ensayo de compresión

El ensayo de compresión se hace rompiendo —a los veintiocho días—, en una máquina de compresión, testigos cúbicos de 5 cm de lado, cilindros de 5 cm de diámetro y 10 cm de altura o prismas de base cuadrada en los que la altura es el doble del lado. Si bien subsiste la tendencia original a preparar los testigos en moldes impermeables de acero, es cada vez mayor el reconocimiento de lo esencial que resulta preparar los testigos teniendo en cuenta, de alguna manera, el retiro de agua por la succión de la unidad de albañilería para establecer así la realidad resistente del mortero colocado. Por ejemplo, el *Uniform Building Code* [186]

señala que para obtener testigos del mortero destinados a establecer la resistencia a la compresión, se debe colocar el mortero con un espesor de 12 a 15 mm sobre la cara de asiento de la unidad con la cual se utilizará, retirarlo después de un minuto y colocarlo luego, compactándolo en dos capas, en un molde cilíndrico impermeable de 5 cm de diámetro y 10 cm de altura.

Cada vez más investigadores recomiendan la utilización de testigos prismáticos formados en moldes provisionales hechos de las unidades de albañilería (figura 5.17) con las que se ha de realizar la investigación o la construcción.



5.17. Preparación del testigo para el ensayo de compresión.

a) Elaboración del testigo. b) Colocación del papel permeable que impedirá que el mortero se adhiera a la unidad de albañilería.

En otras palabras, la resistencia a la compresión del mortero, al igual que la adhesión, deviene una característica que no le es propia, sino que está relacionada con la unidad de albañilería con la que será utilizado; además, esta resistencia será bastante mayor que la que indican los testigos elaborados en moldes impermeables.

En cualquier caso, la determinación de la resistencia del mortero a la compresión tiene escasa importancia práctica; su fin es solo la investigación. En este contexto, al iniciar un proceso de ensayos conviene definir, desde el inicio, las características de los testigos, la edad de prueba y los procedimientos (ritmo de carga, por ejemplo) que se emplearán para medir esta propiedad de manera sistemática.

El resultado del ensayo se obtiene dividiendo la carga máxima entre el área de la sección promedio; se llama resultado de la prueba al promedio de los resultados de los tres ensayos (X) y resistencia característica del mortero (f'_{cm}) a:

$$f'_{cm} = X(1 - 1.3\sigma) \quad (5-1)$$

donde σ es la desviación estándar de la prueba.

5.6. INGREDIENTES

5.6.1. Cemento

Los cementos cuya utilización es aceptable en los morteros son, normalmente, los cementos *portland* de los tipos I, II y, excepcionalmente, del tipo III, además de los cementos adicionados y cementos de albañilería.

Los cementos *portland* son aglomerantes hidráulicos normalizados obtenidos pulverizando *clinker*, que consiste, esencialmente, en silicatos cálcicos hidráulicos a los que se ha incorporado, como adición en la molienda, una o más formas de sulfatos cálcicos. El cemento *portland* tipo I es el de aplicación general; el tipo II es ligeramente resistente a sulfatos, y el tipo III es de resistencia temprana. La resistencia estándar de los cementos *portland* está entre 22 y 28 MPa a los 28 días.

Los cementos adicionados incluyen los cementos puzolánicos y los cementos de escorias. Ellos son aglomerantes hidráulicos normalizados obtenidos de la mezcla, íntima y uniforme, de cemento *portland* y de puzolanas o escorias finamente molidas. Esta mezcla se logra generalmente por la molienda conjunta

del *clinker* y la sustancia adicionada. Para activar químicamente las adiciones, las finuras de molienda son del orden del doble de las usuales para los cementos *portland* (de 400 a 700 m²/kg vs. 200 a 400 m²/kg). Las resistencias estándar de los cementos adicionados están entre 10 y 24 MPa a los 28 días.

Los cementos de albañilería son aglomerantes hidráulicos destinados específicamente a ser ingredientes del mortero en la construcción de albañilería. Ellos contienen, normalmente, uno o más de los siguientes aglomerantes hidráulicos: cemento *portland*, cemento *portland* adicionado con puzolanas, cemento natural, cemento de escorias y cal hidráulica y, en adición, uno o más materiales como cal hidratada, piedra caliza, tiza, talco, conchas marinas, escoria y arcilla, usualmente de acuerdo con fórmulas registradas industrialmente. Para ser aceptables, los cementos de albañilería deben satisfacer requisitos físicos de fineza, expansión en autoclave, tiempo de fragua inicial y final, resistencia a la compresión, contenido de aire y retención de agua. Los límites de estos requisitos están señalados en la normativa específica. En cualquier caso, debe anotarse que el cemento de albañilería es un material sustancialmente distinto al cemento *portland*, y está destinado exclusivamente, tal como se ha señalado anteriormente, a ser aplicado en morteros para albañilería. Las resistencias estándar de los cementos de albañilería están entre 6 MPa (tipo N) a 28 MPa (tipo M).

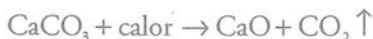
5.6.2. Cal [10] [17]

La cal comprende básicamente dos tipos: la cal viva y la cal hidratada. La cal hidráulica es, estrictamente hablando, un cemento. La cal viva es un sólido en forma de terrones del tamaño de piedras pequeñas o grandes, dependiendo del grado de molienda previo y del tipo de horno utilizado. Se obtiene calcinando (o quemando) la piedra caliza (CaCO₃) en un proceso controlado, a temperaturas elevadas (entre 900 °C y 1200 °C).

El proceso de calcinación logra tres objetivos:

- a. evaporar el agua existente en la piedra caliza;
- b. calentar la caliza hasta la temperatura necesaria (teóricamente 900°C), para que ocurra la disociación química, y
- c. expulsar el anhídrido carbónico (CO₂) como gas, dejando libre al óxido de calcio (CaO).

La reacción química del proceso de calcinación es la siguiente:



Esta reacción química se refiere a productos que proceden de un carbonato con alto contenido de calcio. En las calizas dolomíticas, el calcio está reemplazado —en mayor o menor grado— por magnesio, y el carbonato de origen tiene carbonato de magnesio (MgCO_3); la cal viva resultante en este caso está compuesta de óxidos de calcio y de magnesio (CaO.MgO).

La cal viva necesita de agua muy frecuentemente, por lo que resulta difícil de conservar y manipular. Es usual que se deteriore rápidamente, por su tendencia a combinarse primero con el agua atmosférica, apagándose, y luego, inmediatamente, con el anhídrido carbónico, para convertirse nuevamente en carbonato de calcio; adicionalmente, conlleva riesgo de incendio y la posibilidad de ocasionar quemaduras si es manipulada sin cuidado. Por otro lado, para su uso en la construcción debe necesariamente combinarse con agua. Este proceso, que se llama hidratado o apagado, va acompañado de una considerable y violenta evolución de calor y de una expansión del orden de tres veces el volumen original; aunque se puede realizar en obra, es preferible —por razones de seguridad, comodidad y uniformidad del producto— llevarlo a cabo industrialmente.

La reacción química del proceso de apagado es la siguiente:



y requiere, para ser completa, aproximadamente 30 kg de agua por cada 100 kg de cal viva.

La cal hidratada embolsada es la forma normal de comercializar el producto para su aplicación en la construcción. Esto le permite no solo evitar los riesgos de la cal viva —ya que la cal hidratada es prácticamente inerte—, sino, además, la posibilidad de ser mezclada directamente con los otros componentes de los morteros (cemento, arena y agua) sin necesidad del apagado previo.

La cal hidratada suelta tiene un peso unitario del orden de los 500 a 600 kg/m^3 . Su pureza se mide lavando una muestra del material sobre las mallas ASTM # 30 y # 200; los materiales retenidos en la malla # 30 pueden ser activos y deletéreos, mientras que los retenidos en la malla # 200 son inertes. Es usual que las normas fijen límites a dichos residuos para considerar a la cal normalizada; estos límites son aproximadamente de 0.5-1% en la malla # 30 y de 10-15% en la malla # 200.

5.6.3. Arena

La arena puede ser natural o fabricada. La natural es siempre producida por la acción erosiva de los ríos sobre las rocas y puede encontrarse en depósitos ribereños, lacustres, marinos o eólicos. Dependiendo del tipo de depósito, los granos de arena pueden ser angulosos o redondeados. La arena fabricada, ya sea específicamente o como subproducto, es por naturaleza angulosa; se admite, usualmente, que contenga más finos que los señalados en los límites granulométricos que se detallan en la tabla 5.1.

En general, todas las arenas son aplicables en la elaboración de morteros en la medida en que satisfagan los requisitos físicos de la granulometría que se señalan en la tabla 5.1, o de otra granulometría que pueda resultar accesible, siempre y cuando se verifique su satisfactoria adecuación a las características deseables del mortero.

TABLA 5.1.
Granulometría de la arena para mortero

Tamiz ASTM	% que pasa
N.º 4	100
N.º 8	95 – 100
N.º 16	70 – 100
N.º 30	40 – 75
N.º 50	10 – 35
N.º 100	2 – 15
N.º 200	—

En cualquier caso, la arena debe estar libre de sustancias deletéreas tales como partículas friables o livianas, impurezas orgánicas o exceso de arcilla. Las normas señalan, usualmente, un límite de 1% para el contenido de arcilla y de 0.5% para partículas que flotan en un líquido de peso específico 2. Si resultasen excesivos, estos materiales deben ser removidos antes de la utilización de la arena.

Las arenas marinas que contienen sales pueden ser utilizadas siempre y cuando no haya armadura en la hilada y se acepte, en la obra terminada, la eflorescencia que inevitablemente causarán. Con el propósito de asegurar el control de uniformidad, suele exigirse la medición del módulo de fineza de la

arena característica inicial, y luego se verifica que este no sufra, en los lotes subsiguientes, desviaciones mayores de 0,20.

5.6.4. Agua

El agua en general debe ser limpia y estar libre de sustancias deletéreas tales como aceites, ácidos, álcalis o cualquier otra que resultare dañina. La utilización de agua de mar es tolerable cuando no hay armadura en la hilada y siempre y cuando se admita, en la edificación terminada, la eflorescencia que las sales presentes en ella inevitablemente causarán. El agua para uso doméstico es siempre satisfactoria.

5.6.5. Aditivos

En general, los aditivos no son necesarios ni deseables para los morteros en la construcción de albañilería. Los aditivos que contienen cloruros de calcio, en particular, pueden causar severos problemas de corrosión en albañilería que contiene refuerzo o insertos de acero.

En el año 1970, *The Dow Chemical* (Estados Unidos) introdujo al mercado un aditivo para mortero con el nombre comercial de *Sarabond*, que era un polímero líquido desarrollado originalmente para reparar las superficies de puentes de concreto cuyo ingrediente básico es orgánico: el cloruro de vinylideno. La adición de *Sarabond* al mortero de cemento *portland*, sin cal, le confería sustancial resistencia a la compresión, del orden de 50 MPa en cubos de 5 cm de lado, y la habilidad de unir las unidades a resistencias superiores a las de la unidad. Lamentablemente, la adición de *Sarabond* creó graves problemas de durabilidad y corrosión de acero en las obras en las que se aplicó. Su producción fue descontinuada en el año 1982.

5.6.6. Aire incorporado [268], [269]

Las investigaciones realizadas para estudiar el beneficio que trae la inclusión de aire en los morteros, relativa a la durabilidad de la albañilería expuesta a ciclos de congelamiento y descongelamiento[268] y la adhesión entre mortero y unidad de albañilería [269] llegan a las conclusiones siguientes:

- En el primer caso [268] fue evidente la mejora en la durabilidad de los paneles de albañilería con morteros con aire incorporado.
- En el segundo caso [269] se mejoró la adhesión cuando se aumentó el contenido de pasta en los morteros con sobredosis de aire incorporado,

sin embargo con cantidades altas de pasta ocurren discontinuidades grandes en la interfase y, por tanto, reducción de la adhesión. Se requiere mayor investigación para llegar a conclusiones que permitan formular recomendaciones para la construcción.

Las investigaciones recientes [265] indican claramente que los morteros de cemento de albañilería modificados con polímeros aumentan significativamente la resistencia a tracción por flexión y algo de la resistencia a la compresión de la albañilería a la vez que reducen el módulo de elasticidad del mortero. No se conoce su efecto sobre morteros de cemento-cal-arena.

5.6.7. Fibras [208], [239]

En ensayos recientes de muretes a compresión diagonal contruidos con diferentes morteros se estableció que la adición de fibras de polipropileno al mortero no aumenta la adhesión entre el mortero y la unidad ni tampoco la resistencia a tracción de la albañilería. Sí reduce el coeficiente de variación de los resultados de los ensayos.

5.7. INFLUENCIAS [100] [170] (VÉASE LA TABLA 5.2)

5.7.1. Cemento

El cemento *portland* es responsable del valor de adhesión y de la resistencia a la compresión, tanto temprana como final, de los morteros. Sin embargo, los morteros de cemento puro, sin la presencia de cal, tienden a ser ásperos y poco retentivos, en consecuencia, difíciles de trabajar; además, ellos producen áreas de contacto de extensión reducida en una forma localizada, puntual y tentacular.

De otro lado, el cemento *portland* se caracteriza por producir contracciones de fragua que tienden a retraer el mortero y destruir la adhesión lograda con las unidades de albañilería.

Si bien se puede afirmar que el cemento *portland* es el componente esencial del mortero, debe entenderse que él no puede alcanzar su potencial sin la presencia de la cal. Existe aún la práctica de dosificar mortero sin cal, lo que, como se puede entender, lleva a diferentes vicios en la construcción de albañilería —como juntas excesivamente gruesas— al tratar de resolver su falta de trabajabilidad.

Debido, sobre todo, a su mayor finura y a que sus procesos de endurecimiento son más lentos, los cementos adicionados producen, en general, morteros

TABLA 5.2.
Influencia de los componentes del mortero

	Cemento	Cal	Arena	Agua
Consistencia (Fluidez)				•
Retentividad		•		
Cohesión	•	•		
Estabilidad dimensional	(-)		•	(-)
Adhesión	•	•		
Valor de la adhesión		•		
Extensión de la adhesión		•		
Durabilidad de la adhesión	(-)	•		
Resistencia a la compresión	•	•		

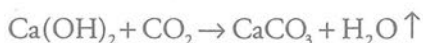
más retentivos y de menor consistencia que los *portland* para las mismas dosificaciones y, para la misma consistencia, morteros menos resistentes. El efecto final de su utilización en la modificación de las propiedades reológicas y resistentes del mortero es, en cierta forma, equivalente a reducir el contenido de cemento *portland* y añadir cal en morteros convencionales. La magnitud del efecto depende de cada cemento específico.

5.7.2. Cal [79] [100] [120]

La cal es un polvo impalpable —su superficie específica es del orden de cinco veces la del cemento *portland*—, no deletéreo y prácticamente inerte. Su finura conduce a la reducción de la tensión de adhesión y, al mismo tiempo, a lograr la plasticidad y retentividad del mortero, que son las variables asociadas a la extensión del contacto y a la homogeneización de la adhesión.

A diferencia del cemento —que endurece con rapidez reaccionando químicamente con el agua—, la cal endurece lentamente, y reacciona químicamente con el anhídrido carbónico de la atmósfera hasta volver a formar el carbonato de calcio del que originariamente proviene.

La reacción química del proceso de carbonatación es la siguiente:



Los cristales de carbonato de calcio que se forman como consecuencia de este proceso se aglutinan y se engrapan, proveyendo, en última instancia, una

pequeña resistencia. Asimismo, la adición de cal a los morteros de cemento, al demandar más agua para la misma consistencia, reduce su resistencia, como puede apreciarse en la tabla 5.3. En ella aparecen los resultados de ensayos de resistencia a la compresión realizados a los veintiocho días, medida en cubos de 5 cm de lado elaborados en moldes no absorbentes en los que todos los morteros fueron mezclados a la misma consistencia [9].

Es importante señalar que si bien la relación de resistencia de los morteros llega, entre los de cemento puro y los de cal pura, a ser mayor de 40, la relación de resistencia entre las albañilerías elaboradas con dichos morteros no es mayor de 2 (véase, al respecto, el acápite 9.3.5.5). Con morteros bien dosificados, que contienen cal, la reducción de la resistencia de la albañilería al añadir cal a los morteros es mínima.

TABLA 5.3.
Influencia de la cal en la resistencia del mortero

Mortero					Resistencia (MPa)
Cemento portland	:	Cal	:	Arena	
1	:	0	:	4	17,5
1	:	1	:	4	6,5
0	:	1	:	4	0,4

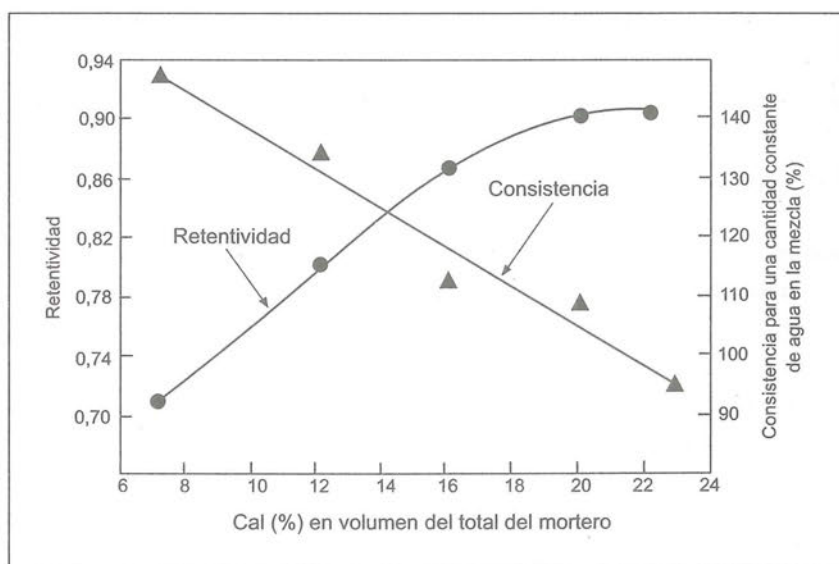
De otro lado, la adhesión aumenta sustantivamente con la participación conjunta de la cal y el cemento en comparación con morteros de cemento sin cal o de cal sin cemento (véase, al respecto, el acápite 9.7.3). Ello se explica porque el cemento provee valores unitarios de adhesión elevada y la cal posibilita la máxima extensión, proveyendo la capacidad del mortero de lograr contacto total e íntimo. La colaboración sinérgica de ambos materiales se hace patente para esta propiedad esencial de los morteros.

El endurecimiento por carbonatación se desarrolla del exterior hacia el interior; es decir, se combina químicamente primero la cal que está en las partes superficiales del mortero, que aparece en contacto directo con la atmósfera (donde se encuentra el anhídrido carbónico), y luego, progresiva y muy lentamente, por carbonatación, se va endureciendo el interior. De hecho, en la investigación de algunos muros gruesos de construcciones con cuatrocientos años de antigüedad fabricados de ladrillos asentados con morteros de cal, se ha constatado que esta no está carbonatada totalmente después del largo tiempo transcurrido.

Es obvio que si el proceso de endurecimiento de los morteros se deja exclusivamente a cargo de la cal, no solamente las resistencias a la compresión y la adhesión de los morteros serán muy reducidas, sino que el ritmo de construcción tendrá que ser lento, ya que las hiladas no alcanzarán la rigidez necesaria con rapidez. Más aún, se puede afirmar que si la obra puede ser sometida a carga temprana —por ejemplo a acciones sísmicas— los morteros de cal, sin cemento, son inaceptables. Sin embargo, esa misma lentitud del proceso de endurecimiento, a través del proceso de carbonatación, da a los morteros de cal virtudes de sellado autógeno. Las fisuras que inevitablemente ocurren en el mortero, al dar acceso al aire, son cerradas y restañadas por el carbonato de calcio en formación. Esta es una de las propiedades más valiosas de los morteros con cal, pues proveen durabilidad a la integridad de la albañilería (véase, al respecto, el acápite 5.3).

Por otro lado, debido a que la cal es un polvo muy fino y volumétrico estable, tiene la peculiaridad de reducir la consistencia y aumentar la plasticidad y retentividad de los morteros (figura 5.18). Si bien al reducirse la consistencia se debe añadir más agua para obtener el temple deseado —con lo que la resistencia del mortero se hace menor—, el aumento de plasticidad y retentividad posibilita que la mezcla adhesiva del mortero pueda ser trabajada y esparcida, haciendo que llegue a todos los intersticios y creando superficies de contacto completamente llenas.

Adicionalmente, la retentividad permite que el valor de la adhesión se haga uniforme entre las interfases inferior y superior del mortero con la unidad de



5.18. Retentividad y consistencia vs. contenido de cal

albañilería. La plasticidad y la retentividad provistas por la cal explican los mejores resultados obtenidos en ensayos de muros y en la práctica con el empleo de morteros, en los que las cualidades que proporciona el cemento están potenciadas por la presencia de la cal (véase, al respecto, el acápite 10.4.3).

5.7.3. Agua

El agua es el único componente que determina la consistencia o fluidez del mortero. Está probado que para lograr la máxima adhesión debe buscarse la máxima consistencia compatible con el manipuleo del mortero con el badilejo; y que debe añadirse agua para recuperar la consistencia perdida por secado del mortero, siempre y cuando esto se haga antes del inicio de la fragua inicial del cemento. Este inicio puede establecerse una hora y media en climas calientes y dos horas en climas fríos.

5.7.4. Arena [120]

Al proveer una estructura indeformable y reducir el contenido de cemento por unidad de volumen de mezcla, la arena controla, aminora a niveles manejables y distribuye las deformaciones causadas por la contracción de fragua del cemento y contribuye, por ello, a la durabilidad de la adhesión. De otro lado, al haber menos concentración de cemento se reduce la tensión de adhesión.

Dado que los límites granulométricos de los materiales naturales son bastante amplios, existe considerable variación en las propiedades de los morteros con arenas que, aun siendo normativamente satisfactorias, tienen la granulometría cargada hacia el extremo grueso o fino del espectro granulométrico normalizado. Hay evidencia de que las arenas gruesas producen morteros ásperos con mayor resistencia a la compresión, mientras que las arenas finas optiman la adhesión.

Igualmente influyente en las propiedades del mortero es la forma —redondeada o angulosa— de los granos de la arena.

Pruebas monotónicas de compresión diagonal de muretes y paneles con diferentes tipos de mortero y con dos gradaciones de arena, mostraron [208, 239] que la gradación de la arena tiene clara influencia en la adhesión. La adhesión de morteros con arena gruesa es menor debido a que las partículas gruesas de la arena reducen el contacto entre el aglomerante y la superficie de la unidad. En consecuencia, debe preferirse las arenas de granulometría completa, bien graduadas, pues producen morteros trabajables y adhesivos. Estas características son aún mejores si las partículas de la arena son redondeadas. Diferentes ensayos han

demostrado que los granos muy finos —los que pasan la malla ASTM #200— son deletéreos para la adhesión.

5.8. PROPORCIONES [3] [6]

El objetivo que condiciona la determinación de las proporciones de los morteros es la obtención de un material pastoso, pegajoso y retentivo, que sea trabajable con el badilejo y que provea adhesión fuerte, completa y durable con las unidades de albañilería. En términos cuantitativos, las características anteriores se pueden materializar cuando los morteros tienen los ingredientes correctos, una consistencia entre 100 y 150% y una retentividad mayor que 0,75.

En el contexto precedente, utilizando proporciones en volumen y considerando al cemento en la cantidad de uno:

- a. La proporción de cal debe ser la necesaria para alcanzar por lo menos la retentividad señalada anteriormente;
- b. la proporción de arena debe ser la máxima posible siempre y cuando el cemento y la cal llenen íntegramente sus vacíos (esta proporción está usualmente entre dos y media y tres veces la suma de los volúmenes, independiente del cemento y la cal, correspondiendo el menor valor a las arenas finas y el mayor a las gruesas), y
- c. la cantidad de agua debe ser la necesaria para lograr la consistencia máxima posible, dentro de los límites señalados de 100 a 150%, que permita el trabajo con el badilejo y mantenga la cohesión y pegajosidad del mortero.

Las mezclas usuales de mortero, en volumen, se indican en la tabla 5.4. Las características básicas de los morteros se pueden relacionar con estas mezclas-tipo del modo siguiente:

- a. Para la misma consistencia, los morteros tipo A requieren el mínimo de agua, y los tipos D la máxima (tabla 5.5). Consecuentemente, la resistencia a la compresión del mortero disminuye de A a D. La relación de resistencia entre un mortero A y uno D es del orden de 8 a 1.
- b. El contenido de cemento es máximo para el tipo A y mínimo para el D. Consecuentemente, el valor unitario de adhesión disminuye de A a D, y la contracción de fragua también.
- c. El contenido de cal es máximo para el tipo A y mínimo para el D. En consecuencia, la extensión de la adhesión, la retentividad y la durabilidad aumentan de A a D.

- d. Dentro de cada tipo los contenidos mayores de arena disminuyen la resistencia a la compresión y la adhesión y aumentan la estabilidad volumétrica.

TABLA 5.4.
Tipos de mortero
(Proporciones en volumen)

5.4.1. CON CEMENTO PORTLAND

Mortero tipo	Cemento <i>portland</i>	Cal	Arena
A	1	$0 - \frac{1}{4}$	3
B	1	$\frac{1}{2}$	$4 - 4 \frac{1}{2}$
C	1	1	5 - 6
D	1	2	8 - 9

5.4.2. CON CEMENTOS ADICIONADOS

Mortero tipo	Cementos adicionados	Cal	Arena
A	1	0	$2 \frac{1}{2} - 3$
B	1	$\frac{1}{4} - \frac{1}{2}$	$3 \frac{1}{2} - 4 \frac{1}{2}$
C	1	$\frac{3}{4} - 1$	$4 \frac{1}{2} - 6$
D	1	$\frac{1}{2} - 2$	7 - 9

5.4.3. CON CEMENTOS DE ALBAÑILERÍA

Mortero tipo	Cemento <i>portland</i>	Cemento de albañilería tipo N (6 MPa)	Arena
A	1	1	$4 \frac{1}{2}$
B	$\frac{1}{2}$	1	$4 - 4 \frac{1}{2}$
C	$\frac{1}{4}$	1	3 - 4
D	0	1	$2 \frac{1}{2} - 3$

Resulta obvio, de lo anterior, que la correcta definición de las proporciones de un mortero proviene de una apreciación certera del balance adecuado de las propiedades deseables, ya que no hay un mortero único que tenga todas las propiedades óptimas simultáneamente. Se puede, en términos generales, señalar las aplicaciones siguientes para cada tipo de mortero:

- a. Los morteros del tipo A son adecuados para casos especiales en construcciones o zonas de construcciones que requieran alta resistencia, y deben usarse teniendo en cuenta que pueden ocurrir contracciones de fragua elevadas y que la albañilería no será muy adaptable a deformaciones.
- b. Los morteros del tipo B son adecuados para uso general en albañilería destinada a ser portante en edificaciones de albañilería de cuatro o más niveles.

TABLA 5.5.

Relaciones agua/cemento para morteros mezclados a consistencia uniforme

Mortero tipo	Proporciones	Consistencia promedio (%)	Relación agua/cemento
A	1 : $\frac{1}{4}$: 3	124	0,74
B	1 : $\frac{1}{2}$: 4 $\frac{1}{2}$	130	1,13
C	1 : 1 : 6	123	1,64

Además, deben usarse cuando se utiliza acero de refuerzo estructural colocado en las hiladas.

- c. Los morteros del tipo C son adecuados para uso en albañilería portante de escala más reducida —por ejemplo dos o tres niveles— y en albañilería no portante como cierres, tabiques, cercos y parapetos.
- d. Los morteros tipo D son adecuados para albañilería no portante y para acabados.

En la tabla 5.6 se detallan las características obtenidas en ensayos típicos de mortero realizados con una sola arena de granulometría media completa con 33% de vacíos. De dichas características se puede deducir lo siguiente:

- a. Los ensayos confirman las características básicas para la tipología de los morteros que se ha señalado anteriormente.
- b. Para cada tipo de mortero la mayor adhesión se obtiene para la dosificación a la mayor consistencia, es decir, con la mayor cantidad de agua.
- c. Las máximas adhesiones corresponden a unidades con succiones de 10 a 20 gramos en el momento del asentado.

5.9. MEZCLADO

El mezclado del mortero debe hacerse a máquina. El hacerlo a mano conlleva heterogeneidad y, consecuentemente, variabilidad importante en todas sus

TABLA 5.6.
Características de morteros típicos

Mortero: tipo y mezcla	Consistencia (fluidez) %	Retentividad	Resistencia a la compresión en testigos cúbicos de 5 cm de lado elaborados en moldes absorbentes (MPa)	Adhesión medida en ensayo de tracción directa (MPa)		
				Succión de asentado de la unidad (gramos)		
				5 - 10	10 - 20	20 - 40
A						
1 : 1/4 : 3	125 – 135	0,82	31,8	0,34	0,53	0,32
	110 – 125	0,82	33,1	0,34	0,34	0,07
	95 – 110	0,82	35,4	0,13	0,08	0,01
B						
1 : 1/2 : 4 1/2	125 – 135	0,89	15,2	0,38	0,54	0,47
	110 – 125	0,88	16,9	0,30	0,41	0,31
	95 – 110	0,88	19,3	0,15	0,16	0,10
C						
1 : 1 : 6	125 – 135	0,92	5,6	0,33	0,50	0,41
	110 – 125	0,93	6,3	0,34	0,39	0,37
	95 – 110	0,91	8,2	0,10	0,25	0,16

propiedades. Las mezcladoras tipo trompo de un pie cúbico de capacidad (figura 5.19) son, en general, adecuadas. El tiempo de mezclado debe prolongarse hasta obtener una mezcla homogénea; no es conveniente que sea menor de tres minutos.

Existen dos modalidades para el mezclado del mortero. Una consiste en colocar todos los ingredientes —incluyendo el agua— en la mezcladora. En la otra se mezclan solo los ingredientes secos.

En el primer caso se fija la consistencia mínima, y esta solo podrá ser aumentada —nunca disminuida— por cada albañil para acomodarla a su temple deseado. En el caso de la mezcla en seco cada albañil define la consistencia del mortero con el que va a trabajar, añadiendo la cantidad de agua que juzga necesaria. En este caso de la mezcla en seco es posible, además, preparar un lote de mortero de características uniformes a ser empleado, si se protege adecuadamente, en el transcurso de varias semanas.



5.19. Trompo para el mezclado del mortero.

5.10. CURADO

El curado por vía húmeda del mortero, cuando se lo hace humedeciendo también la unidad de albañilería, tiene efectos dañinos ya que producirá expansión y luego contracción de las unidades de concreto y será origen de fisuración.

Cuando el curado se realiza con membranas que eviten la pérdida de humedad, las investigaciones levadas a cabo por Amjad y otros [270] concluyen en lo siguiente:

- a. Mortero curado con membranas en base a solventes, aplicadas luego de tres horas mostró la mayor resistencia a la compresión y la más baja porosidad.
- b. El mortero curado con membranas solubles en agua aplicadas inmediatamente luego que la humedad superficial haya desaparecido, dieron el mayor resultado en resistencia y baja porosidad entre este tipo de membrana curadora aplicado en tiempos diferentes.
- c. El uso de membranas curadoras redujo fuertemente la permeabilidad al oxígeno.

Investigaciones realizadas por San Bartolomé [232] demostraron que la adhesividad mortero/unidad de albañilería, reflejada en su resistencia a tracción por flexión, mejora sustancialmente cuando el mortero es curado con agua,

con relación a especímenes no curados. En este caso la aplicación fue con brocha para no humedecer la unidad.

5.11. ESPECIFICACIÓN Y CONTROL

Los morteros de albañilería deben ser especificados en los documentos del proyecto. La especificación debe incluir la indicación de los ingredientes del mortero, con sus respectivas normas, y las proporciones de la mezcla en volumen.

En obra el control debe consistir, en primer lugar, en verificar —mediante la revisión de los ensayos certificados por el fabricante o a través de muestreos y ensayos periódicos— la conformidad de los ingredientes a las especificaciones del proyecto. Son de particular importancia la verificación de la granulometría y limpieza de los lotes de arena y la verificación de la pureza de la cal. En este último caso debe notarse que los materiales inertes que no son cal, retenidos en la malla # 200, han de ser considerados como parte de la arena y descontados de la cal.

Luego será importante verificar la dosificación de la mezcla. Con este fin debe contarse con recipientes calibrados para asegurar la correcta y precisa medición de los volúmenes especificados. Alternativamente, si se tiene equipo de pesado, las proporciones en volumen pueden convertirse a peso para mejorar la precisión de la dosificación y facilitar el control.

El mezclado de los morteros debe ser hecho a máquina por el tiempo necesario (no menos de tres minutos), para lograr homogeneidad.

Finalmente, debe controlarse el temple. Como esto es de responsabilidad de los operarios, aquellos que usen mezclas muy secas, que hagan difícil el asentado, o muy líquidas, que no se pueden manejar con el badilejo, deben ser instruidos o removidos. Controlar el temple implica asegurarse de que las mezclas sean retempladas, añadiendo agua cuantas veces sea necesario cuando ellas han perdido su consistencia, dentro de un límite que no exceda el tiempo de fragua inicial del cemento con un máximo de dos horas desde la primera adición de agua.

5.12. SUMARIO

La adhesión entre el mortero y las unidades es de naturaleza mecánica; en efecto, ella proviene del engrape de cristales de cemento hidratado en los poros de las unidades. El fenómeno que la desarrolla es dependiente del contenido y estructura de los poros capilares de la unidad, del temple y retentividad del mortero, de la granulometría de la arena, del llenado de las juntas y de la presión de asentado.

La succión, considerada usualmente como la variable que define el potencial de adhesión de la unidad, solo tiene algún valor indicativo cuando se trata de unidades de arcilla. La variable genérica es, más bien, la estructura de los poros capilares de la unidad.

Si bien la materia prima y el grado de compactación de la unidad definen el límite de la adhesión que se puede alcanzar, ella debe ser potenciada. Para hacerlo, se requiere:

- a. Unidades de albañilería que tengan, al momento de asentado, succiones del orden de los veinte gramos.
- b. Unidades de albañilería con superficies de asiento porosas y rugosas.
- c. Emplear morteros de cemento y cal.
- d. Utilizar morteros de fluidez máxima adecuada a su trabajo con el badilejo. Esto implica usar la máxima cantidad de agua y retemplar los morteros.
- e. Morteros mezclados a máquina.
- f. Usar arenas de granos redondeados con granulometría sesgada hacia el extremo fino del espectro granulométrico normalizado y sin granos que pasen la malla ASTM #200 y con una proporción de vacíos del orden del 30%.
- g. Llenar completamente todas las juntas horizontales y verticales.
- h. Asentar las unidades presionando tanto en las juntas horizontales como en las verticales.

5.13. NORMAS [6] [186]

a. Mortero	ASTM C-270
b. Cemento <i>portland</i>	ASTM C-150
c. Cementos adicionados	ASTM C-595
d. Cemento de albañilería	ASTM C-91
e. Cal	ASTM C-207
f. Arena	ASTM C-144
g. Consistencia (método del aparato de flujo)	ASTM C-270
h. Consistencia (método del cono)	ASTM C-780
i. Retentividad	ASTM C-91 (acápito 25)
j. Adhesión por tracción directa	ASTM C-952
k. Adhesión en tracción por flexión	ASTM C-1072 ASTM E-518

- l. Resistencia a la compresión en
moldes no absorbentes
- m. Resistencia a la compresión
teniendo en cuenta la succión
- n. Resistencia a la compresión
en moldes adsorbentes

ASTM C-109

UBC-24-22

Adaptar
procedimiento
señalado en
ASTM C-1019

CAPÍTULO 6

Concreto líquido

6.1. INTRODUCCIÓN

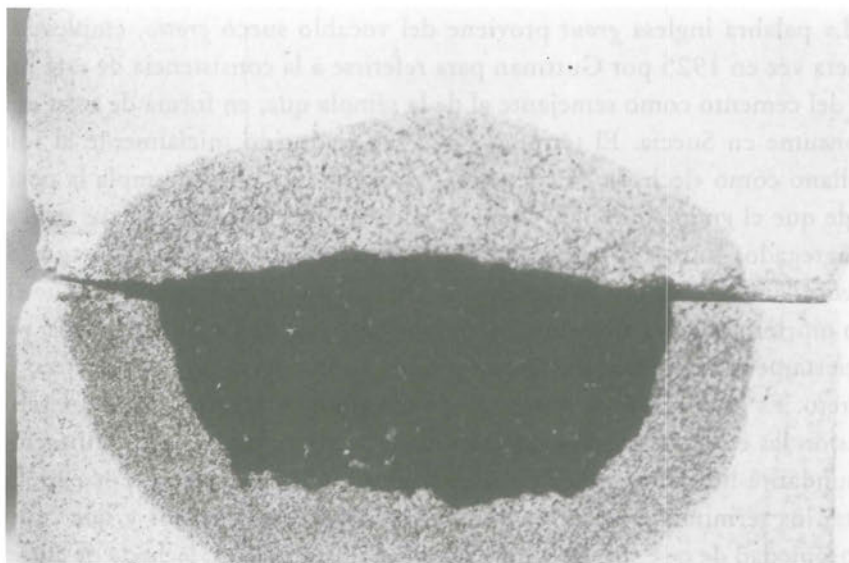
La albañilería armada se caracteriza por tener la armadura vertical y para algunos tipos de unidades, la horizontal; ambas se ubicaban de manera difundida en los alvéolos de las unidades de albañilería. Con el fin de lograr la integración de la armadura con la albañilería estos alvéolos se llenan con concreto, el cual, para poder ser vaciado, debe tener una elevada trabajabilidad. El nombre en inglés de este concreto de elevada trabajabilidad es *grout*, y el American Concrete Institute lo define como «[...] una mezcla de materiales cementicios y agua, con o sin agregados, en proporciones tales que se obtiene una consistencia líquida sin segregación de sus constituyentes».

La palabra inglesa *grout* proviene del vocablo sueco *grotto*, empleado por primera vez en 1925 por Guttman para referirse a la consistencia de este preparado del cemento como semejante al de la sémola que, en forma de sopa espesa, se consume en Suecia. El término *grout* fue traducido inicialmente al idioma castellano como «lechada de cemento», acepción que no contempla la posibilidad de que el *grout* contenga, como es necesario para muchas de sus aplicaciones, agregados finos y gruesos. Posteriormente se llamó al *grout* con agregados, equivocadamente, «mortero líquido». Y decimos equivocadamente porque el término mortero implica adhesión, mientras que *grout*, con o sin agregados, presume ciertamente resistencia a la compresión y, por lo tanto, no mortero, sino concreto. Es importante la búsqueda de términos castellanos que expresen con precisión las características básicas del material y que permitan la utilización de la abundante literatura técnica y tecnológica en idioma inglés. Por ello, finalmente, los términos castellanos que han quedado consagrados y que expresan con propiedad de qué se trata son: para *grout* sin agregados, lechada de cemento, y, para *grout* con agregados, concreto líquido. El texto analiza el concreto líquido en su aplicación en conjunto con la albañilería.

6.2. TECNOLOGÍA [7] [33] [117] [180] [186]

El concreto líquido es elaborado con los mismos ingredientes que se usan para producir concreto convencional y tiene el mismo objetivo de lograr la mayor resistencia; sin embargo, se busca también una elevada trabajabilidad al nivel del líquido, la que se demuestra mediante la prueba de consistencia con el cono de Abrahms, en el que debe obtenerse una medida mínima de asentamiento de 200 mm (figura 2.6). Esta condición demanda contenidos de agua sumamente elevados, con relaciones agua/cemento de entre 0,8 y 1,2, dependientes principalmente del módulo de fineza de la arena. Estos objetivos contradictorios y las necesidades prácticas definen, en cierta forma, su tecnología.

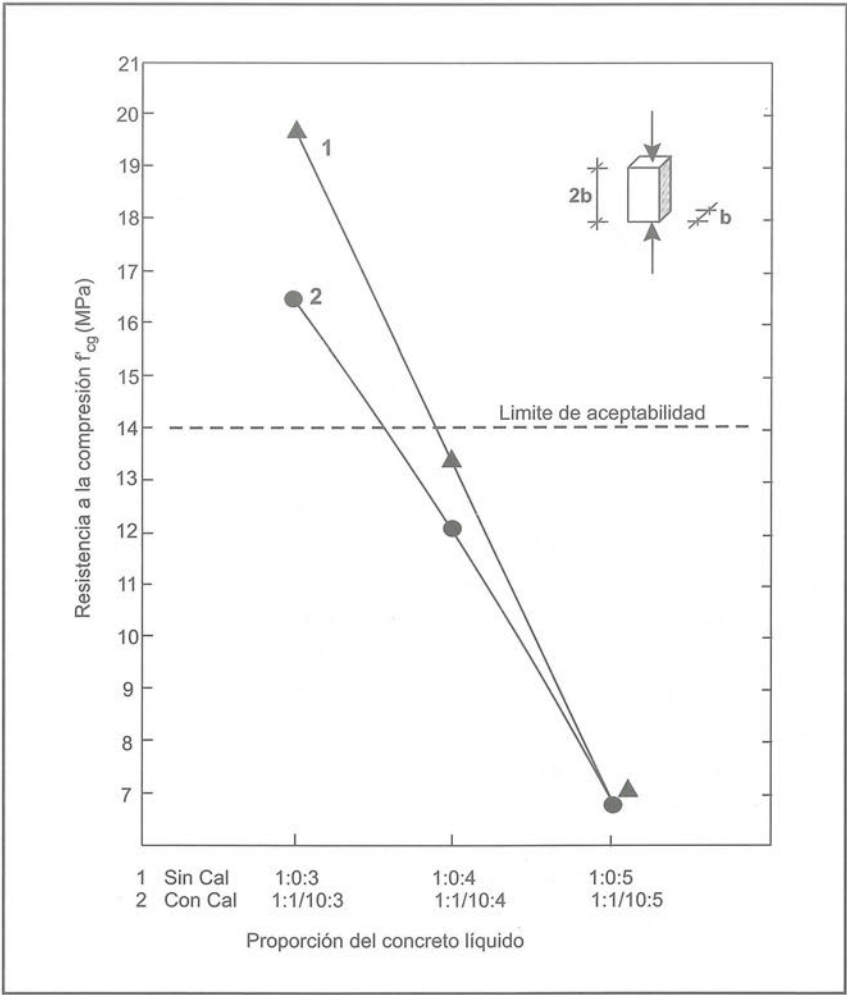
Si la relación agua/cemento inicial es elevada, y permanece así, el producto final será, evidentemente, concreto muy poroso y de escasa resistencia. Pero esto no ocurre al colocarse el concreto líquido en los alvéolos de las unidades de albañilería. Estas, que son extremadamente absorbentes, retirarán gran parte del exceso de agua (figura 6.1), dejando al concreto en relación con el agua/cemento final del orden de 0,5 a 0,6. Multitud de ensayos, como los que se resume en la figura 6.2 y que están refrendados por otros practicados en testigos obtenidos mediante perforación diamantina en muros construidos en obra, han demostrado que la resistencia característica a la compresión del concreto líquido terminado en el muro —elaborado con determinadas relaciones cemento/agregado y con



6.1. Absorción del agua del concreto líquido al entrar este en contacto con la unidad de albañilería

la cantidad de agua necesaria para obtener el asentamiento antes señalado— adquiere valores mayores de 14 MPa, que es el mínimo exigido para que este material cumpla efectivamente su función.

Con esa resistencia mínima, es evidente que el concreto líquido es adecuado para darle consistencia estructural a la albañilería armada obtenida en el proceso, para asegurar la adherencia con la armadura vertical y horizontal y, finalmente, para protegerla. Al mismo tiempo, debido a la succión local de los solubles del cemento en los poros capilares de las unidades de albañilería y al íntimo contacto con las juntas de mortero —cuando este es utilizado—, se crea una fuerte adhesión concreto líquido-albañilería.



6.2. Resistencia a la compresión del concreto líquido (f'_{cg}) vs. proporción del concreto líquido.

De otro lado, debido a la gran cantidad de agua que debe utilizarse y a la elevada proporción de cemento que se requiere para lograr el doble propósito de alcanzar la trabajabilidad elevada y la resistencia a la compresión satisfactoria —condición esta última que hace que se necesiten entre ocho y diez sacos de cemento por metro cúbico de concreto terminado—, las contracciones de secado y de fragua tienden a ser importantes y a retraer al concreto líquido, separándolo de las unidades de albañilería. Para minimizar este efecto, cuando los alvéolos que deben llenarse son de sección pequeña basta usar el máximo posible de agregado y compactar plenamente el concreto líquido, procedimiento que se detalla en el acápite relativo a especificación y control (véase, al respecto, el acápite 6.7). En el caso de espacios o alvéolos grandes puede ser necesario, adicionalmente, el empleo de aditivos plastificantes que posibiliten reducir la relación agua/cemento inicial, o el uso de aditivos fluidificantes y expansivos.

Como en todo concreto, en el concreto líquido debe utilizarse, a favor de la economía y de la menor contracción de fragua, el tamaño más grande y la mayor cantidad de agregados. Estos propósitos están limitados, en cuanto al tamaño máximo del agregado, por la dimensión de los alvéolos o por el ancho del espacio por llenar; y, en cuanto a la cantidad de agregados, por la demanda de una resistencia mínima, como se puede deducir de la información contenida en la figura 6.2. Estos hechos conducen a definir dos tipos de concreto líquido: el tipo fino, que solo tiene arena como agregado, y el tipo grueso, que puede contener piedra con un tamaño máximo de $3/8''$.

La consistencia del concreto líquido debe ser compatible con las dimensiones de los espacios o alvéolos que se deben llenar y con las características de absorción (y succión) de la albañilería. En general, la consistencia no debe ser nunca menor de 200 mm, pudiendo llegarse, en el caso de alvéolos pequeños y unidades absorbentes, hasta 280 mm.

La técnica de vaciado del concreto líquido contempla dos posibles alzadas de llenado. Una, la tradicional, limita la alzada del llenado a 60 cm; la otra propugna el llenado del concreto líquido hasta la altura total del muro. Si bien la primera técnica elimina el riesgo de roturas en el muro o en las unidades por la presión interna del líquido pesado que es el concreto, tiene los inconvenientes de crear juntas débiles entre llenados, dificultar la construcción, demandar excesos de empalmes en las barras verticales y atomizar la operación de colocación del concreto líquido, dificultando su control. Debe preferirse, por ello, la operación continua de llenado con una alzada igual a la altura del muro. En este caso, usualmente el límite del riesgo de roturas es —para ritmos normales de llenado, de 1 m a 1,50 m de altura de colocación de concreto líquido por hora— de 2,40 m. Sin embargo, existe evidencia de ritmos de

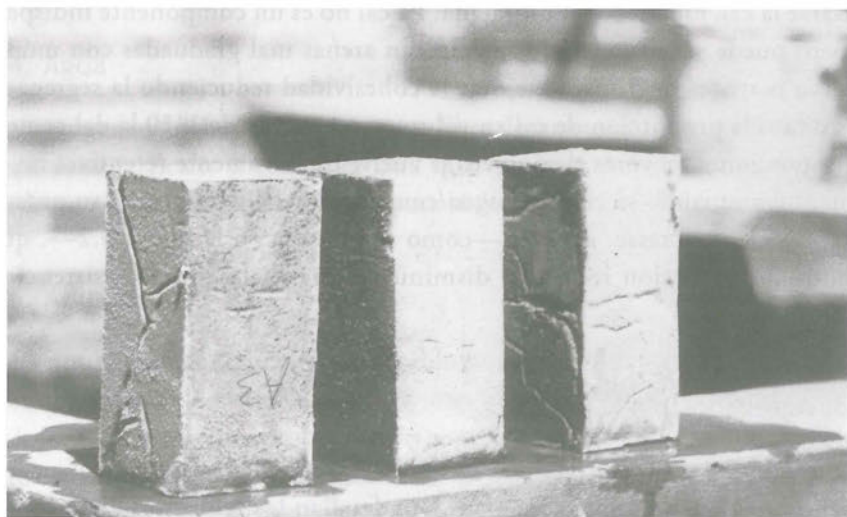
llenado más rápidos y alturas de llenado hasta de 3,60 m, sin que se presente problema alguno.

6.3. PROPIEDADES Y ENSAYOS

En el estado plástico la propiedad fundamental del concreto líquido es su trabajabilidad; esta implica cohesión y consistencia líquida. Solo esta última característica es mensurable. Para ello se utiliza comúnmente el ensayo de asentamiento con el cono de Abrahms. La falta de cohesión se manifiesta como segregación y debe ser evitada utilizando ingredientes y proporciones correctas.

En el estado endurecido se debe verificar la resistencia a la compresión. Esta se mide rompiendo a los veintiocho días, en una máquina de compresión, tres testigos estándar-prismáticos de base cuadrada en los que la altura es el doble del lado de la base (figura 6.3). Los tres testigos deben formarse de una misma muestra, compactándolos en moldes provisionales absorbentes hechos de las unidades (figura 6.4) con los que se hace la construcción o, en su caso, la investigación. Se mantienen luego cubiertos en el lugar de elaboración; a las cuarenta y ocho horas se retiran las unidades de albañilería y se trasladan los testigos al laboratorio, donde se mantienen en el cuarto húmedo hasta el momento del ensayo. Después de colocarles el recubrimiento de contacto con el cabezal de la máquina, se ensayan húmedos en la máquina de compresión, hasta la rotura.

El resultado del ensayo se obtiene dividiendo la carga máxima entre el área de la sección promedio. Se llama resultado de la prueba al promedio de



6.3. Testigos de concreto líquido para el ensayo de compresión.

los resultados de los tres ensayos (X), y resistencia característica del concreto líquido (f'_{cg})^a.

$$f'_{cg} = X(1 - 1,3\sigma) \quad (6-1)$$

donde σ es la desviación estándar de la prueba.

En el caso de evaluaciones estadísticas de una serie de pruebas sucesivas, se emplearán los resultados de las diferentes pruebas ($X_1, X_2, \dots, X_n$), para establecer el valor característico.

6.4. INGREDIENTES

6.4.1. Cemento

Solo son aceptables los cementos *portland* tipo I, de aplicación general; tipo II, ligeramente resistente a sulfatos, y tipo III, de resistencia temprana. No es recomendable el empleo de cementos adicionados, pues para ser activos deben ser molidos a finuras elevadas, lo que, además de demandar más agua para la misma consistencia, convierte al concreto líquido en retentivo (o de baja exudación). Este hecho lo conduce a mantener una mayor relación agua/cemento final, y, consecuentemente, a tener menor resistencia y mayor contracción de secado.

6.4.2. Cal

De usarse la cal, esta debe ser hidratada. La cal no es un componente indispensable, pero puede ser útil cuando se emplean arenas mal graduadas con módulos de fineza mayores de 3, para mejorar la cohesividad reduciendo la segregación. En este caso la proporción de cal en volumen no excede de 1/10 la del cemento; con proporciones mayores el concreto se vuelve excesivamente retentivo, no cede el agua, manteniendo su relación agua/cemento inicial y reduce así su potencial resistente. Debe notarse, además —como se muestra en la figura 6.2—, que la cal, aun en proporción reducida, disminuye sustancialmente la resistencia del concreto líquido.

6.4.3. Agregados

Las condiciones generales para los agregados son iguales a las exigidas para elaborar un buen concreto. En la tabla 6.1 se detallan los requisitos granulométricos para los agregados.

TABLA 6.1.
Granulometría de los agregados para concreto líquido [6]

Tamiz	ASTM	% que pasa			
		Arena		Piedra	
		1	2	1	2
1/2"		—	—	100	100
3/8"		100	—	85 – 100	90 – 100
N.º	4	95 – 100	100	10 – 30	20 – 55
N.º	8	80 – 100	95 – 100	0 – 10	5 – 30
N.º	16	50 – 85	70 – 100	0 – 5	0 – 10
N.º	30	25 – 60	40 – 75	—	0 – 5
N.º	50	10 – 30	10 – 35	—	—
N.º	100	2 – 10	2 – 15	—	—
N.º	200	—	—	—	—

En cualquier caso ellos deben estar libres de sustancias deletéreas tales como partículas friables o livianas, impurezas orgánicas o exceso de arcilla. Las normas señalan normalmente un límite de 1% para el contenido de arcilla y de 0.5% para partículas que flotan en un líquido de peso específico 2. Estos materiales deben ser retirados antes del empleo de los agregados.

Con el propósito de reducir la demanda de agua para la consistencia deseada, deben preferirse los agregados redondeados a los angulosos.

6.4.4. Agua

El agua en general debe ser limpia y estar libre de sustancias deletéreas tales como aceites, ácidos, álcalis o cualquier otra que resultare dañina. La utilización de agua de mar no es aceptable. El agua para uso doméstico es siempre satisfactoria.

6.4.5. Aditivos

En términos generales, el concreto líquido no requiere aditivos. En ciertos casos —con albañilería de alvéolos grandes, con el propósito de reducir la relación agua/cemento manteniendo la consistencia y con la albañilería de alvéolos pequeños para aumentar la consistencia sin aumentar la relación agua/cemento ni reducir la cantidad de agregados— puede ser necesario utilizar aditivos plastificantes o aditivos fluidificantes-expansivos.

En cualquier caso, no se deben emplear aditivos que contengan cloruro de calcio, por el elevado riesgo de corrosión del acero que su aplicación conlleva.

6.5. PROPORCIONES

En la tabla 6.2 se indican los límites de las proporciones para los dos tipos de concreto líquido: fino y grueso. Las proporciones finales deben precisarse, en cada caso, en función de los materiales y condiciones específicas. El contenido de agua se debe definir, según el caso, como la mínima necesaria para lograr la consistencia adecuada para el total y completo llenado de los espacios o alvéolos destinados a recibir el concreto líquido.

En la tabla 6.3 se indican las limitaciones de las aplicaciones de cada uno de los tipos de concreto líquido en función de la altura de llenado continuo y del

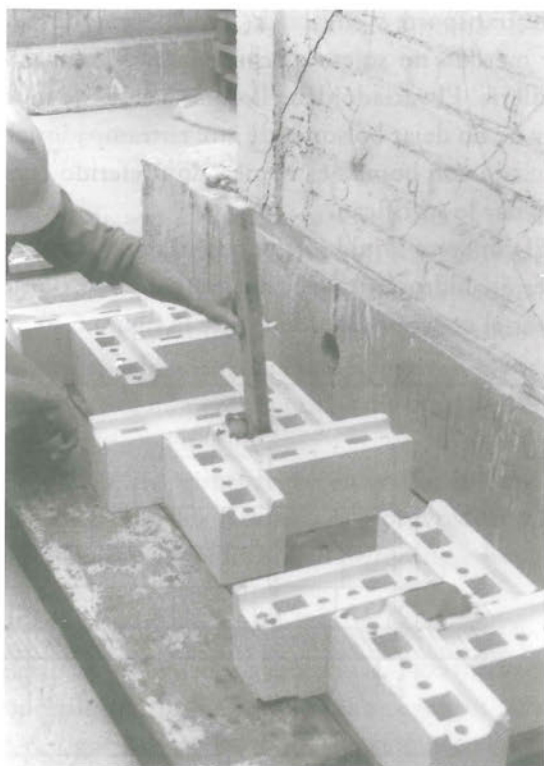
TABLA 6.2.
Tipos de concreto líquido [6]
(Proporciones en volumen)

Tipo de concreto líquido	Cemento	Cal	Agregado (medido húmedo suelto)	
			Arena	Piedra
Fino	1	0 – 1/10	2 1/4 – 3	No
Grueso	1	0 – 1/10	2 1/4 – 3	1 – 2

TABLA 6.3.
Limitaciones para la utilización del concreto líquido [6]

Tipo de concreto líquido	Altura del llenado (m)	Dimensiones libres mínimas		Colocación de registros de limpieza (excepto si se adoptan provisiones especiales)
		Ancho del espacio (cm)	Secciones del alvéolo (cm x cm)	
Fino	hasta 1,50	3,5	4,0 x 5,0	Recomendable
	1,51 – 2,50	4,0	5,0 x 5,0	Sí
	2,51 – 7,20	5,0	5,0 x 7,5	Sí
Grueso	hasta 1,50	5,0	5,0 x 7,5	Recomendable
	1,51 – 2,50	6,0	7,5 x 7,5	Sí
	2,51 – 7,20	7,5	7,5 x 10,0	Sí

6.4. *Elaboración de testigos prismáticos de concreto líquido.*



ancho del espacio por llenar, en el caso de albañilería armada laminar; o del tamaño del alvéolo y/o canal a llenar en albañilería armada convencional.

Debe notarse, también, que en la misma tabla 6.3 se indica cuándo es necesario, en función de la altura, dejar registros de inspección y de limpieza (figura 6.5) en la parte inferior del muro a llenar.

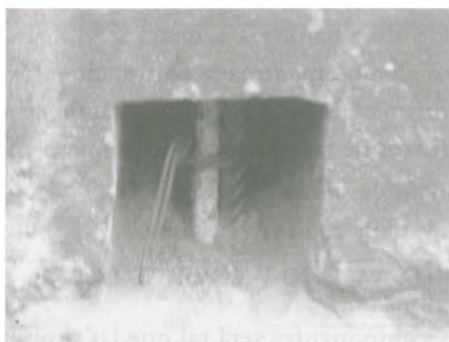
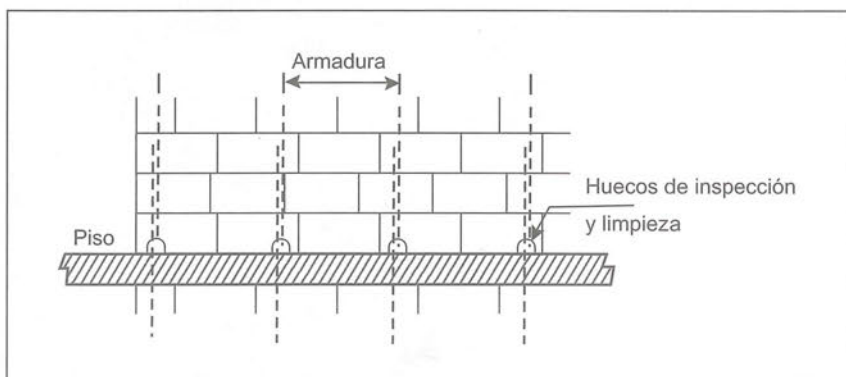
6.6. MEDIDA, MEZCLADO, TRANSPORTE, VACIADO Y COMPACTACIÓN

El método de medida de los materiales componentes será tal que las proporciones especificadas puedan ser controladas y mantenidas con una precisión del orden de $\pm 5\%$. Esto significa que, en general, es preferible transformar la dosificación especificada en volumen a dosificación por peso.

El mezclado de los ingredientes debe efectuarse siempre a máquina, por un período no menor de cinco minutos, y, en cualquier caso, por el tiempo suficiente para lograr total homogeneidad. No es posible elaborar concreto líquido con mezclado manual. Algunas plantas de concreto premezclado elaboran concreto líquido y lo suministran con mezclado en tránsito o a pie de obra; utilizarlo asegura uniformidad, pero exige llenados mínimos considerables.

El transporte y el vaciado del concreto líquido pueden efectuarse por cualquier método no sujeto a segregaciones hasta ser vertido en los alvéolos de la albañilería. El vaciado debe llevarse a cabo de modo tal de no producir segregación y de no dejar bolsones de aire entrampados en los alvéolos de la albañilería. El vaciado con bomba es el método preferido cuando los volúmenes que se deben llenar lo justifican.

El concreto líquido debe compactarse. Con este propósito, no es suficiente la presión hidrostática del mismo concreto líquido. Es indispensable vibrar o chucear el concreto líquido (véase la figura 6.6).



6.5. Registros de limpieza en muro por ser llenado con concreto líquido. Nótese que a cada barra vertical corresponde un registro.

Una investigación reciente [236] comparativa de la efectividad de diferentes métodos de compactación del concreto líquido demostró que a) una única vibración como método de consolidación, independiente del método de construcción, es tan efectiva como el método de vibración y revibración recomendado en el código [237,238]; b) consolidar por chuceo es tan efectivo como el método de vibración y revibración; c) la vibración y revibración producen la mayor asentamiento del concreto líquido; d) chucear con la barra produce una consolidación concéntrica en cambio la consolidación con vibrador produce una consolidación

excéntrica; e) Las celdas deben ser llenadas en una operación continua. El curado no es necesario.

6.7. ESPECIFICACIÓN Y CONTROL

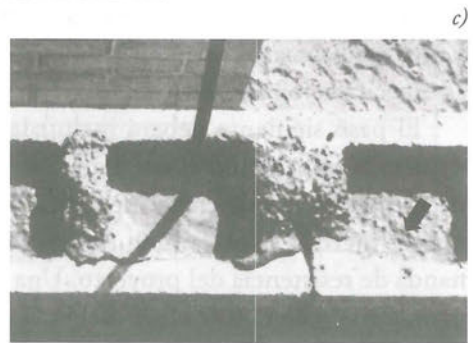
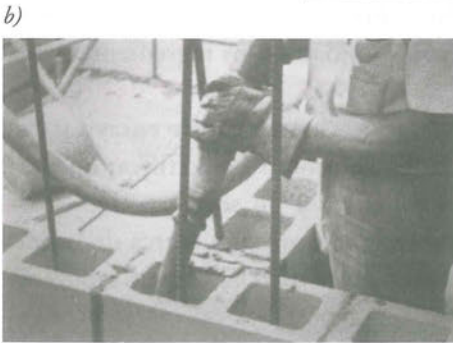
El concreto líquido debe ser especificado en los documentos del proyecto. La especificación debe incluir la indicación de sus ingredientes, con sus respectivas normas; las proporciones de la mezcla en volumen; la consistencia de mezclado; los procedimientos mínimos aceptables de medición y dosificación, mezclado, transporte, colocación y compactación; la resistencia característica a los veintiocho días; la frecuencia del muestreo y el número de testigos, y el procedimiento de elaboración, almacenaje y ensayo de estos.

En obra, el control debe consistir, en primer lugar, en verificar —mediante la revisión de los ensayos certificados por los fabricantes o proveedores, o mediante muestreos y ensayos periódicos— la conformidad de los ingredientes con las especificaciones del proyecto.

El paso siguiente deberá incluir la preparación de mezclas de ensayo para verificar la trabajabilidad adecuada a los llenados a efectuarse, y certificar que las mezclas de la consistencia especificada son cohesivas y no segregan. De estas mismas mezclas se obtendrán testigos que provean información acerca de la demanda de resistencia del proyecto. Una vez aprobada la mezcla, se verificarán los métodos de medición y dosificación. Con este fin, debe contarse con recipientes calibrados para asegurar la correcta y precisa medición de los volúmenes especificados.

Alternativamente, si se tiene equipo de pesado, las proporciones en volumen pueden convertirse a peso para mejorar la precisión de dosificación y facilitar el control.

En el proceso de construcción se controlará el mezclado por un tiempo no menor de cinco minutos, para lograr homogeneidad. Se verificará periódicamente la consistencia en el punto de vaciado, y no se aceptarán variaciones de esta mayores de $\pm 10\%$. Es de particular importancia que el vaciado se efectúe continuamente en toda la altura del muro, hasta un máximo de 2,40 m para evitar roturas del muro o de las unidades por exceso de presión, y en una secuencia y proceso que impidan la formación de bolsones de aire. Se controlará la compactación del concreto líquido. Se obtendrá muestras representativas en el momento del vaciado del concreto líquido, con las que se prepararán los testigos, en la cantidad especificada, para verificar la resistencia a la compresión. Los testigos serán elaborados, almacenados y ensayados de acuerdo con lo especificado.



6.6. a) Vaciado del concreto líquido con balde (o lata). b) Vaciado del concreto líquido mediante bombeo. Nótese el chorro saliendo de la boca de la manguera. c) Se ha terminado la colocación y compactación del concreto líquido en un muro. Nótese que el nivel superior debe quedar por debajo del nivel superior del muro.

6.8 . NORMAS [6] [186]

a. Concreto líquido	ASTM C-476
b. Cemento <i>portland</i>	ASTM C-150
c. Cal	ASTM C-207
d. Agregados	UBC 24
e. Aditivos fluidificantes	ASTM C-404
f. Muestreo y ensayo (incluye el ensayo de resistencia a la compresión)	ASTM C-937
g. Ensayos de consistencia con el cono de Abrahams	ASTM C-1019
	ASTM C-143

CAPÍTULO 7

Acero

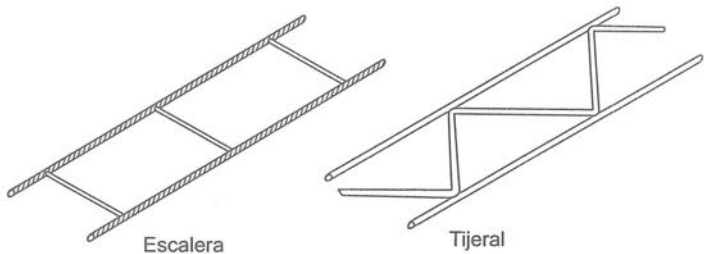
7.1. TIPOS

El tipo de acero empleado para reforzar los elementos de concreto que enmarcan la albañilería confinada y para reforzar la albañilería armada laminar y la albañilería armada (figura 1.12) —esto es, aquella en que la armadura está colocada en alvéolos y canales, y no en la junta de mortero—, es el mismo tipo empleado en concreto armado. Las barras redondas corrugadas pueden obtenerse en dos diferentes grados, definidos por su esfuerzo de fluencia: el grado 40, con un límite de fluencia mínimo de 280 MPa, y el grado 60, con 420 MPa. En general, en albañilería se debe procurar usar la mayor cantidad de barras con el menor diámetro prácticamente posible.

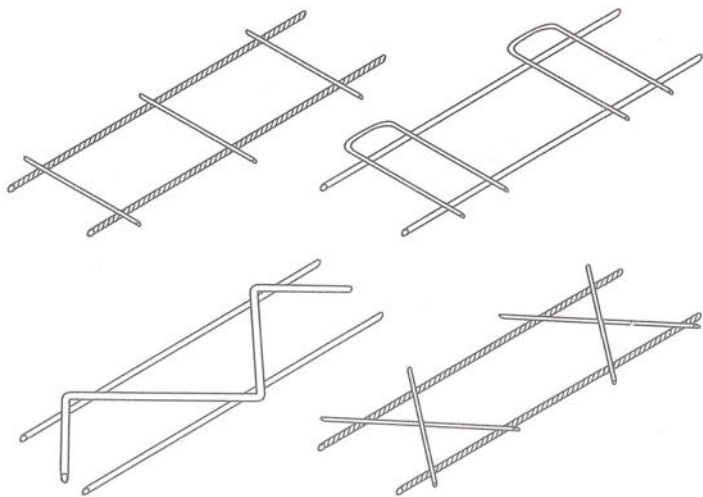
Lo que es peculiar de la albañilería es la utilización de refuerzo en la junta de mortero [36] [112] [164] [227] [233]. Este inicialmente se incluía solo para controlar el agrietamiento, pero diversas investigaciones han demostrado que, siempre y cuando se usen morteros que alcanzan en ensayos en moldes absorbentes resistencias características de 14 MPa o más, él puede ser considerado como estructural. Es decir, el refuerzo en la junta puede ser diseñado para cumplir funciones resistentes y de carácter dúctil. Debe notarse, sin embargo, que las cuantías de acero máximas alcanzables con refuerzo en la junta difícilmente pasan de 0.3%.

El refuerzo en la junta de mortero debe hacerse, necesariamente, con alambres delgados cuyo diámetro no exceda la mitad del espesor nominal de la junta o, preferiblemente, con mallas de refuerzo prefabricadas (figura 7.1). Estas últimas han de ser elaboradas con los alambres principales longitudinales y los alambres transversales ubicados en el mismo plano. En ambos casos el alambre puede ser liso o corrugado. El acero tiene típicamente un límite de fluencia mínimo de 500 MPa. Los diámetros más usados se muestran en la tabla 7.1.

Correctos: El alambre está en un solo plano. Pueden ser alambres lisos o corrugados.



Incorrectos: El alambre está en dos planos



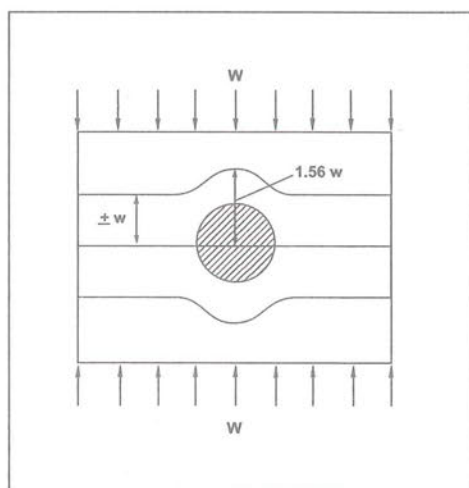
7.1. Mallas para refuerzo colocado en la hilada.

TABLA 7.1.
Diámetros de alambres para refuerzo
de albañilería [6]

Tamaño	Diámetro nominal (mm)	Área nominal (mm ²)
W1	3	7,1
W2	4	12,6
W3	5	19,6

En condiciones de exposición normales, el alambre o las mallas se usan sin ningún acabado de protección. En el caso de exposiciones severas —climas marinos, por ejemplo— deben ser galvanizados en caliente, con un mínimo de 400 gramos de zinc por metro cuadrado de área superficial protegida o recubiertos con *epoxy*.

Es importante notar que la inclusión de acero en la junta reduce la resistencia a compresión de la albañilería, pues tiene el efecto de ocasionar una concentración importante de esfuerzos (figura 7.2).



7.2. Concentración de esfuerzos en una placa con inclusión rígida.

7.2. ESPECIFICACIÓN Y CONTROL

El esfuerzo debe ser especificado en los documentos del proyecto, incluyendo:

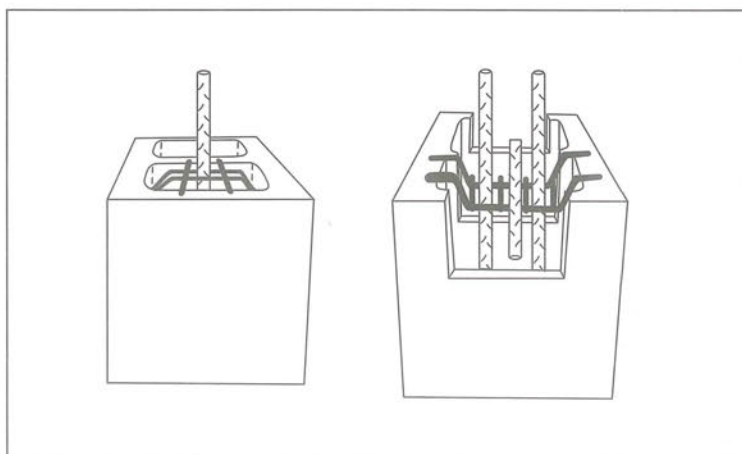
- La ubicación y diámetro de cada barra, alambre o malla.
- El doblado, anclaje, empalme y cualquier otro detalle del refuerzo debidamente representados y acotados.
- Las ubicaciones de los empalmes.
- La indicación de si las barras son lisas o corrugadas.
- En el caso de mallas, todos los diámetros y dimensiones de fabricación.
- La especificación de la protección.
- La especificación del acero.

El control en obra consistirá en verificar —mediante la revisión de los ensayos certificados por los fabricantes o proveedores, o a través de un muestreo y de ensayos periódicos— la conformidad de los materiales con las especificaciones

del proyecto. En el caso de escalerillas electrosoldadas, el ensayo a tracción debe hacerse del alambre longitudinal separándolo de la escalerilla mediante el corte de los alambre transversales, de esa manera se podrá certificar que el proceso de fabricación de la escalerilla no haya afectado en forma negativa las propiedades del acero. Ensayos realizados de muros mostraron que el acero tuvo falla frágil por tracción [227].

Durante la construcción se verificará que todo el refuerzo, en los diámetros especificados, se coloque y esté ubicado de acuerdo con los planos.

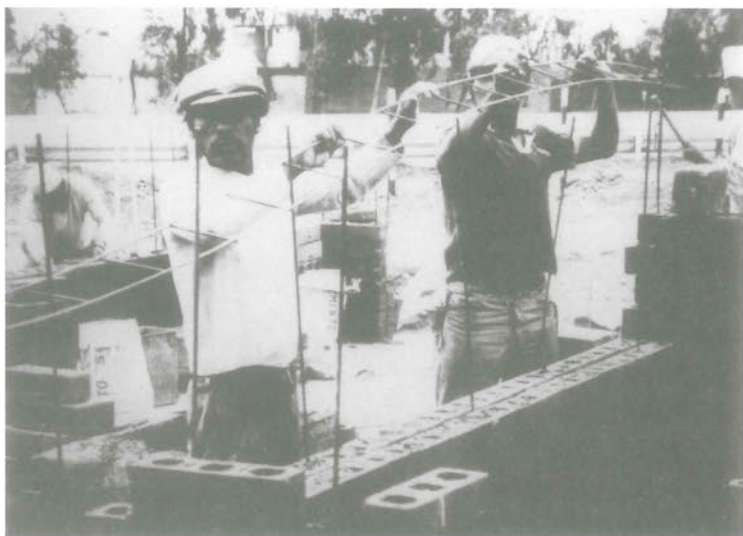
En la mayor parte de los tipos de construcción de albañilería, cuando el refuerzo está en el mismo cuerpo de la albañilería y no en marcos de concreto armado, no es posible —salvo que se usen espaciadores como los mostrados en la figura 7.3— asegurar que la ubicación de la armadura sea exacta-



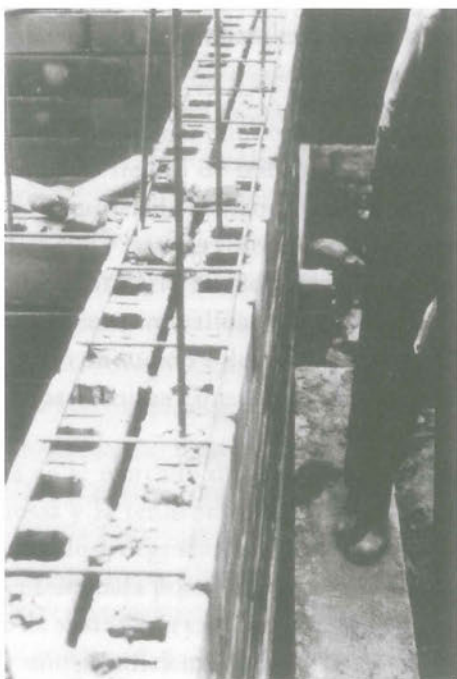
7.3. Espaciadores para barras verticales y para barras horizontales.

mente la deseada. Este es el caso en alvéolos verticales o canales horizontales donde las barras se colocan libres. El problema, sin embargo, no es crítico, ya que los ensayos demuestran poca diferencia en la adherencia con o sin espaciadores; lo esencial en estos casos es la correcta colocación del concreto líquido para asegurar el complejo llenado de alvéolos y canales. En el caso de colocación en la hilada (figuras 7.4a y 7.4b), deberán controlarse los recubrimientos libres, y se admitirá una tolerancia de ± 6 mm en ellos. La ubicación correcta del acero vertical es importante cuando el muro va a trabajar a fuerzas perpendiculares a su plano, en este caso es recomendable asegurar la posición de las barras verticales aprovechando las ventanas de limpieza (figura 6.5).

a)



b)



7.4. a) Colocación de
malla de acero en la
hilada de albañilería. b)
Detalle de malla de acero
para encuentros y
esquinas.

7.3. NORMAS [6] [186]

- | | | |
|----|---|------------|
| a. | Acero de refuerzo | ASTM A-615 |
| b. | Alambre de refuerzo | ASTM A-80 |
| c. | Mallas prefabricadas para refuerzo de juntas de albañilería | UBC 24-15 |

CAPÍTULO 8

Construcción

8.1. INTRODUCCIÓN

La albañilería es más dependiente que otros materiales estructurales —particularmente, el acero y el concreto— de la calidad de la construcción.

Más aún, varios hechos contribuyen a que la albañilería pueda no construirse bien:

- a. El proceso constructivo de la albañilería, que consiste en operaciones simultáneas en muchos pequeños frentes de trabajo —generalmente dispersos— en que la operación crítica de asentar unidades se repite continuamente, hace difícil el control y la supervisión detallada y permanente.
- b. Por diferentes motivos, la albañilería ha sido tratada como material de construcción, cuando se trata, en realidad, de material estructural. Este tratamiento erróneo ha conducido a descuidar el control de componentes e ingredientes, las técnicas constructivas y la calidad de la mano de obra.
- c. La significativa presencia en el mercado de unidades de albañilería ergonómicamente defectuosas y la tendencia a acelerar y simplificar las construcciones han conducido a degradar la artesanía tradicional, que orgullosamente estaba representada por el maestro albañil.
- d. Los cursos universitarios de albañilería y de preparación de operarios en las escuelas técnicas son aún insuficientes para revertir y, si bien han creado una escuela de construcción, su alcance es aún insuficiente para revertir las situaciones y procesos antes mencionados.
- e. Si se quiere mejorar la albañilería, el proceso de construcción debe, entonces, ser abordado de manera radical y sistemáticamente diferente. En adición al control detallado de los insumos, tal como se ha tratado en los capítulos pertinentes, y a las obvias disposiciones relativas a la

correcta geometría de la construcción en cuanto al aplomo y al alineamiento de los muros, los siguientes aspectos requieren ser tratados a partir de conceptos correctos y de conocimiento detallado:

- Determinación del espesor de las hiladas.
- Tratamiento de la succión de la unidad de albañilería.
- Control del temple del mortero.
- Proceso de asentado de las unidades.
- Tratamiento de juntas.
- Operaciones relacionadas con el concreto líquido.
- Ritmo de construcción.
- Cuidado de los muros.

8.2. DETERMINACIÓN DEL ESPESOR DE LAS HILADAS

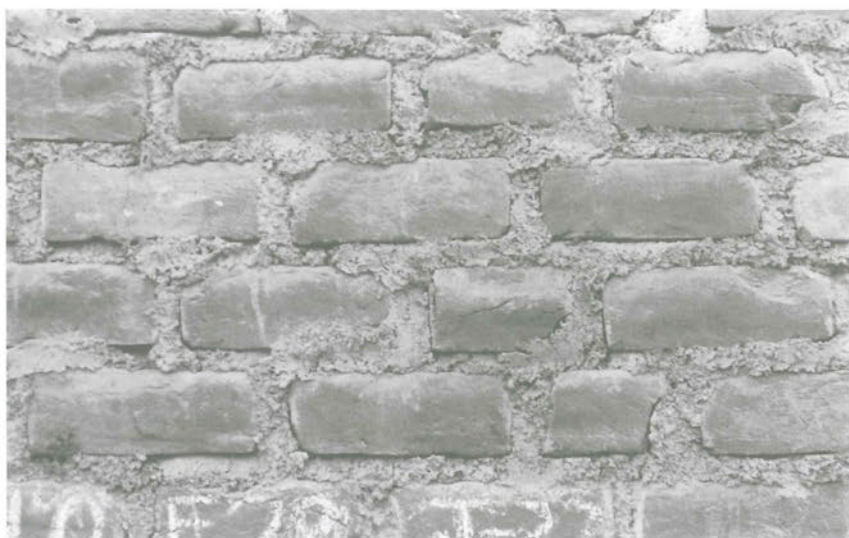
El espesor de las hiladas debe determinarse en función de la variabilidad dimensional de la altura de la unidad de albañilería y del espesor mínimo recomendable del mortero para lograr una correcta adhesión (figura 4.31).

El espesor recomendable por adhesión, para condiciones normales de asentado, está entre 9 a 12 mm, y debe ocurrir en la junta sobre la unidad más grande. El espesor exacto de la junta —entre 9 y 12 mm— se precisará en función de calibrar la altura de las hiladas, para que sean submúltiplos de la altura del muro. No son aceptables, porque reducen la resistencia a la compresión de la albañilería, juntas excesivas de mortero (figura 8.1); tampoco lo son aquellas insignificantes (figura 8.2), porque reducen su resistencia a la tracción.

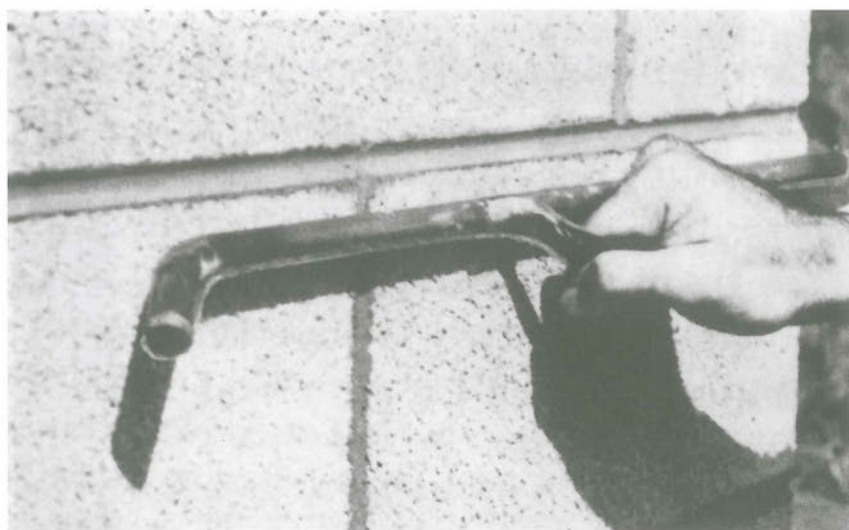
En el caso de albañilería construida con unidades apilables, en el que las consideraciones de la resistencia a la tracción nula entre juntas habrán sido tomadas en cuenta en el diseño, la altura de la hilada la determina la altura de la unidad.

La apariencia de un muro con unidades de albañilería de altura muy uniforme con juntas de mortero de 9 mm se muestra en la figura 8.3.

Una vez fijada la altura de la hilada, esta debe quedar registrada, antes de iniciarse el trabajo de asentado, en un escantillón (figura 2.8). Posteriormente, el alineamiento y el mantenimiento de la altura de la hilada se pueden hacer con un cordel fijado a las unidades de albañilería ya asentadas con la guía del escantillón para formar las esquinas, como se muestra en la figura 8.4. Una alternativa consiste en fijar escantillones en la vecindad de las esquinas de los muros, tendiendo cordeles entre ellos, cuando el asentado de las unidades se efectúa de corrido de extremo a extremo del muro.



8.1. Albañilería deficiente: muro con juntas de mortero de excesivo espesor.

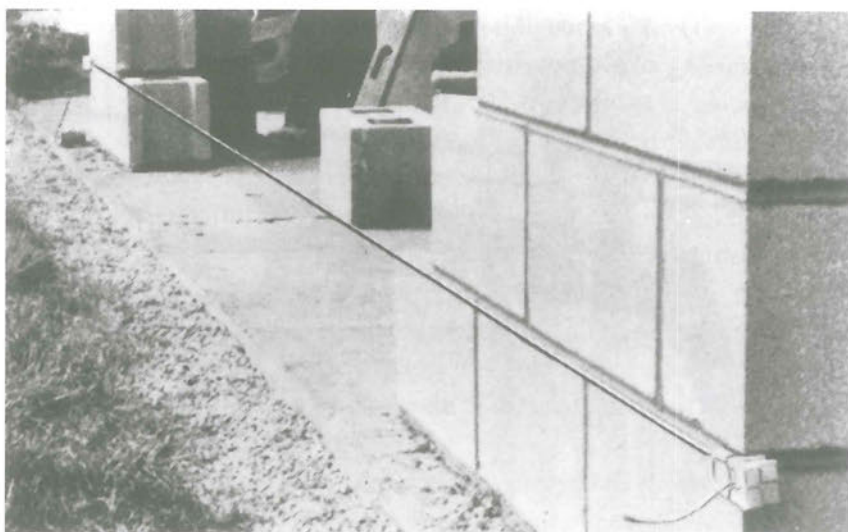


8.2. Albañilería deficiente: muro con juntas de mortero de muy pequeño espesor.

El primer método de construcción, que se inicia con el asentado de las esquinas, es el más adecuado para los casos en que las unidades se cruzan —o amarran— en las esquinas y encuentros de los muros. El segundo método, de asentado de corrido de extremo a extremo del muro, es preferible cuando los muros no se cruzarán en las esquinas y encuentros de estos.



8.3. Albañilería correcta: muro con juntas de 9 a 12 milímetros.



8.4. Cordel que señala el nivel de la hilada. Está fijado a las esquinas construidas previamente, a la altura correcta, con el escantillón.

8.3. TRATAMIENTO DE LA SUCCIÓN DE LA UNIDAD DE ALBAÑILERÍA

Toda unidad de albañilería es absorbente. Esta característica, para fines del asentado de unidades, se mide con la propiedad llamada *succión*, que es la velocidad inicial de absorción en la cara de asiento de la unidad. La succión es

necesaria para lograr el íntimo contacto del mortero con la unidad de albañilería. Sin embargo, cuando es excesiva debe ser controlada mediante el humedecimiento previo al asentado de la unidad de albañilería, ya que, de lo contrario, causará efectos negativos. En casos extremos, endurecerá y deformará la superficie plana del mortero sobre la que asienta la siguiente hilada, impidiendo todo contacto; y, en casos menos severos, reducirá la cantidad de agua disponible para la unidad de arriba e impedirá lograr una buena adhesión en esa interfase mortero-unidad.

El arte de asentar unidades consiste en estrechar al máximo el contacto tanto horizontal como vertical de la unidad con el mortero, y en uniformar dicho contacto en todas las interfases mortero-unidad.

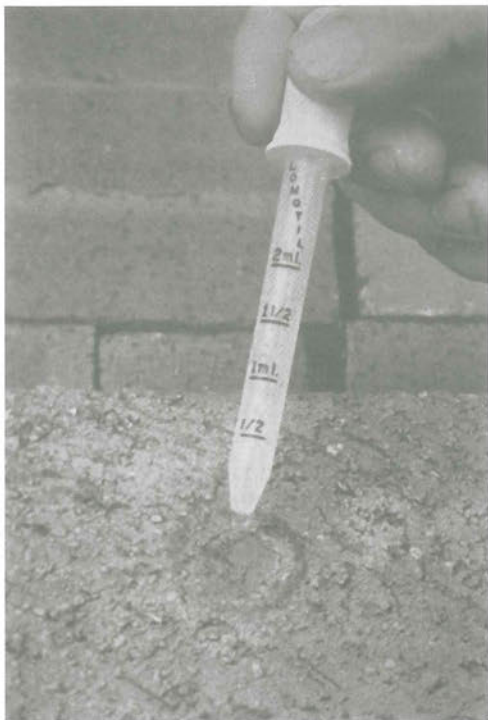
Muchas unidades de arcilla tienen una succión natural excesiva, que debe ser modificada mediante el humedecimiento de la unidad para lograr una succión óptima en el momento del asentado. En consecuencia, es importante determinar la succión de las unidades y precisar si será necesario su tratamiento con el propósito de reducirles la succión al momento del asentado. Las unidades que tienen succiones de veinte gramos o menos no deben ser humedecidas; cuando tienen succiones mayores de cuarenta gramos, es indispensable hacerlo. Para succiones entre veinte y cuarenta gramos es preferible no humedecer las unidades.

De no contarse con la medida de la succión obtenida mediante el ensayo de laboratorio o de campo (acápite 4.9.6) de la succión, una prueba muy sencilla consiste en trazar, con lápiz de cera, una circunferencia de 25 mm de diámetro en la cara de asiento de la unidad de albañilería; luego se echa veinte gotas de agua dentro del círculo, lo más rápido posible, sin que esta se derrame fuera de la circunferencia (figura 8.5). Si después de terminado el goteo, el agua es absorbida en un minuto y medio o más, la unidad de albañilería no requiere humedecerse; si se absorbe en menos de un minuto y medio, debe humedecerse para reducirle la succión.

El tratamiento de la succión implica, estrictamente hablando, humedecer totalmente la unidad de albañilería y dejar luego que se sequen las superficies. En la figura 8.6 se muestran diferentes momentos en el proceso de humedecimiento. Nótese que la unidad de albañilería identificada con el número 4 tiene un tratamiento correcto para reducirle la succión. Las otras unidades tratadas, identificadas con los números 2 y 3, no tienen tratamiento correcto.

Es importante que no se asienten unidades con agua superficial libre, pues *flotan* sobre el mortero (o este sobre ellas) y no se produce la adhesión deseada.

Las unidades de concreto y sílice-cal nunca deben asentarse húmedas, pues tienen succiones en el rango adecuado, y porque, ya instaladas en el muro, si se han humedecido, sufrirán las consecuentes contracciones de secado que tenderán



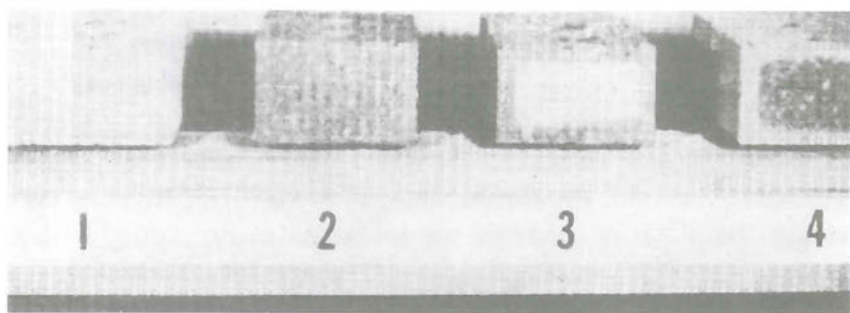
8.5. Prueba de campo para determinar si las unidades de arcilla requieren humedecerse o no.

a agrietar el muro. Sin embargo, la limpieza del polvo superficial es indispensable en todas las unidades y debe hacerse, cuando no se humedecerán, con algún procedimiento seco —por ejemplo, con aire comprimido—.

8.4. CONTROL DEL TEMPLE DEL MORTERO [19]

El temple o consistencia del mortero lo define el operario, de acuerdo con la cantidad de agua que añada a los ingredientes secos del mortero. Sin embargo, lo óptimo es que esta consistencia, cuando se mide en el ensayo de flujo (véase, al respecto, el acápite 5.5.1), se encuentre entre 100 y 115%. Es preferible que la consistencia sea la mayor posible, dentro de los límites señalados, de modo que se adecue al trabajo con el badilejo y se mantenga la adhesividad y la cohesión que permitan esparcirlo en las caras de la unidad, particularmente las caras verticales, posibilitando el correcto llenado y ajuste de las juntas (figura 5.8).

El temple debe ser mantenido durante el proceso de construcción añadiendo agua, retemplándolo cuantas veces sea necesario para mantener la consistencia original. El tiempo límite para la adición de agua está regulado por el inicio de la fragua del cemento; después de que esta se ha iniciado, el mortero ya mezclado con agua debe ser eliminado (véase, al respecto, el acápite 5.10).



8.6. Humedecimiento de las unidades de arcilla: 1. Unidad seca. 2. Unidad saturada. 3. Unidad en proceso de saturarse. 4. Unidad saturada con las superficies secas.

8.5. PROCESO DE ASENTADO DE LAS UNIDADES [105] [148] [183]

Tal como se ha señalado, los ladrillos se manejan con una mano (figura 4.1). Los diestros lo hacen con la mano izquierda, mientras con la derecha manipulan el badilejo. Las unidades se colocan presionando tanto sobre la junta horizontal como sobre la junta vertical, de modo de conseguir la mejor adhesión posible (figura 5.8). Esto implica que el ladrillo tendrá que tener su cara vertical empastada antes de ser asentado en la hilada, y que se producirá una rebaba de mortero que se retirará —como se muestra en la figura 8.7— con el badilejo.

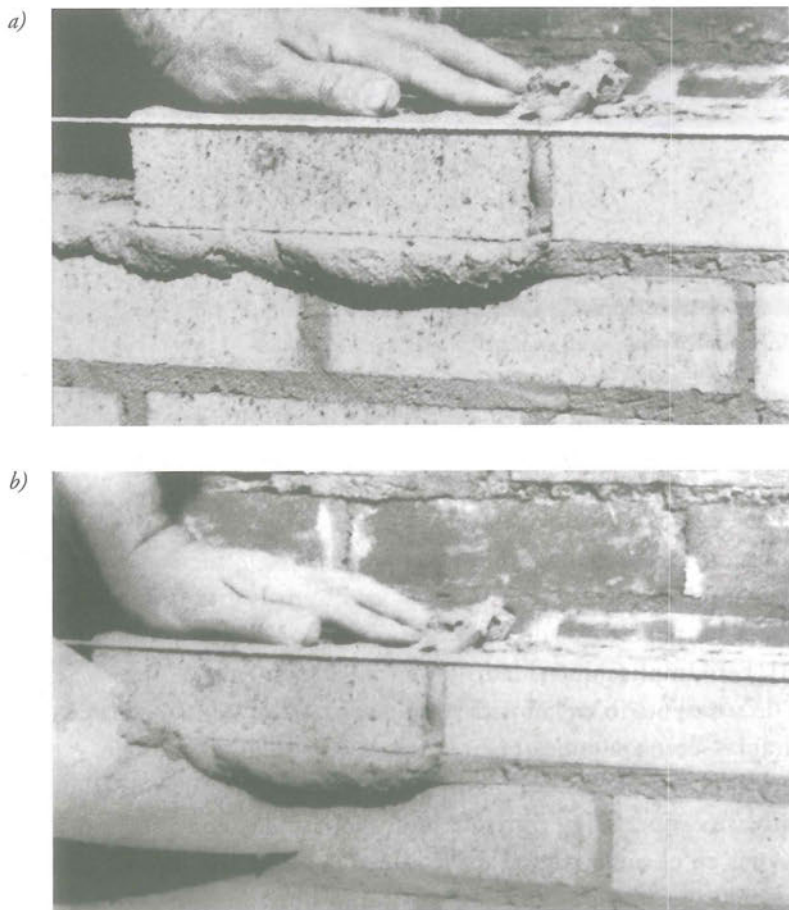
En el caso de los bloques el manipuleo es con las dos manos (figura 4-3). En este caso, sus superficies verticales son empastadas con mortero mientras están apoyadas en el suelo (figura 8.8). Luego la unidad se levanta con las dos manos y se coloca a presión, ajustando la junta horizontal y la junta vertical (figura 8.9).

El asentado de las unidades debe garantizar la máxima adhesión y el llenado completo de las juntas horizontales y verticales. En estas últimas ello no se consigue si las caras verticales de las unidades no son empastadas previamente y si las juntas se tratan de llenar colocadas en la hilada.

El asentado, como se ha dicho, implica presión vertical y horizontal, y debe evitarse el bamboleo de la unidad o retirarla y volverla a poner, para ajustarla al nivel requerido. Ello porque, como la adhesión se logra en el primer contacto, cualquier despegue parcial o total la destruye irremediabilmente. El ajuste final se puede hacer golpeándola verticalmente con el mango del badilejo.

8.6. TRATAMIENTO DE JUNTAS

Las juntas de mortero horizontales y verticales deben ser tratadas una vez terminada una parte del asentado del muro y mientras el mortero está aún plástico



8.7. Asentado de ladrillos: a) presión de asentado vertical; b) horizontal y retiro de la rebaba.

(figura 8.10). La operación tiene como propósito ajustar y sellar las juntas de mortero.

Las formas terminadas de la junta se muestran en la figura 8.11. Debe notarse que el ancho útil del muro (b) se mide desde el interior de la junta tratada, por lo que, en general, para albañilería en la que se busca la máxima economía, el tipo de junta más recomendable es a ras o solaqueada. Las juntas señaladas como *no recomendables* en la figura 8.11 tienden a retener agua.

8.7. OPERACIONES RELACIONADAS CON EL CONCRETO LÍQUIDO

En la construcción del muro deben tomarse las precauciones necesarias para que la colocación del concreto líquido se efectúe sin tropiezos ni interrupciones y

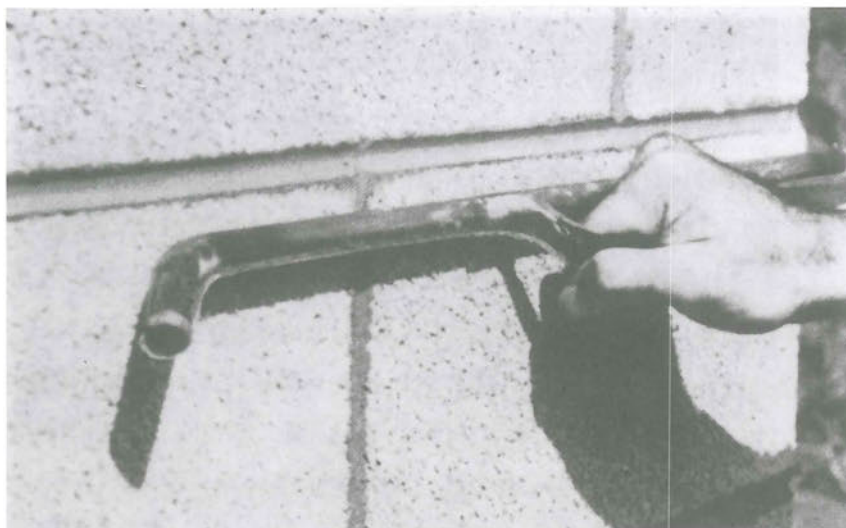


8.8. Asentado de boques: preparación de las caras verticales colocándoles mortero.

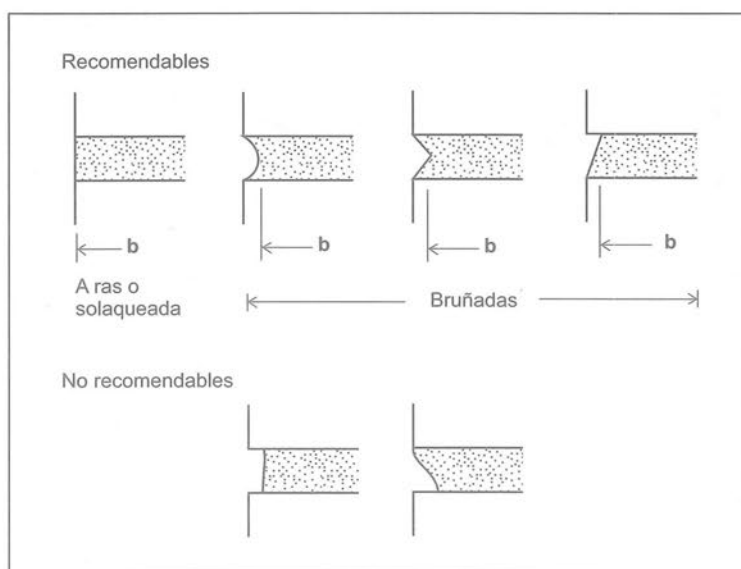


8.9. Asentado de bloques: presión de asentado vertical y horizontal.

para que el contacto del concreto y las unidades sea total y permanente. Estas precauciones consisten, principalmente, en mantener los alvéolos verticales de la albañilería limpios, sin mortero u otras sustancias. Esto puede lograrse protegiendo el alvéolo en el proceso de asentado de las unidades; por ejemplo, con



8.10. Herramienta para el bruñado de juntas.



8.11. Tratamiento de las juntas.

una esponja de espuma de plástico que se va subiendo conforme progresa el asentado. La opción alternativa y recomendada es dejar huecos de limpieza en la base del muro, como se muestra en la figura 6.5.

La colocación del concreto líquido debe hacerse en alvéolos totalmente limpios y secos. En el caso de que estén sucios, generalmente con mortero caído durante el asentado, se pueden limpiar con aire comprimido.

Las operaciones de mezclado, transporte, colocación y compactación del concreto líquido se describen en el acápite 6.7.

8.8. RITMO DE CONSTRUCCIÓN

Cuando se construye a ritmo exagerado es posible que se coloque un número excesivo de hiladas sobre un mortero que aún no ha adquirido una rigidez adecuada, ocasionándose su deformación. Como esta deformación no ocurre necesariamente de modo uniforme, se atenta contra el plomo y el alineamiento del muro. En general, el ritmo de construcción en unidades asentadas con mortero de cemento *portland* no debe exceder 1,20 m de altura por jornada de trabajo. Este ritmo puede tener que ser menor con morteros de cemento adicionado o cemento de albañilería.

Debe evitarse, además, juntas frías, sin adhesión, entre la continuación del muro y el muro ya construido. Muchas fallas de cizalle que se han presentado en muros, como consecuencia de acciones sísmicas, han ocurrido a mitad de la altura del muro donde se detenía la jornada de trabajo. Para lograr la adhesión correcta deben limpiarse las superficies de asiento de las unidades del muro existente con aire comprimido y humedecerse en el caso de que las unidades requieran dicho tratamiento.

8.9. CUIDADO DE LOS MUROS

Los muros tienen una estabilidad precaria y una resistencia a la tracción muy reducida. En consecuencia, no deben ser sometidos a golpes o vibraciones, y tampoco servir de apoyo a otros procesos constructivos como los puntales de encofrado. Es muy fácil romper las interfases mortero-unidad (generalmente en la parte baja del muro) sin darse cuenta. En muchos casos es conveniente —para muros altos o muros construidos en áreas ventosas— proveer algún tipo de arrosamiento provisional (figura 8.12).

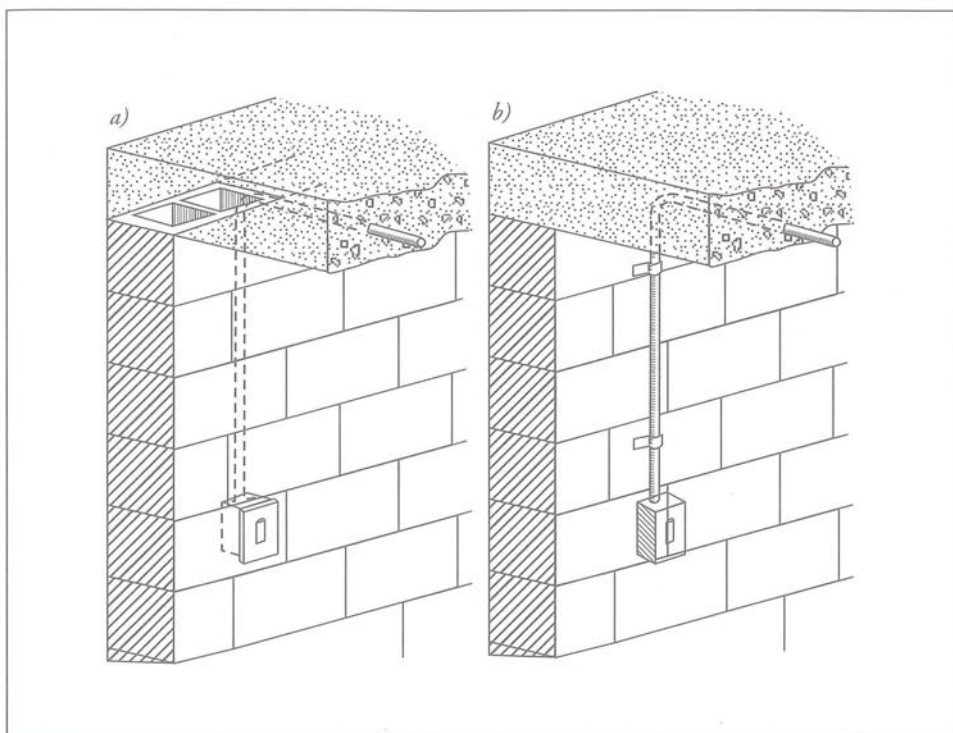
No es permisible romper o picar los muros, salvo que exista indicación expresa autorizando esta operación en el proyecto, pues evidentemente lo que se está haciendo es romper un elemento estructural y crear planos debilitados que limitan la resistencia del muro. Esta rotura se hace principalmente con el propósito de alojar tubos para instalaciones eléctricas o sanitarias (figura 8.13). La planificación de la ubicación de tubos, cajas e insertos de los diferentes subsistemas debe ser efectuada en la etapa del proyecto, e indicarse claramente en los documentos de obra (figuras 8.14, 11.13 y 11.14). Lo mismo se aplica para el caso de otros elementos fijados a los muros, por ejemplo los marcos de puertas y ventanas, cuya instalación se muestra en la figura 8.15.



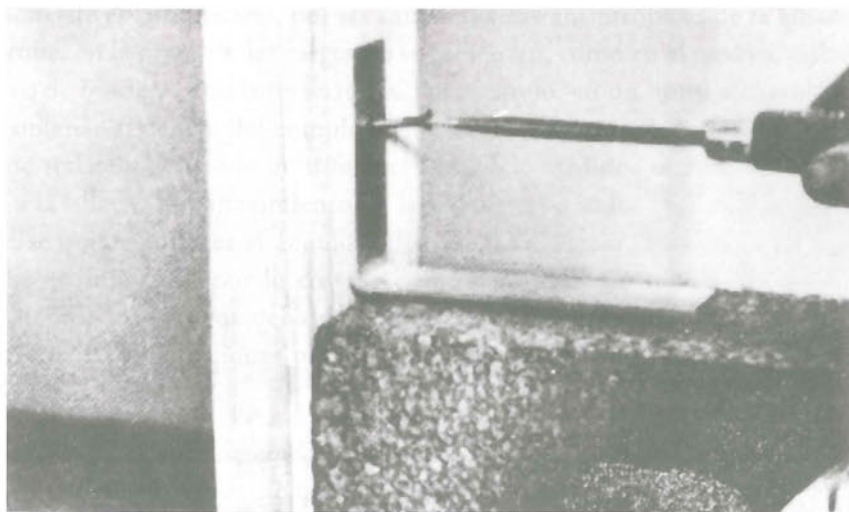
8.12. Muro protegido mediante arriostramiento provisional.



8.13. Muros severamente dañados al haber sido picados para formar canales que alojen a los tubos de las instalaciones eléctricas.



8.14. Colocación correcta de las instalaciones eléctricas: a) recorrido por los alvéolos; b) externo.



8.15. Colocación del anclaje para un marco de puerta.

8.10. SUMARIO

Sobre la base de lo tratado anteriormente —acápites 4.11, 5.10, 6.7 y 7.2, relativos a la especificación y control de los diferentes componentes de la albañilería— y de lo expuesto en este capítulo, los siguientes aspectos del proceso constructivo conducen a una mejor albañilería:

- a. Ajustar la succión de asentado de las unidades de albañilería de arcilla.
- b. No asentar unidades de concreto y de sílice-cal en estado húmedo.
- c. Utilizar morteros mezclados a máquina.
- d. Utilizar morteros de la consistencia máxima compatible con el adecuado trabajo con el badilejo.
- e. Asentar las unidades con presión horizontal y vertical; lograr el contacto íntimo y completo de ambas caras con el mortero, y asegurar que las juntas, tanto horizontales como verticales, queden completamente llenas de mortero.
- f. Limpiar los alvéolos antes de la colocación del concreto líquido.

CAPÍTULO 9

Propiedades de la albañilería simple

9.1. INTRODUCCIÓN

9.1.1. Modelaje, especímenes y ensayos

Las resistencias de la albañilería a compresión, tracción y corte definen el comportamiento estructural de los diferentes elementos de albañilería ante la acción de solicitaciones reales. Con el propósito de determinar dichas resistencias se han diseñado multitud de ensayos en pequeños especímenes, cuyos resultados constituyen la base de nuestro conocimiento estructural del material. El comportamiento de estos especímenes, cuando se someten a ensayo, es el producto de la acción heterogénea de los componentes de la albañilería presentes —la unidad, el mortero o el concreto líquido—, imitando o modelando así el que asumen elementos de albañilería similar sometidos a cargas iguales a las del ensayo. El modelaje es complicado, por las características anisotrópicas de la albañilería y porque, en la práctica, las cargas no se presentan, como en el ensayo, aislada de efectos de borde y otras interacciones. Por ejemplo, en un muro sometido a cargas coplanares, dentro del complejo sistema de esfuerzos se pueden aislar aquellos de tracción actuando en diferentes ángulos, medidos usualmente con relación a la hilada. El conocimiento de la resistencia a todos ellos será indispensable si se quiere conocer el ángulo crítico de falla. Hacer ensayos a este nivel de detalle es imposible, por lo costoso e impráctico. El camino práctico, seguido para definir los ensayos debidos a los especímenes adecuados, ha sido escoger determinadas orientaciones preferentes para la carga. Estas son, en general, las siguientes:

- a. Para ensayos de compresión se aplica carga coplanar perpendicular a la hilada. Es evidente que esta orientación es prioritaria, pues corresponde a la de la acción gravitacional en muros con hiladas horizontales,

que son los predominantes. De otro lado, el valor obtenido es útil para analizar el comportamiento de muros de corte ante la acción conjunta de las cargas de gravedad y las acciones sísmicas, situación en la que se presentan elevados esfuerzos de compresión —esencialmente verticales— en los talones comprimidos (figura 10.27).

- b. La tracción coplanar se genera en los ensayos aplicando fuerzas de corte, para producir tracciones indirectas. Ello suele hacerse tomando tres ángulos con relación a la hilada: 0° , 45° y 90° . Esta información posibilita, interpolando entre los valores medidos, la determinación de la resistencia en cualquier dirección intermedia. Debe notarse que la resistencia a la tracción coplanar define el comportamiento del muro de albañilería hasta el nivel de agrietamiento para combinaciones de cargas gravitatorias y horizontales coplanares, originadas por sismo o viento.
- c. Para ensayos de tracción por flexión se aplica carga perpendicular al plano, para generar flexiones paralelas y perpendiculares a la hilada, lo que permite la determinación de los módulos de ruptura de la albañilería en estas dos direcciones principales. Esta información es suficiente para analizar el comportamiento de muros sometidos a carga perpendicular a su plano, que pueden tener condiciones de apoyo de borde variadas.
- d. Para evaluar la resistencia al corte se utiliza el ensayo de cizalle en la junta horizontal de mortero. Esta junta, usualmente sometida al mismo tiempo a corte en su plano y compresión vertical —perpendicular a él, y que la ajusta—, puede ser el plano de falla de muros de albañilería simple y albañilería confinada.

La determinación de las características del espécimen y del tipo, procedimiento y evaluación del ensayo es de considerable importancia, pues debe conducir, en conjunto, a ensayos repetibles, económicos e interpretables. La utilización de equipos de carga existentes y sin sofisticaciones excesivas, además de métodos confiables, que se caractericen por tener coeficientes de variación inherentes reducidos, es siempre deseable. Si bien es esencial que los especímenes sean representativos, también lo es que tengan tamaño reducido, que sean de fabricación simple y de manipuleo fácil y sin riesgos de daños prematuros.

Debe procurarse que los mismos especímenes y ensayos utilizados en investigación puedan, luego, ser aplicados en el control de la calidad de la albañilería en obra. Este es el caso con los prismas de albañilería para el ensayo de compresión

que se emplean tanto para investigación como para control de obra. No ocurre lo mismo con los ensayos de tracción; para el ensayo de tracción diagonal, el murete de proporciones 1:1 sometido a compresión diagonal es un espécimen representativo y relativamente simple, y es aplicable tanto en el laboratorio como en la construcción; su costo, que era sustancialmente mayor que el de los prismas, tiende a bajar y hacerse más accesible para su aplicación sistemática en el control de obra por efecto de la normalización del ensayo ya que muchos laboratorios se han equipado con los dispositivos de sujeción y transmisión de la carga. El tamaño del espécimen tiene gran importancia ya que cuanto más grande los resultados son más confiables.

9.1.2. Naturaleza de la albañilería y criterios de falla

La albañilería es un material compuesto, heterogéneo y anisotrópico, en el que los planos de debilidad coinciden con las juntas verticales y horizontales y en el que se integran, en un comportamiento único, materiales con características elásticas disímiles. Las juntas horizontales, en particular —debido a su naturaleza continua—, dividen a la albañilería en capas (las hiladas), dando a la albañilería la apariencia de un material compuesto laminado. De otro lado, cuando la albañilería está integrada de unidades huecas llenas con concreto líquido, los alvéolos, ahora llenos con concreto líquido, proveen una continuidad parcial que modifica, en alguna medida, la descripción precedente y aminora el grado de anisotropía.

Como consecuencia de esta naturaleza de la albañilería, las teorías de falla desarrolladas para materiales isotrópicos no son aplicables, ya que fueron derivadas sobre la base de suponer un estado de esfuerzos constantes en el que la orientación no tiene ningún efecto sobre la resistencia.

En las estructuras reales las condiciones críticas de carga corresponden usualmente a esfuerzos combinados. Esto es particularmente cierto para muros de albañilería en los que las combinaciones de esfuerzos provienen de la acción conjunta de fuerzas laterales y coplanares, de sismo o de viento, y de las fuerzas gravitacionales. Esta situación conduce a la necesidad de derivar la forma de falla de la evaluación e investigación de todos los posibles modos de ocurrencia de fallas, escogiendo el modo que provea la menor resistencia como el modo crítico.

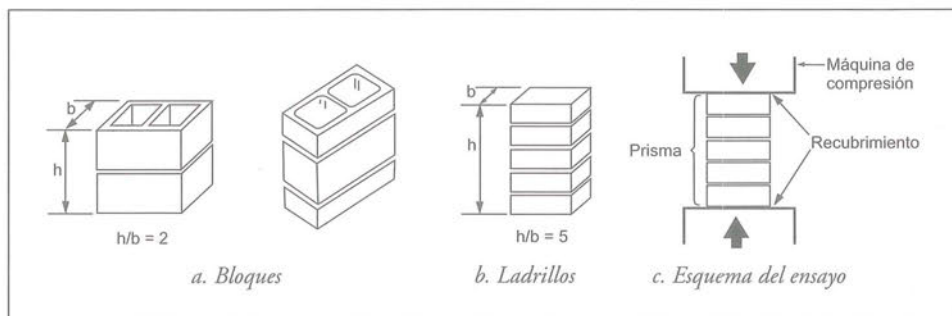
Para derivar estas diferentes formas de falla y sus respectivas resistencias, los criterios utilizados deben apoyarse en las teorías de falla existentes, sobre todo en aquellas relativas a materiales compuestos. Esto debe hacerse reconociendo, en todo caso, que su aplicación no puede ser directa, ya que estas teorías no

tienen en cuenta, para el análisis de esfuerzos biaxiales, la interacción que existe entre la resistencia al corte por cizalle de las juntas y las cargas de compresión, perpendiculares a estas, que caracterizan a toda edificación de albañilería; y que tampoco consideran las posibles fallas, que son sumamente críticas en la albañilería, a lo largo de las juntas horizontales y verticales.

En resumen, la elaboración de criterios de fallas realistas, particularmente para cargas coplanares, debe contemplar los posibles modos de falla en tracción y en corte por cizalle a lo largo de las juntas horizontales y verticales; en este último caso, debe tener en cuenta el efecto de las compresiones perpendiculares a la junta. Además, es necesario que considere los efectos de tracción transversal generados por la diferencia en las características elásticas de los materiales componentes. En general, la descripción cuantitativa de la falla en albañilería no puede basarse, entonces, en un único criterio general, sino en los diversos modos en que esta puede ocurrir en un material compuesto.

9.2. ESPÉCIMEN Y ENSAYO PARA DETERMINAR LA RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN [120]

El espécimen para determinar la resistencia a la compresión de la albañilería está prácticamente estandarizado en el ámbito mundial, y consiste en un prisma de unidades asentadas una sobre otra (figura 9.1). Los prismas se llenan con concreto líquido —solo en el caso de unidades huecas-asentadas o apiladas—, cuando la resistencia a determinar corresponde a esa forma de albañilería.



9.1. Prismas estándar para ensayos de compresión.

Los prismas se construyen, si son para investigación, de acuerdo con los objetivos del programa de ensayos; y, si son para control de obra con la unidad, mortero o concreto líquido por emplearse o que se emplean ya en obra, utilizando el espesor de la junta, la técnica constructiva y la mano de obra representativa.

La esbeltez y altura mínima de los prismas dependen de si la albañilería es de ladrillos o de bloques. En el caso de prismas de ladrillos, la relación alto-ancho del prisma estará entre 2 y 5, y el alto no será menor de 30 cm. En el caso de prismas de bloques, la esbeltez estará entre 1,3 y 5, y el alto no será menor de 30 cm. En ambos casos debe haber, alejada del efecto restrictivo del cabezal de la máquina de ensayo, por lo menos una junta.

Hay consenso en que la esbeltez mínima de los prismas debe ser mayor a la tradicionalmente aceptada de 2 por los valores errados que se obtienen con esbelteces pequeñas. Investigadores [251] recomiendan que la esbeltez mínima sea de 4 para minimizar los efectos de la restricción en los extremos. Los factores de corrección por esbeltez diferente a la tomada como patrón, que por lo general fue de 2 y en algunas normas de 5.

Los prismas no se curan, solo se protegen con una tela húmeda durante veinticuatro horas y luego se colocan bajo techo hasta que son ensayados. Esto se realiza normalmente a los veintiocho días, pero puede hacerse antes siempre que se establezca la relación entre las resistencias a los 7 y 28 días.

El ensayo se realiza en una máquina universal de compresión, aplicando un ritmo de carga controlado, hasta que el espécimen no admite más cargas. El resultado del ensayo se obtiene de dividir esta carga última entre el área del testigo. Esta área será la bruta para prismas de unidades sólidas o de unidades huecas rellenas con concreto líquido o de unidades tubulares. El área será la neta para unidades huecas (sin relleno de concreto líquido) o perforadas. La norma peruana [226] utiliza en ambos caso el área bruta porque se obtienen resultados que son representativos de la resistencia del muro y permite comparar directamente resistencias de unidades sólidas y perforadas y evita errores de interpretación.

La prueba consistirá de, por lo menos, dos ensayos y preferiblemente de tres. La resistencia característica de la albañilería (f'_m) se determina por la ecuación:

$$f'_m = aC(X - m\sigma) \quad (9-1)$$

en la que:

a es un coeficiente que tiene en cuenta la edad del testigo en el momento del ensayo (a es 1 para testigos ensayados a los veintiocho días, y 1,1 cuando el ensayo se hace a los siete días);

C es un factor de corrección de la esbeltez. En la tabla 9.1 se muestra el factor C tomado del UBC 1997 [242] que considera la esbeltez 2,0 como la referencial y el factor C tomado de la norma peruana NTE-070 el [226] que considera la esbeltez 5,0 como referencial.

$\bar{X}$ es el promedio de los resultados de las pruebas, que, a su vez, consisten de varios ensayos; m es un número dependiente del porcentaje de resultados defectuosos aceptables (generalmente 10%); en ese caso, m es igual a 1,3, y σ es la desviación estándar de las pruebas.

TABLA 9.1.
Factor de corrección de la esbeltez (C) vs
esbeltez (h/b) del prisma

Prisma h/b	1,3	1,5	2,0	2,5	3,0	4,0	4,5	5,0
Factor de corrección C según UBC 1997	0,75	0,86	1,00	1,04	1,07	1,15	—	1,22
Factor de corrección C según Norma Peruana NTE-070			0,73	0,80	0,91	0,85	0,98	1,00

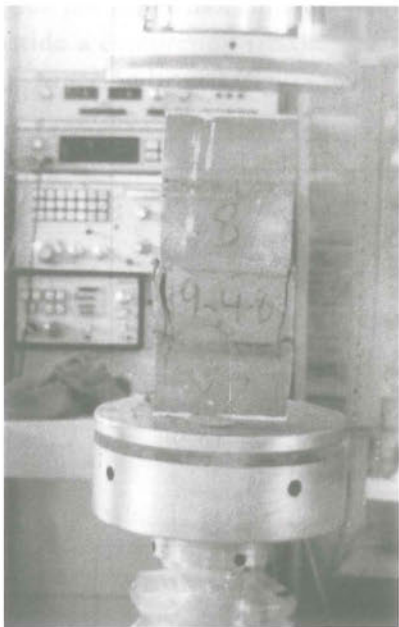
9.3. RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DE PRISMAS DE LADRILLOS

9.3.1. Mecanismo de falla

Varias características han sido observadas en los ensayos de prismas de ladrillos en compresión:

- A partir de aproximadamente 70% de la carga última comienzan a aparecer grietas verticales en los ladrillos. Las primeras se ubican alejadas de los efectos restrictivos del cabezal de carga y hacia el centro del prisma, y van acompañadas de ruidos crujientes.
- La carga máxima —última— ocurre cuando el avance y multiplicación de estas grietas verticales son sustantivos (figura 9.2).
- El esfuerzo y la deformación unitaria en rotura (figura 9.3) del prisma corresponden a valores intermedios de los que corresponden al ladrillo y al mortero que conforman el prisma.

Estos hechos llevan a deducir que el agrietamiento vertical de los ladrillos está relacionado con la deformación lateral del mortero. En la albañilería que analizamos, es usual que los ladrillos sean más resistentes y rígidos que el mortero.



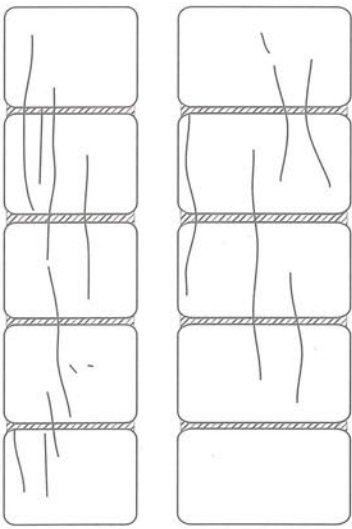
a. De ladrillos de arcilla



b. De ladrillos de sílice-cal

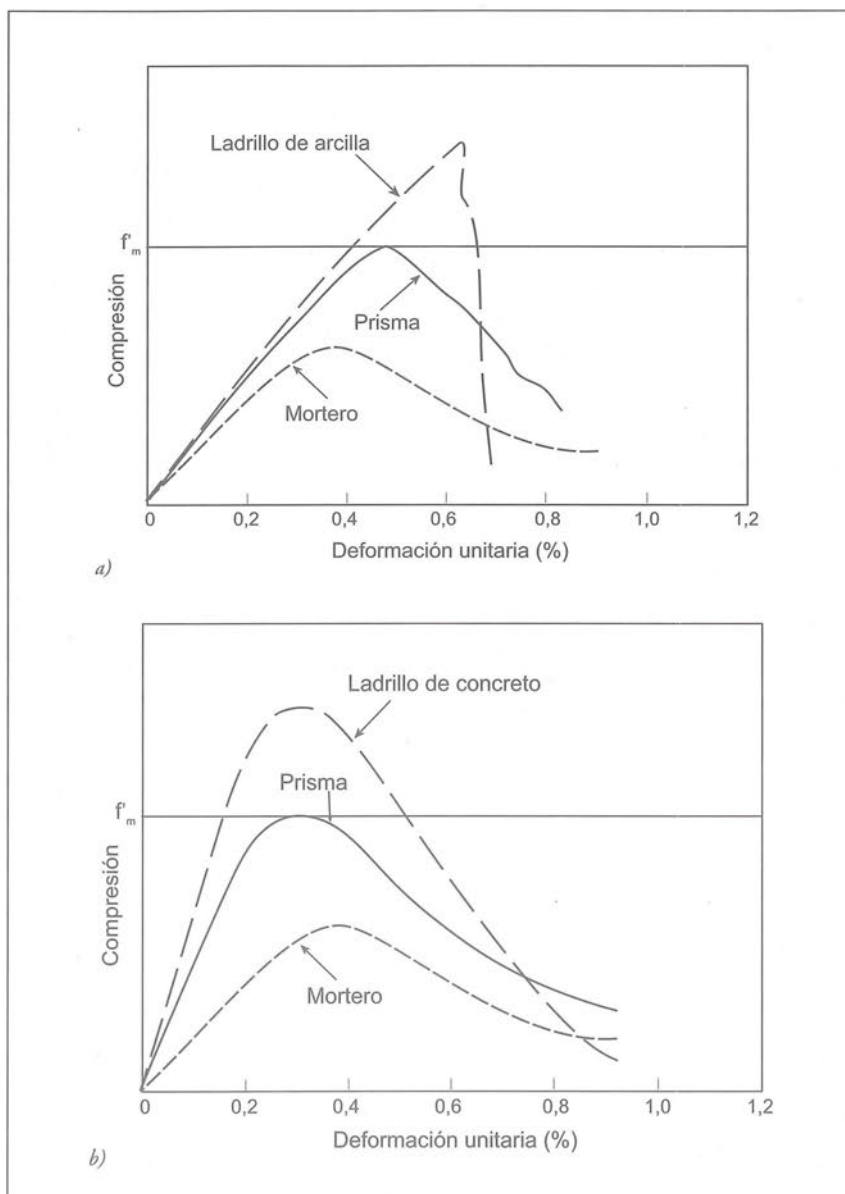


c) De ladrillos de concreto



d) Esquema de agrietamiento típico

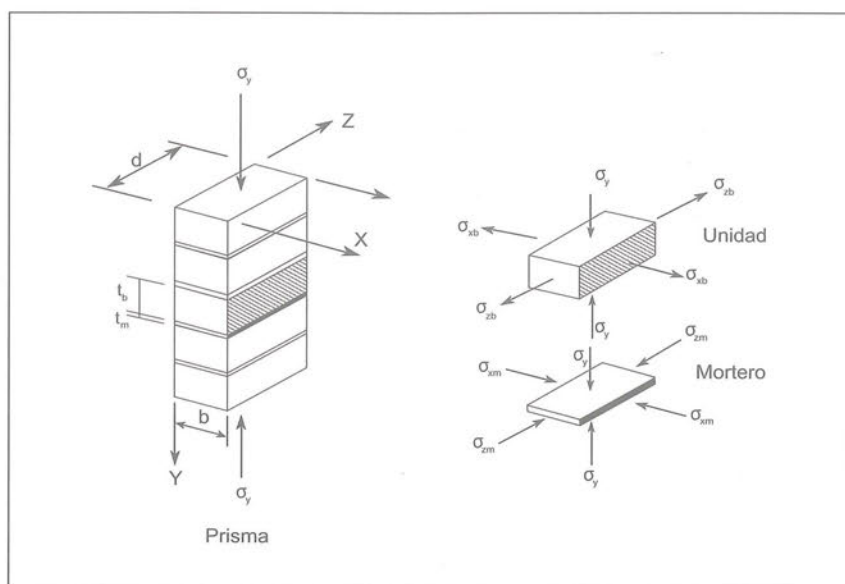
9.2. Aspecto de prismas ensayados a rotura por compresión.



9.3. Gráfico normalizado compresión vs. deformación unitaria para prismas ensayados en compresión. a) Para ladrillos de arcilla. b) Para ladrillos de concreto.

En consecuencia, la expansión lateral libre del mortero, asumiendo módulos de Poisson de valor similar para el ladrillo y el mortero, será mucho mayor para este último. Debido a que en el prisma, y en un muro real de albañilería, el ladrillo y el mortero deben deformarse lo mismo lateralmente —a causa, sobre todo, de la

fricción entre ambos materiales—, la expansión lateral del mortero estará restringida por el ladrillo. En otras palabras: el mortero, en el prisma cargado, está sometido a compresión triaxial, y el ladrillo a una combinación de compresión axial y tracción biaxial (figura 9.4).



9.4. Esfuerzos en el ladrillo y en el mortero por efecto de la carga unitaria axial (s_y)

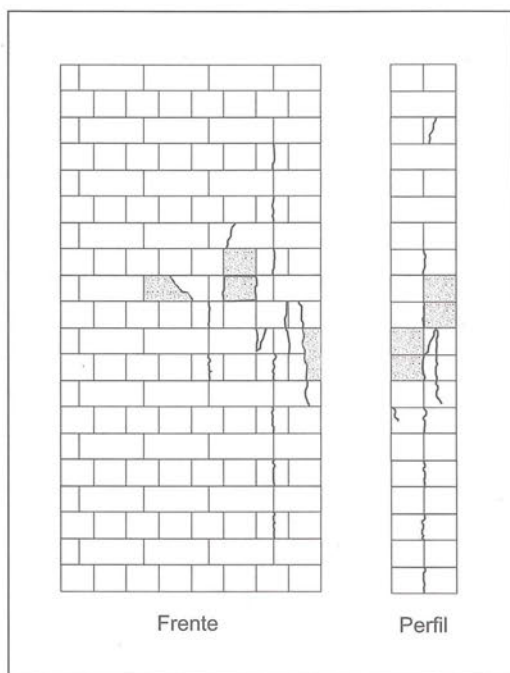
9.3.2. Relación entre los prismas y los muros reales

En los muros reales, los ladrillos no están asentados uno encima del otro, sino con algún tipo de amarre. Las alturas y las esbelteces son bastante mayores que las de los prismas. Sin embargo, si no ocurren fallas previas, por inestabilidad elástica o por excentricidad de la carga, la forma de falla del muro es semejante a la del prisma (figura 9.5). Esto significa que en los muros ocurren agrietamientos de tracción transversal.

Ensayos realizados en muros a escala natural indican que, debido a la ausencia de la restricción del cabezal y al tipo de amarre, para esbelteces usuales y cuando se evitan otro tipo de fallas, la resistencia del muro equivale a 70% de la del prisma elaborado con materiales iguales.

9.3.3. Teorías de falla

Varios investigadores han elaborado fórmulas para determinar teóricamente la resistencia a la compresión de la albañilería de ladrillos. Los primeros intentos



9.5. Agrietamientos de un muro de albañilería de ladrillos sometidos a carga de compresión axial

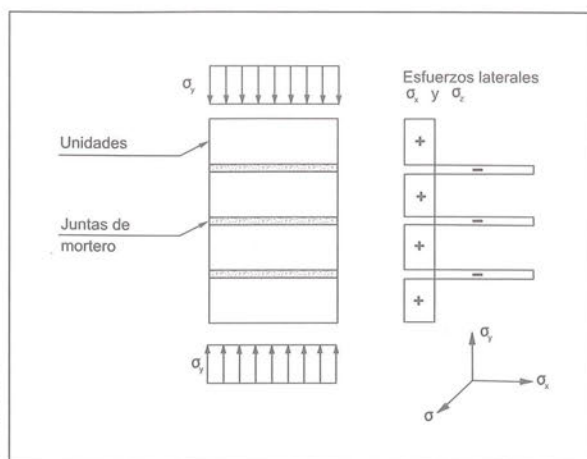
efectuados por Haller en 1959 se basaban en un análisis elástico del sistema ladrillo-mortero, pero concluían en fórmulas erradas, pues la resistencia del prisma resultaba mayor que la del ladrillo. Posteriormente, Hillsdorf [93], en 1969, y Francis y otros [121], en 1970, en forma independiente, emplearon métodos elásticos basados en la resistencia y en la deformación del ladrillo y del mortero bajo esfuerzos multitiaxiales.

Para elaborar sus teorías, ambos investigadores consideraron lo siguiente:

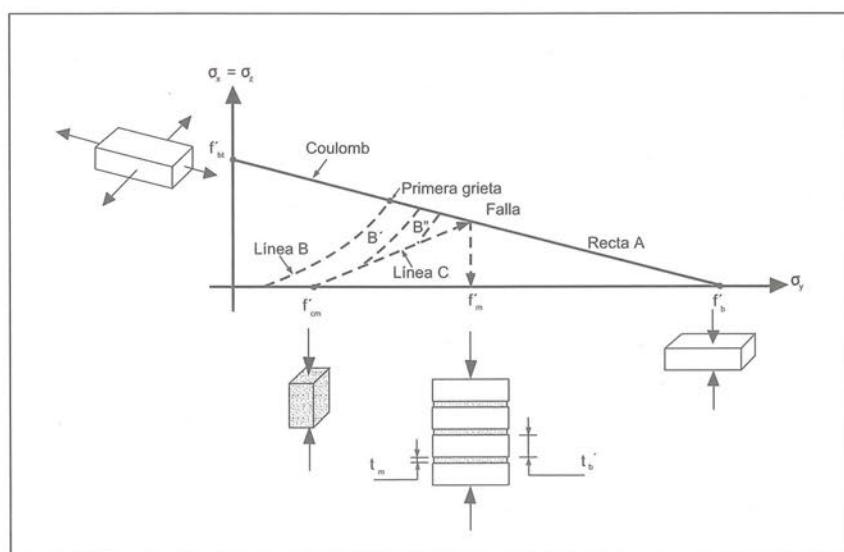
- Ladrillos sólidos sin ningún hueco.
- Relación lineal —o de Coulomb— entre el valor de la resistencia a la tracción biaxial y la resistencia a compresión uniaxial, para definir la envolvente de falla del ladrillo sometido a cargas triaxiales (figura 4.31).
- Esfuerzos laterales de tracción (figura 9.6), uniformes en la altura de la unidad.
- Esfuerzos iguales de tracción en las dos direcciones laterales de la unidad de albañilería, o sea $\sigma_x = \sigma_z$ (figura 9.6).
- Adherencia perfecta entre el mortero y la unidad.

Hillsdorf asumió que, iniciado el proceso de carga (figura 9.7), el esfuerzo causado por el mortero en el ladrillo podía ser representado por la línea punteada

9.6. Esfuerzos idealizados en el ensayo de prismas de albañilería



de B. La intersección de esta última con la línea recta de Coulomb A —que define la envolvente de falla del ladrillo—, causaría una primera grieta para un nivel de esfuerzo de compresión, aplicado en el ensayo, inferior al esfuerzo de compresión, aplicado en el ensayo, inferior al esfuerzo en rotura. Las sucesivas grietas causadas por el acomodo del mortero y del ladrillo, y la tendencia estructural a buscar la máxima resistencia dentro del modelo de falla, están representadas por las intersecciones de las líneas punteadas B', B''..... Bⁿ con la recta A. Estas diferentes líneas —B', B''..... Bⁿ— representan las sucesivas tracciones causadas en el ladrillo por el mortero conforme progresa el agrietamiento.



9.7. Diagrama de falla de Hillsdorf para prismas de ladrillos.

Finalmente, en el límite, la falla ocurre en la intersección de la línea C, que representa la posición de mínima tracción lateral generada por el mortero en el ladrillo.

Para definir dicha línea C, Hillsdorf asumió que ella se podía construir en dos segmentos. Uno horizontal, sobre el eje de las abscisas, termina cuando se alcanza la resistencia a compresión del mortero (f'_{cm}). El otro segmento es inclinado, ya que representa el creciente esfuerzo de tracción generado en el ladrillo al confinar al mortero impidiendo su rotura en compresión. Hillsdorf equipara este fenómeno de confinamiento con el que sucede en testigos cilíndricos de concreto y lo expresa por la fórmula:

$$f'_{ccm} = f'_{cm} + 4,1\sigma_z \quad (9-2)$$

en la que:

f'_{ccm} es la resistencia a la compresión del mortero confinado;

f'_{cm} es la resistencia uniaxial del mortero, y

σ_z , es la presión de confinamiento.

Al asumir que esta ecuación era válida, Hillsdorf determinó que el esfuerzo de confinamiento mínimo (σ_{xm}) del mortero —que corresponde, en la figura 9.7, al segmento inclinado de la línea C— se expresa como:

$$\sigma_{xm} = \frac{1}{4,1} (\sigma_y - f'_{cm}) \quad (9-3)$$

ecuación en la que:

σ_y es el esfuerzo de compresión en la dirección vertical, y

f'_{cm} la resistencia uniaxial del mortero.

Dado que también se ha asumido que los esfuerzos laterales están uniformemente distribuidos en el ladrillo y en el mortero se puede considerar que:

$$(\sigma_{xb})(t_b) = (\sigma_{xm})(t_m) \quad (9-4)$$

‘donde:

σ_{xb} es el esfuerzo lateral de tracción sobre el ladrillo;

t_b es la altura del ladrillo, y

t_m el espesor de la junta de mortero.

Sustituyendo el valor de σ_{xm} obtenido de la ecuación (9-4) en la ecuación (9-3) del segmento inclinado de la línea C, e intersectando este segmento con la recta A (figura 9.7), se obtiene el esfuerzo de compresión en la falla (σ_y):

$$\sigma_y = f'_b \frac{4,1f'_{bt} + \alpha f'_{cm}}{4,1f'_{bt} + \alpha f'_b} \quad (9-5)$$

donde $\alpha = \tau_m / \tau_b$.

Hillsdorf aplicó, adicionalmente, un factor de no uniformidad en la falla (U), para obtener la resistencia real del prisma de albañilería (f'_m). Este factor depende de la calidad de la construcción, del tipo y resistencia del mortero, del tipo de unidades y del espesor de las juntas. El factor de no uniformidad (U) fue determinado experimentalmente por Hillsdorf para varias combinaciones de unidades y morteros. Se puede asumir el valor $U=1,3$ para albañilería de ladrillos de arcilla de resistencia media (de 10 a 20 MPa) asentados con morteros de cemento y cal.

La ecuación final de Hillsdorf para determinar la resistencia de un prisma de ladrillo es:

$$f'_m = \frac{f'_b}{U} \frac{4,1 + \alpha \frac{f'_{cm}}{f'_{bt}}}{4,1 + \alpha \phi} \quad (9-6)$$

en la que $\phi = f'_b / f'_{bt}$

El segundo intento de predecir teóricamente la resistencia a la compresión de la albañilería de ladrillo fue elaborado por Francis y otro [121], en 1970. El método de su análisis se funda en evaluar las deformaciones unitarias de los materiales, en vez de los esfuerzos resistentes de los mismos, como hizo Hillsdorf. Pero, como se ha señalado, las bases esenciales fueron las mismas para ambos investigadores.

La fórmula propuesta fue la siguiente:

$$f'_m = f'_b \frac{1}{1 + \frac{\phi(\beta v_{cm} - v_b)}{\alpha \beta (1 - v_{cm})}} \quad (9-7)$$

en la que:

$$f'_m, f'_b, \text{ y } \phi$$

tienen los mismos significados que en la fórmula de Hillsdorf;

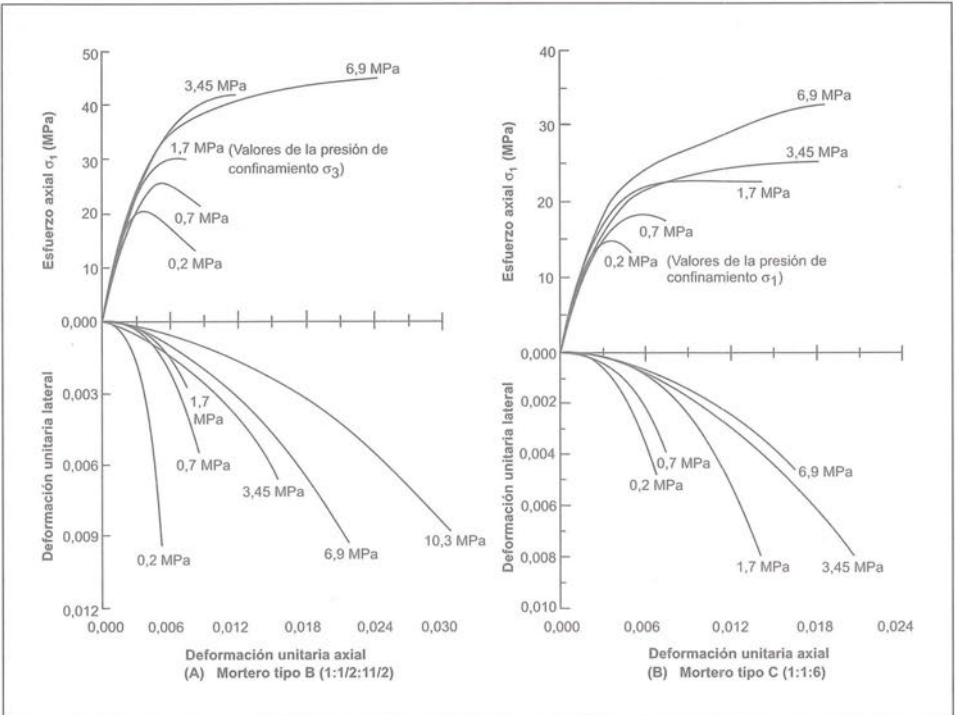
$$\beta = E_b / E_{cm}$$

es la relación entre el módulo de elasticidad del ladrillo (E_b) y el del mortero (E_{cm}), y ν_b y ν_{cm} son los módulos de Poisson —del ladrillo y del mortero, respectivamente—.

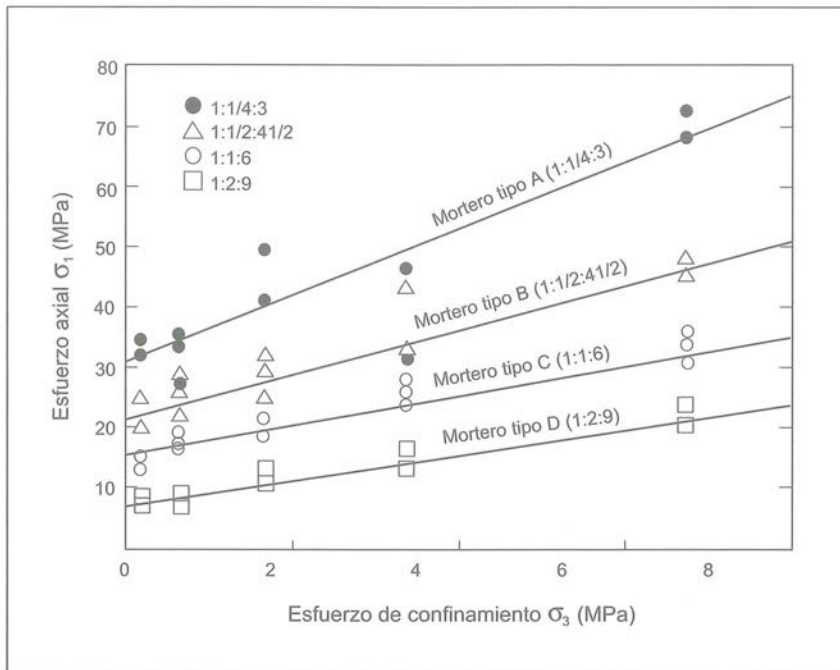
Las teorías de falla han sido enriquecidas por los trabajos de varios investigadores en la Universidad de Boulder, Colorado (Estados Unidos) [12], quienes utilizaron prismas de ladrillos de arcilla. Para elaborar su teoría ensayaron primeramente los morteros, con el propósito de determinar su comportamiento inelástico bajo carga axial y presiones laterales de confinamiento, y los ladrillos, para precisar su comportamiento cuando ellos están sometidos a cargas triaxiales hasta la rotura.

En la figura 9.8 se muestran los diagramas representativos esfuerzo-deformación unitaria para el mortero sometido a diferentes presiones de confinamiento. De estos diagramas se dedujeron las envolventes resistentes del mortero, que se muestran en la figura 9.9, y el módulo de elasticidad y el coeficiente de Poisson en función del esfuerzo axial y de la presión de confinamiento, que se muestran en la figura 9.10.

Por otro lado, los investigadores confirmaron la validez de la envolvente de falla para el ladrillo, que se muestra en la figura 4.31.



9.8. Gráficos esfuerzo vs. deformaciones unitarias, lateral y axial, para morteros confinados.



9.9. Envolturas de falla de diferentes morteros confinados

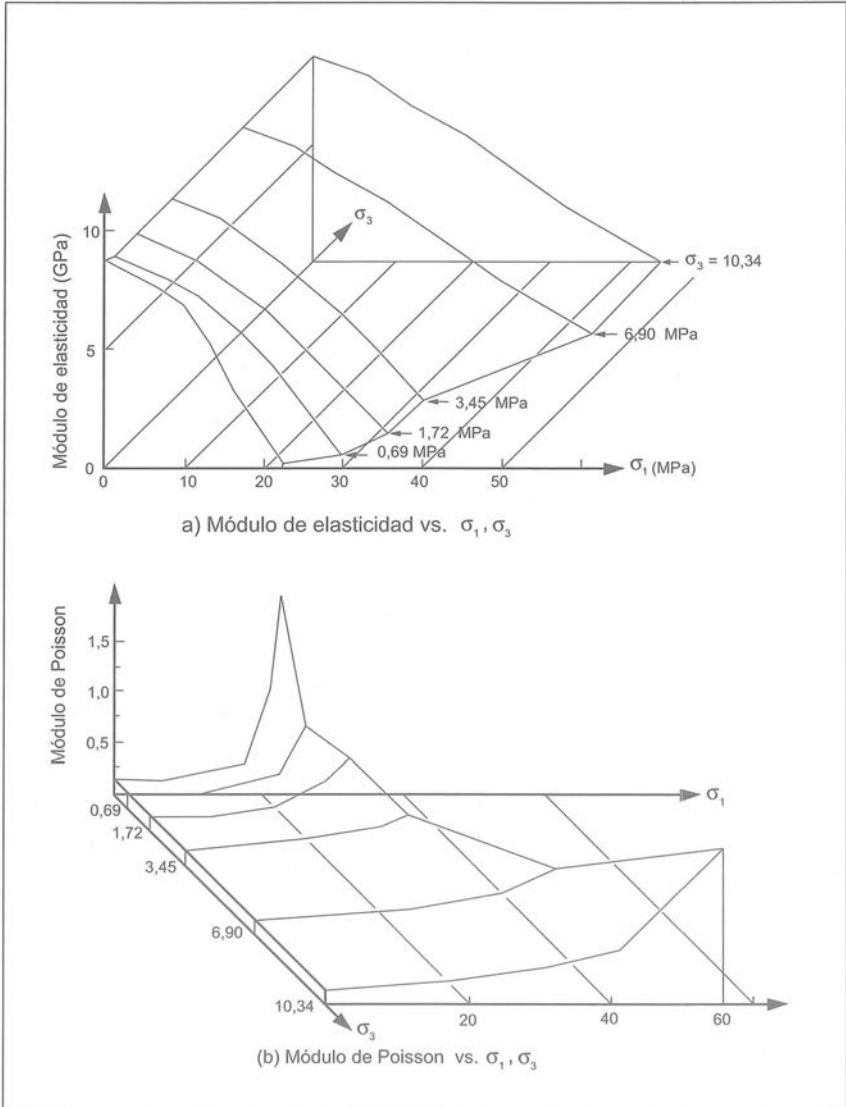
Utilizando, en general, los mismos conceptos de Hillsdorf, determinaron la ecuación (9.8), en la que se expresa un incremento de esfuerzo lateral de tracción ($\delta\sigma_{xb}$) en la unidad como función del incremento del esfuerzo de compresión ($\delta\sigma$) aplicado al prisma y de las propiedades elásticas del ladrillo y no lineales del mortero:

$$\delta\sigma_{xb} = \frac{\delta\sigma \left[v_b - \frac{E_b}{E_{cm}(\sigma_1'\sigma_3)} v_{cm}(\sigma_1'\sigma_3) \right]}{1 + \frac{E_b}{E_c(\sigma_1'\sigma_3)} \frac{t_b}{t_m}} \quad (9-8)$$

en la que:

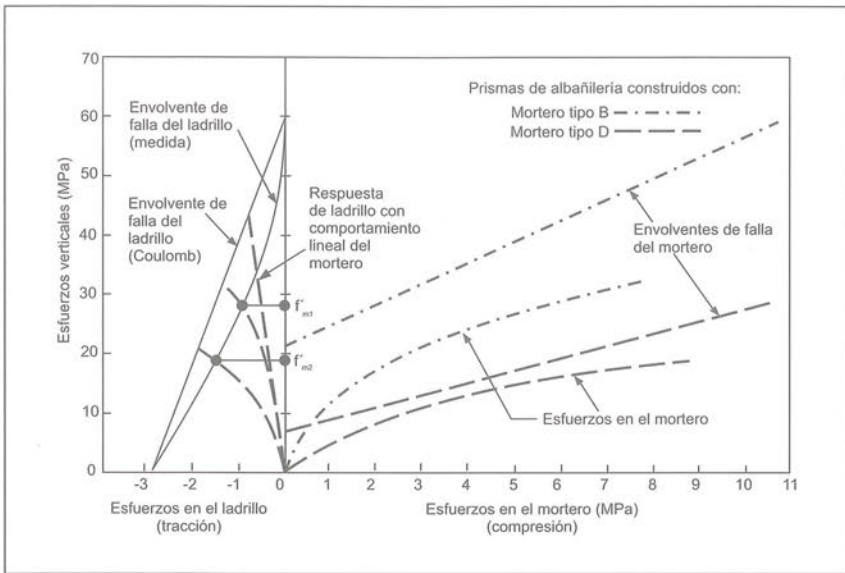
E_b y v_b son el módulo de elasticidad y módulo de Poisson constantes del ladrillo, y E_{cm} y v_{cm} son el módulo de elasticidad y el módulo de Poisson variables del mortero en función del esfuerzo de compresión axial σ_1 y de la presión de confinamiento σ_3 .

Mediante una rutina matemática, los investigadores analizaron el efecto de aumentos de la carga de compresión axial (σ) en las propiedades del mortero,



9.10. *Parámetros elásticos vs. cargas axial (σ_1) y lateral (σ_3) para mortero tipo B.*

generando —en forma creciente, hasta la rotura— el incremento de la tracción lateral en el ladrillo (σ_{xb}). La compresión en el mortero fue el resultado, simplemente, de igualar las fuerzas laterales de acuerdo con la ecuación 9-4. En la figura 9.11 se muestra el diagrama de falla correspondiente a un ladrillo, con resistencia a la compresión en el ensayo estándar de compresión uniaxial de 60 MPa, en combinación con morteros tipo (1: 1/2 : 4 1/2) y tipo D (1:2:9). En dicha figura se muestran, además de la envolvente recta de Coulomb para el ladrillo, la



9.11. Diagrama de falla de Boulder para prismas de ladrillos.

envolvente de falla no lineal determinada y las envolventes de falla para ambos morteros. Se define que la falla ocurre cuando el estado de esfuerzo del ladrillo o del mortero cae fuera de sus envolventes respectivas.

Se puede notar que, para ambos morteros, el ladrillo provee suficiente confinamiento para impedir su rotura en compresión. Es posible apreciar, también, que la curva de esfuerzos generados en el ladrillo no es lineal, sino que se pronuncia en correspondencia con la del mortero, que es el que los origina. Los valores f'_{m1} y f'_{m2} indican las resistencias del prisma compuesto del mismo con mortero tipo B y tipo D, respectivamente.

9.3.4. Comparación de resultados analíticos y experimentales

Los resultados obtenidos mediante las fórmulas de Hillsdorf (9-6), Francis y otros (9-7) y la de los investigadores de la Universidad Boulder (9-8) han sido evaluados y contrastados con ensayos experimentales. En general, se puede afirmar que la predicción de la resistencia por métodos analíticos cae dentro del rango $\pm 20\%$ para las fórmulas de Hillsdorf y Francis y otros, y de -40 a -30% para la de Boulder.

El rango para las primeras fórmulas se debe, indudablemente, a las grandes simplificaciones —incluso, a asumir el comportamiento totalmente elástico de los componentes— efectuadas por los investigadores. En el caso de la fórmula de

Boulder, la diferencia se debe a que la ecuación predice realmente la primera grieta y no la rotura final del prisma; si se aplica a la ecuación 9-8 un factor de corrección experimental, correspondiente a la relación del esfuerzo a la primera grieta y del esfuerzo a la rotura, la compatibilidad es satisfactoria.

Al margen de la compatibilidad de resultados, es evidente que las fórmulas, al ser cualitativamente correctas, permiten el análisis de determinadas influencias en la resistencia de los prismas y, en el caso del sistema empleado por los investigadores de la Universidad de Boulder, provee la base para el estudio del comportamiento de prismas de albañilería sometidos a cargas repetidas.

9.3.5. Influencias

9.3.5.1. Resistencia del ladrillo [88]

La resistencia del prisma aumenta con la resistencia del ladrillo. Sin embargo, la relación no es directa; depende, como se ha establecido, de la forma de la envolvente de falla del ladrillo. La mejor relación parece ser con la raíz cuadrada de la resistencia del ladrillo en compresión, de modo tal que la duplicación de este valor solo conduce a un aumento del 40% en la resistencia del prisma. El punto de partida para una estimación general de la resistencia del prisma es el siguiente: para ladrillos de arcilla de resistencia (f'_b) 10 a 20 MPa, la resistencia del prisma —con mortero tipo B— es del orden de 60% de ese valor; para ladrillos de sílice-cal 70%, y para ladrillos de concreto 80%.

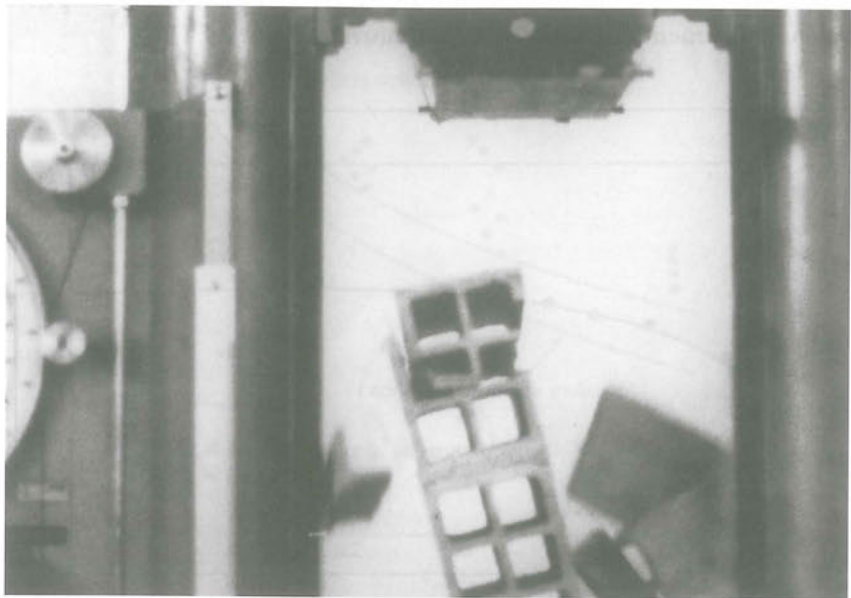
9.3.5.2 Altura del ladrillo

La resistencia del prisma aumenta con el incremento de la altura del ladrillo, al haber más sección transversal de este para confinar la misma cantidad de mortero. Sin embargo, dado que los ladrillos del mismo material dan menos resistencia a la compresión, como consecuencia de la menor restricción del cabezal conforme aumenta su altura, el efecto tampoco es directo. Algunos ensayos han mostrado que duplicando la altura del ladrillo, para la misma materia prima, se reduce la resistencia de este en alrededor de 35% y se aumenta la resistencia del prisma en alrededor de 20% (véase, al respecto, el acápite 9.3.5.6).

9.3.5.3. Tipo de ladrillo [23]

Como se ha establecido, la falla del ladrillo ocurre por tracción transversal. En consecuencia, aquellos que tienen huecos o perforaciones importantes sufren

severas concentraciones de esfuerzos transversales, que reducen la resistencia y conducen a fallas frágiles (figura 9.12).



9.12. Falla frágil de un prisma de ladrillos tubulares de arcilla. Ensayo realizado en la Universidad de Rio Grande Do Sul, Porto Alegre, Brasil.

9.3.5.4. Tipo de mortero

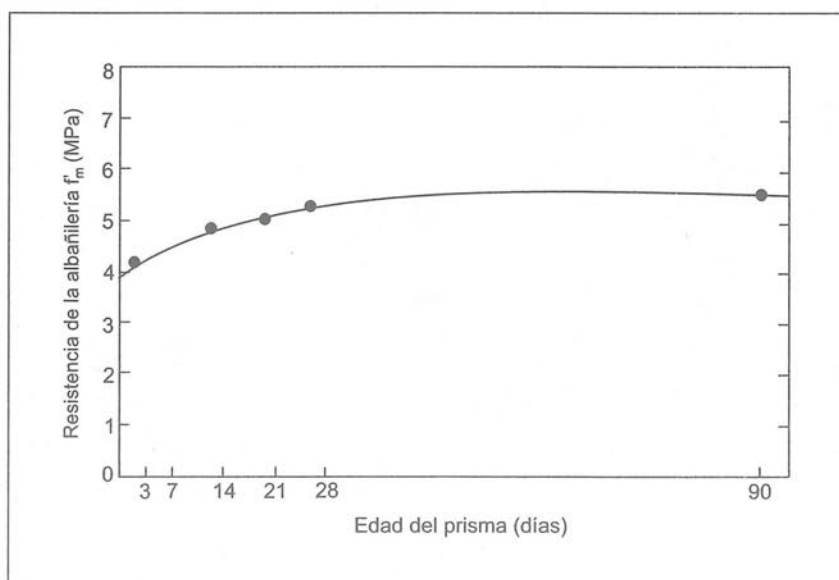
Los morteros de más resistencia a la compresión producen prismas de más resistencia con los mismos ladrillos. En la tabla 9.2 se muestra el efecto de los diferentes tipos de mortero en la resistencia del prisma.

TABLA 9.2.
Efecto del tipo de mortero en la resistencia del prisma

Mortero Tipo	Proporciones	Relación de resistencia del:	
		Mortero	Prisma
A	1:1/4:3	2,00	1,06
B	1:1/2:4 1/2	1,00	1,00
C	1:1:6	0,50	0,85
D	1:2:9	0,25	0,62

9.3.5.5. Edad del prisma al momento del ensayo

La única modificación de naturaleza resistente que sufre el prisma con el transcurso del tiempo es el aumento de la resistencia del mortero como consecuencia del proceso de hidratación del cemento. El efecto en la resistencia del prisma es equivalente al aumento de resistencia del mortero (figura 9.13).



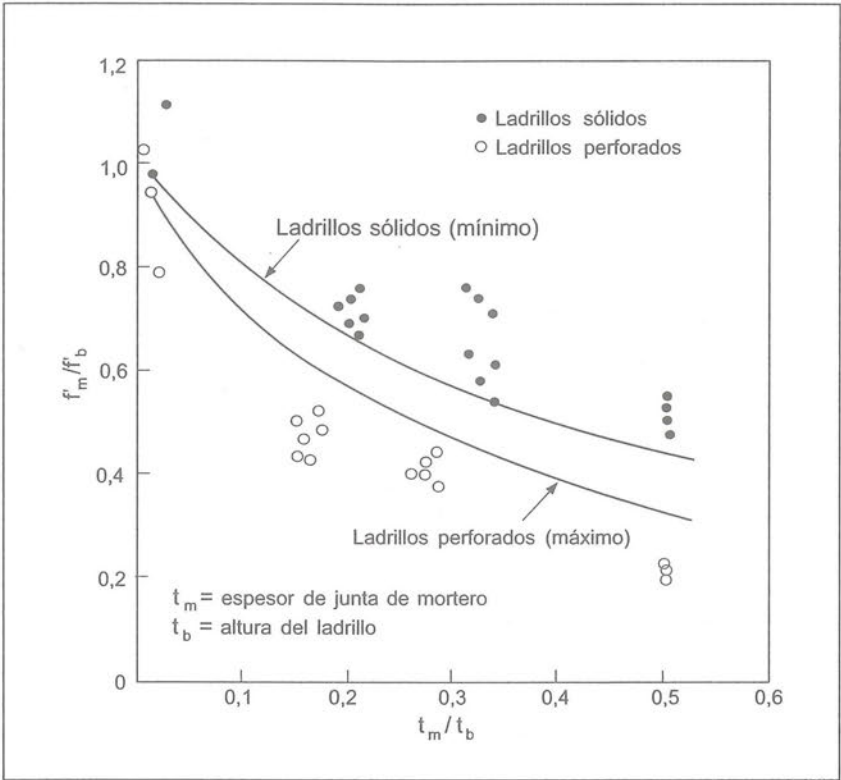
9.13. Resistencia de prismas de albañilería (f'_m) vs. edad del espécimen al momento del ensayo.

9.3.5.6. Espesor de la junta del mortero [120]

El esfuerzo de confinamiento en el ladrillo aumenta con la cantidad de mortero que este debe confinar. Consecuentemente, el aumento del espesor de la junta de mortero produce reducciones en la resistencia del prisma. En la tabla 9.3 se indican las relaciones del prisma para diferentes espesores de junta, y en la figura 9.14 se muestra el efecto de la relación entre la altura del ladrillo y el espesor de la junta en la resistencia del prisma con relación a la resistencia de la unidad.

9.3.5.7. Materiales de junta [120]

Como se ha podido establecer mediante los análisis teóricos, y verificar mediante ensayos de laboratorio (tabla 9.4), la resistencia y rigidez del material



9.14. Relación de la resistencia del prisma (f'_m) y del ladrillo (f'_b) para los ladrillos sólidos y perforados vs. relación de espesor de juntas (t'_m) y altura del ladrillo (t_b).

TABLA 9.3.
Efecto del espesor de la junta de mortero
en la resistencia del prisma

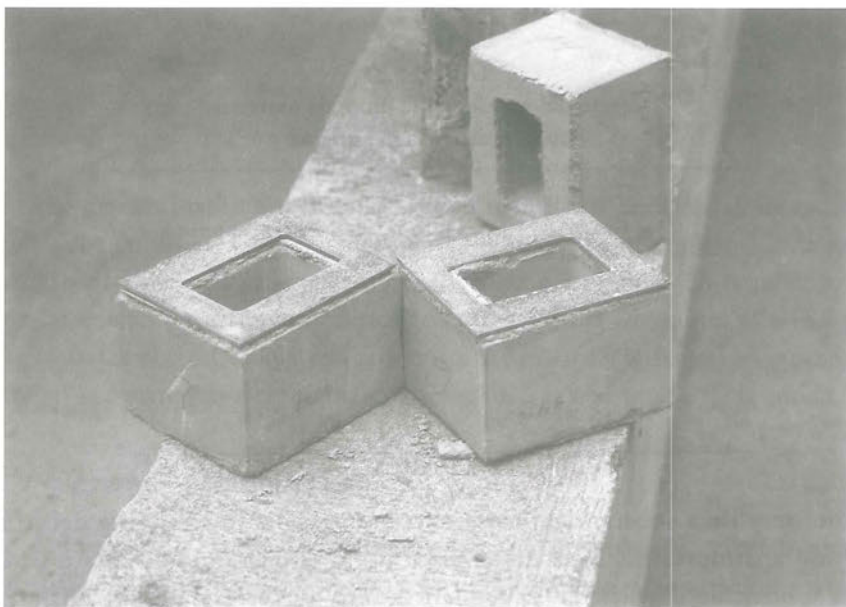
Espesor de la junta (mm)	Relación de resistencia del prisma
6	1,15
9	1,00
12	0,84
15	0,70
18	0,50

de junta modifica substantivamente el comportamiento resistente del prisma sometido a compresión. Si el material de junta es más rígido y más resistente que la unidad de albañilería, la tendencia será que este material confine a la

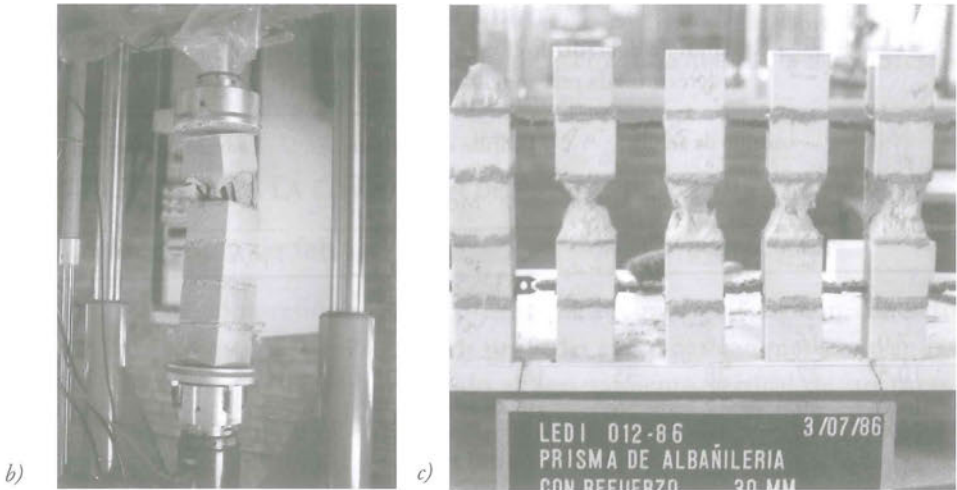
TABLA 9.4.
Efecto de diferentes materiales de junta
en la resistencia del prisma

Material de junta	Resistencia f'_m (MPa)	f'_m / f'_b
Acero	56	1,40
Madera laminada	46	1,15
Nada	37	0,93
Mortero (1:2:9)	15	0,38
Caucho blando	7	0,17

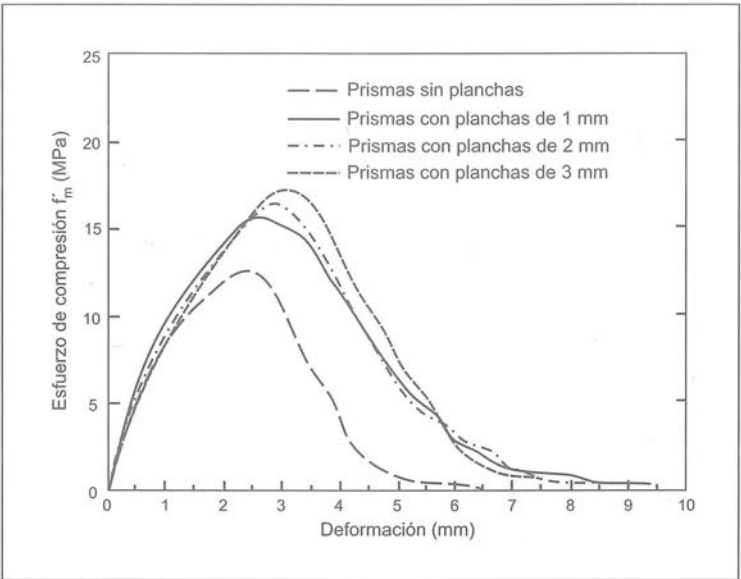
unidad de albañilería y aumente la resistencia del prisma. En el caso contrario, el efecto —como se ha visto— es inverso. Este hecho llevó a Priestley [143], primero, y a otros investigadores [63] [68], luego, a introducir planchas de acero delgadas, usualmente de más de 3 mm, en el mortero de las juntas de la albañilería (figura 9.15a). Los ensayos realizados muestran una variación total de la forma de falla, que ocurre ahora claramente por aplastamiento del ladrillo (figura 9.15a), y modificaciones en la resistencia del prisma, y en las deformaciones unitarias útiles máximas (figura 9.16). El efecto de la utilización de planchas en las juntas, en muros sometidos a cargas coplanares, se detalla en el acápite 10.2.3.3.



a)



9.15. Prismas de albañilería con planchas de acero en las juntas [63]. a) Unidades y planchas. b) Ensayo a rotura por compresión. c) Testigos después del ensayo.



9.16. Curvas promedio esfuerzo de compresión (f'_m) vs. deformación para prismas de albañilería con y sin planchas de acero en las juntas [68].

9.3.6. Valores tabulados

En la tabla 9.5 se presentan valores experimentales para la resistencia a la compresión (f'_m) de la albañilería en función del tipo de mortero (analizados en el

TABLA 9.5.
Resistencia del ladrillo (f'_b en MPa) para obtener una
determinada resistencia de la albañilería (f'_m)

f'_m (MPa)	Ladrillo de arcilla			Ladrillo de concreto			Ladrillo de sílice-cal		
	Mortero			Mortero			Mortero		
	Tipo A	Tipo B	Tipo C	Tipo A	Tipo B	Tipo C	Tipo A	Tipo B	Tipo C
3,5	7	7	7	5	5	5			
7,0	16	16	20	9	9	9			15
10,5	27	28	35	14	14	15	15	15	18
14,0	40	42	56	19	20	21	20	21	25
17,5	52	55		25	26		25	27	
21,0	64	68							

acápite 5.8), de la materia prima y de la resistencia de la unidad. Los valores tabulados presuponen espesores de junta de 10 mm y relaciones t_m/t_b de 0.1.

9.3.7. Deformaciones unitarias últimas

Los valores para las deformaciones unitarias últimas, utilizables para medir la resistencia y curvatura últimas de elementos en flexo-compresión, son conservadores para albañilería de ladrillos asentados con mortero. Estos se hallan calculados en la curva descendente del diagrama esfuerzo-deformación unitaria a $0.5 f'_m$ (figura 9.23), y son los siguientes:

- a. Ladrillos sólidos de arcilla: 0,4%.
- b. Ladrillos sólidos de concreto o sílice-cal: 0,3%.
- c. Ladrillos perforados con un máximo de 30% del área bruta como área alveolar: 0,2%.
- d. Ladrillos sólidos (o huecos llenos con concreto líquido) con planchas de acero en las juntas: hasta 0,8%, dependiendo de la cuantía volumétrica de las planchas. Este valor máximo se alcanza con cuantías volumétricas del orden del 2%.

9.3.8. Refuerzo con mallas de fibra de vidrio en la junta

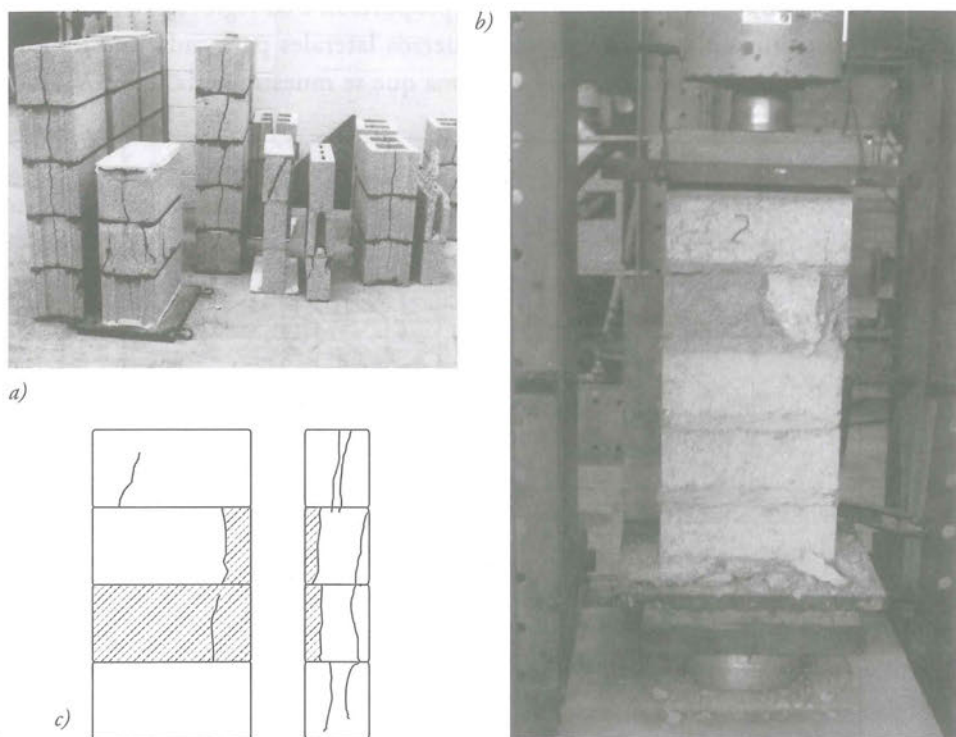
Las investigaciones realizadas por Zamic y Bosiljkov [239] de paneles de albañilería con malla de fibra de vidrio en la hilada, muestran ligero aumento en la resistencia a compresión de la albañilería y, aunque no se tienen resultados de

deformación unitaria, es posible que el refuerzo con malla de fibra de vidrio tenga un efecto similar al de las planchas de acero aumentando la deformación unitaria a compresión y, por tanto, la ductilidad.

9.4. RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DE PRISMAS DE BLOQUES

9.4.1. Mecanismo de falla

Los ensayos de compresión axial en prismas de bloques rellenos con concreto líquido han demostrado que, se trate de unidades asentadas con mortero o apiladas, la falla ocurre en el bloque debido al agrietamiento vertical de sus caras, sigue con el desprendimiento de estas y concluye con el aplastamiento del concreto líquido (figura 9.17). Este agrietamiento vertical es atribuible a la tracción lateral introducida en el bloque ya no solamente por el mortero —cuando este existe— sino, y principalmente, por el concreto líquido, el cual exhibe deformaciones unitarias laterales mayores que las que muestra la unidad.



9.17. Aspectos de prismas de unidades huecas llenas de concreto líquido ensayadas a rotura por compresión: a) Bloques de concreto asentados con mortero. b) Unidades apiladas de sílice-cal. c) Esquema de agrietamiento típico.

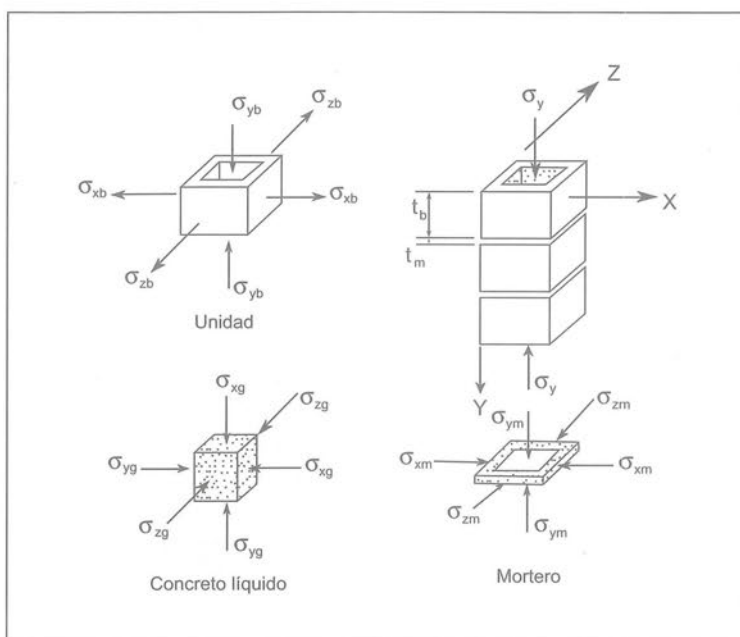
Esta forma de falla es modificable, evitando o postergando el desprendimiento de las caras del bloque cuando se colocan planchas en las juntas en el mortero de asentado (véase, para más información, el acápite 9.3.5.7) [143]. Las unidades apiladas no pueden reforzarse de este modo.

También es notorio que la resistencia unitaria a la compresión de un prisma de bloques llenos de concreto líquido es significativamente inferior a la resistencia (medida sobre el área neta) del mismo prisma sin concreto líquido, aun cuando la resistencia del concreto líquido sea mucho mayor que la del bloque.

9.4.2. Teoría de falla

Hamid y Drysdale [83] han propuesto una teoría de falla para el prisma lleno con concreto líquido, basada en las siguientes consideraciones:

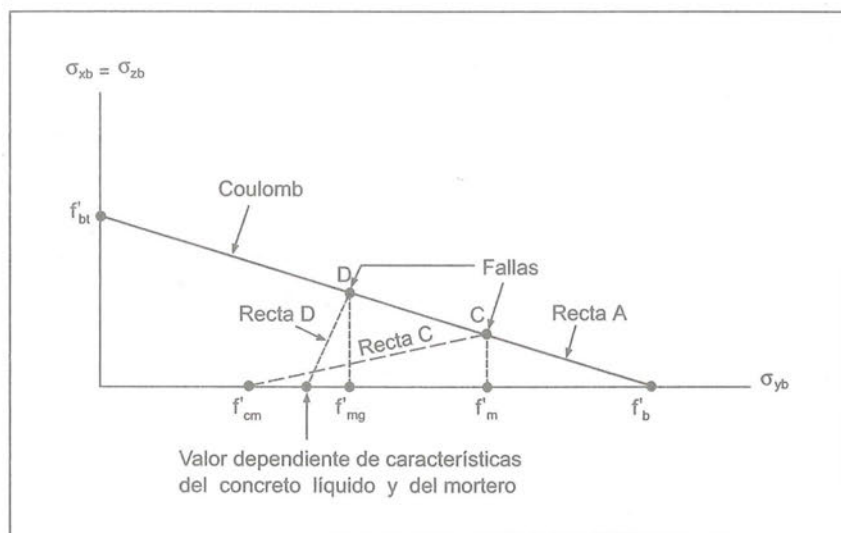
- La existencia de adhesión perfecta en las interfases entre la unidad, el mortero y el concreto líquido.
- Distribución de esfuerzos verticales entre el bloque (o las juntas de mortero) y el concreto líquido en proporción a su rigidez axial.
- Distribución uniforme de los esfuerzos laterales para cada uno de los componentes de acuerdo al esquema que se muestra en la figura 9.18.



9.18. Esfuerzos en el bloque, el mortero y el concreto líquido por efecto de la carga unitaria axial (σ_g)

- d. Envolvente de falla lineal para el bloque de acuerdo con Coulomb.
- e. Comportamiento confinado del concreto líquido semejante al del concreto.

Hamid y Drysdale asumieron que, una vez iniciado el proceso de carga (figura 9.19), esta no seguiría el camino del bloque sin concreto líquido. Este último camino está representado por la generación de tracciones en el bloque de acuerdo con una recta C, que representa las tracciones inducidas en el bloque por el mortero. En el caso de prismas de bloques llenos con concreto líquido, el proceso seguiría una recta D; esta representa las tracciones laterales generadas en la unidad por la acción combinada del mortero —cuando este existe— y, sobre todo, del concreto líquido. La falla del prisma de bloques con concreto líquido ocurre, de acuerdo a los investigadores, en el punto D, en la intersección de las rectas D y A (recta de Coulomb), a un menor valor f'_{mg} que el que ocurre para el prisma sin concreto líquido, que fallaría en C a un valor f'_m .



9.19. Diagrama de falla de Hamid y Drysdale para prismas de bloques asentados con mortero y sin concreto líquido [83].

La fórmula propuesta por los investigadores para representar la resistencia del prisma de bloques llenos con concreto líquido (f'_{mg}) es la siguiente:

$$f'_{mg} = \frac{4,1f'_{bt} + 1,14\alpha f'_{cm} + \beta f'_{cg} f'_b}{4,1f'_{bt} + \left(1,14\alpha + \frac{\beta}{n}\right)f'_b} \quad (9-9)$$

en la que:

f'_b es la resistencia uniaxial a la compresión del bloque medida sobre el área neta;

f'_{bt} es la resistencia uniaxial a la tracción del bloque;

f'_{cm} es la resistencia a la compresión uniaxial del mortero;

f'_{cg} es la resistencia a la compresión uniaxial del concreto líquido;

α es la relación entre el espesor de la junta y la altura del bloque;

$n = E_b/E_{cg}$ es la relación de módulos de elasticidad del bloque (E_b) y del concreto líquido (E_{cg});

γ es la proporción del área neta con relación al área bruta del bloque;

$j = 1 / [1 + (\gamma - 1) \gamma]$, y

$\beta = [\sqrt{(1 - \gamma)}] / [1 - \sqrt{(1 - \gamma)}]$.

En la figura 9.20 se muestra la verificación de compatibilidad de la fórmula (9-9). Los valores que se calcularon se han incorporado a resultados de ensayos llevados a cabo por los mismos investigadores. La ecuación (9-9) se muestra como una línea recta de puntos y rayas, que, adecuadamente calibrada, puede llegar a producir una razonable compatibilidad con los valores de los ensayos.

De dicha figura se puede deducir lo siguiente:

- f. La resistencia unitaria de los prismas de bloques llenos con concreto líquido (f'_{mg}) es inferior a la resistencia unitaria del prisma sin concreto líquido.
- g. La resistencia de los prismas es sustancialmente inferior al valor obtenido de sobreponer las resistencias.
- h. Se obtiene muy poca resistencia adicional en el prisma con aumentos sustantivos en la resistencia del concreto líquido.
- i. La resistencia es prácticamente independiente de la resistencia del mortero, aunque el espesor de junta sí es importante.

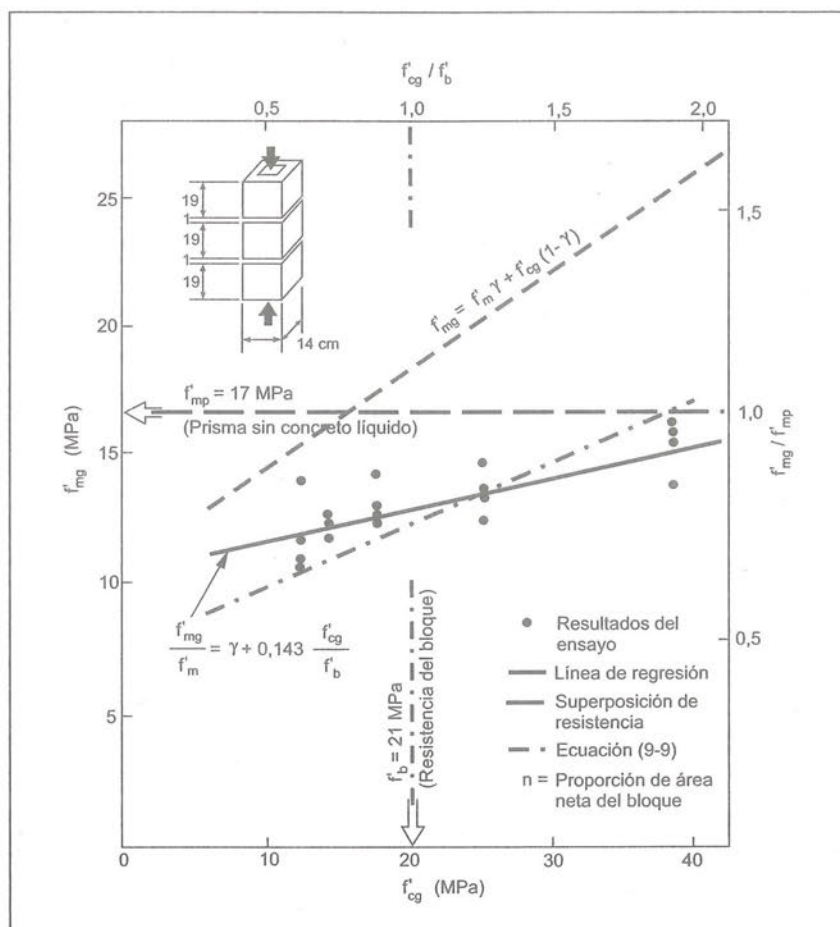
9.4.3. Resultados de ensayos y fórmulas empíricas

En la figura 9.21 se grafican los resultados de los ensayos realizados por diferentes investigadores en prismas de bloques de concreto asentados con mortero y llenos con concreto líquido. Puede notarse que la fórmula:

$$f'_{mg} = 0.75[0.59\gamma f'_b + 0.90(1 - \gamma)f'_{cg}] \quad (9-10)$$

en la que f'_{mg} , γ , f'_b y f'_{cg} tienen el mismo significado que en la fórmula (9-9), representa un lindero conservador para este tipo de prismas de albañilería.

En la figura 9.22 [66] se muestran los resultados experimentales de la resistencia de prismas de unidades apiladas, huecas y llenas con concreto líquido. Se

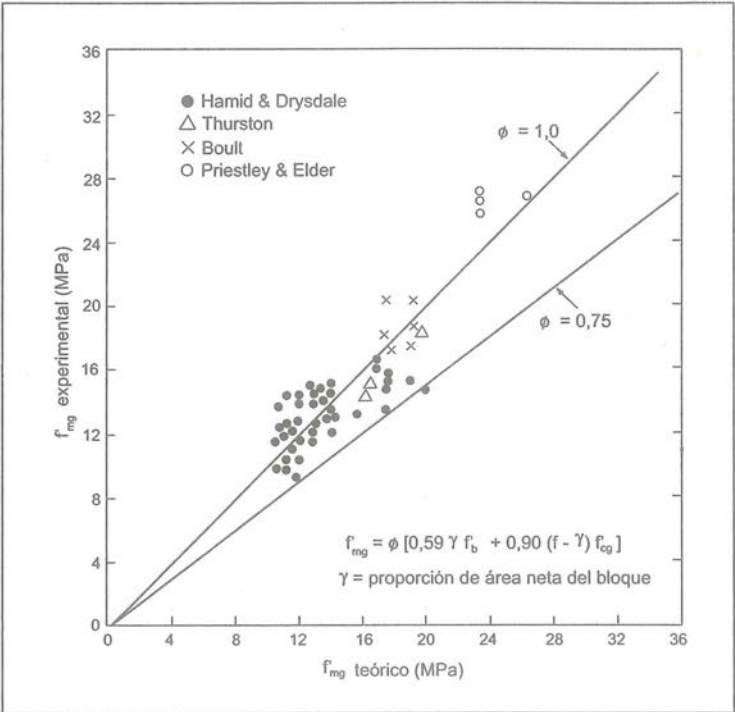


9.20. Resistencia de prismas de bloques de concreto asentados con mortero y llenos con concreto líquido (f'_{mg}) vs. resistencia del concreto líquido (f'_{cg}) [38].

puede apreciar que dichos resultados siguen los lineamientos generales planteados por Hamid y Drysdale para la albañilería con bloques asentados con mortero y llenos con concreto líquido.

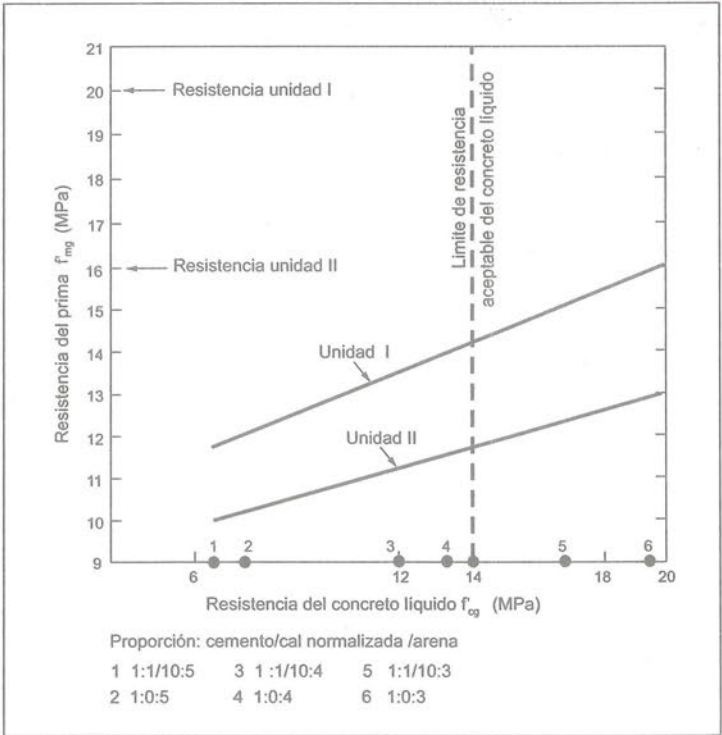
9.4.4. Influencia del acero de confinamiento

Complementando las experiencias de Priestley [143] y Hart [260], Shing y otros [261] realizaron ensayos de prismas de bloques a compresión axial y de muros a deformación lateral cíclica para evaluar la influencia del acero de confinamiento en el comportamiento de la albañilería empleando tres tipos de refuerzo: anillos, mallas abierta y zunchos (véase la figura 9.23).



9.21. Determinación de una fórmula empírica para expresar la resistencia de prismas de bloques asentados con mortero llenos con concreto líquido (f_{mg}) sobre la base de las resistencia del bloque (f_b) y del concreto líquido (f_{cg}), y de la proporción del área alveolar al área bruta (h) [142].

9.22. Resultados experimentales de la resistencia de prismas de unidades apilables sílico-calcáreas llenos con concreto líquido (f_{mg}) vs. resistencia de las unidades (f_b) y resistencia (f_{cg}) y proporciones del concreto líquido [66].



En este gráfico se muestra que la relación esfuerzo-deformación de la curva descendente está gobernada por tres parámetros: la pendiente normalizada descendente Z_m , el esfuerzo normalizado descendente fr y la deformación unitaria terminal ϵ_t . Los valores se pueden obtener con las expresiones siguientes:

$$\epsilon_{50h} = K_1 C_f \quad (9-11)$$

$$C_f = (\rho c)^{1/2} \left(\frac{D}{S_c} \right) \quad (9-12)$$

donde k_1 se muestra en la tabla 9.6. S_c es el espaciamiento vertical del confinamiento y D es la menor sección de confinamiento. Se encontró que el refuerzo residual normalizado y la deformación unitaria terminal se pueden representar por:

$$fr = K_2 C_f + 0,2 \quad (9-13)$$

$$\epsilon_1 = K_3 C_f + 0,06 \quad (9-14)$$

donde k_1 , k_2 y k_3 se muestran en la tabla 9.6.

TABLA 9.6

	K_1	K_2	K_3
Anillo	0,012	1,2	0,095
Malla	0,003	0,5	0,044
Espirales	0,033	3,0	0,220

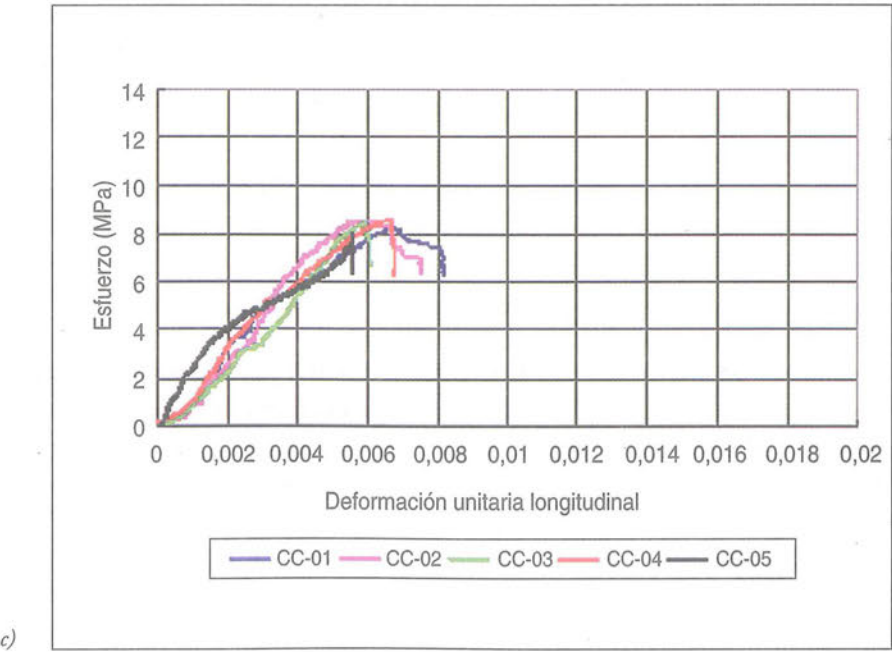
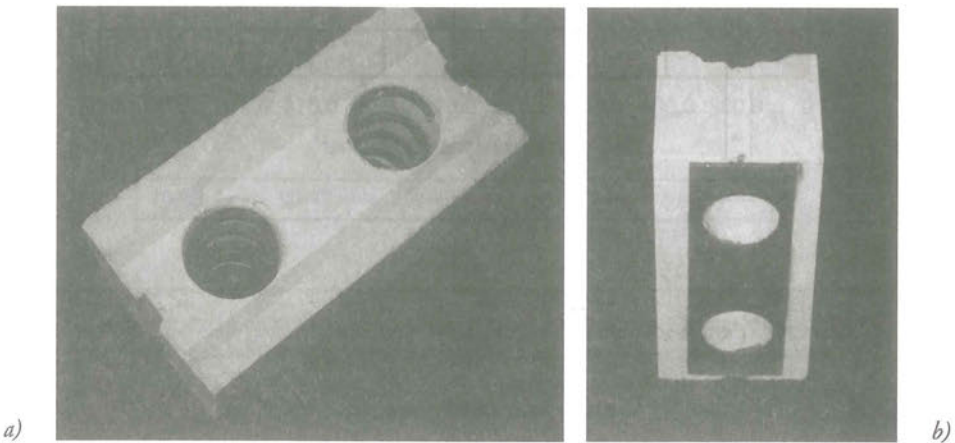
9.4.5. Resistencia a la compresión de bloques apilables con zuncho de confinamiento dentro los alvéolos

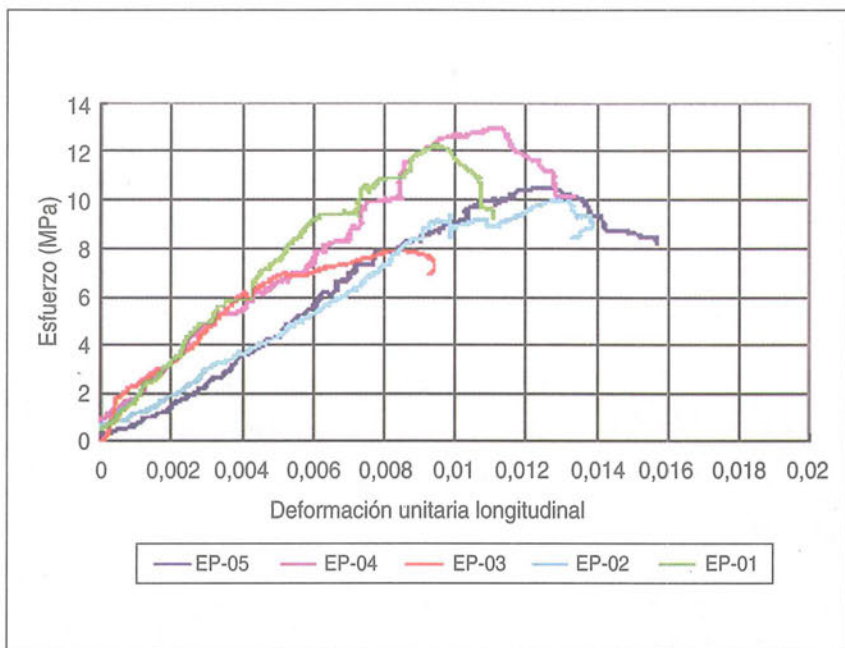
Con el propósito de mejorar el comportamiento de los talones comprimidos de muros apilados se investigó reforzar los bloques con zunchos, discontinuos de bloque a bloque, dentro del alvéolo y con planchas de acero pegadas con *epoxy* en la superficie de la unidad (véase la figura 9.25). Los resultados demuestran que tanto la resistencia como la deformación unitaria, y por lo tanto, la ductilidad del muro se incrementan.

9.4.6. Deformaciones unitarias últimas

Los siguientes valores para las deformaciones unitarias últimas, utilizables para medir la resistencia y curvatura últimas de elementos en flexo-compresión, son conservadores para albañilería de bloques huecos llenos con concreto líquido. Están calculados en la rama descendente del diagrama esfuerzo-deformación a $0,5 f'_m$ (figura 9.26), y son los siguientes:

- a. Bloques asentados con mortero: 0,25%.





d)

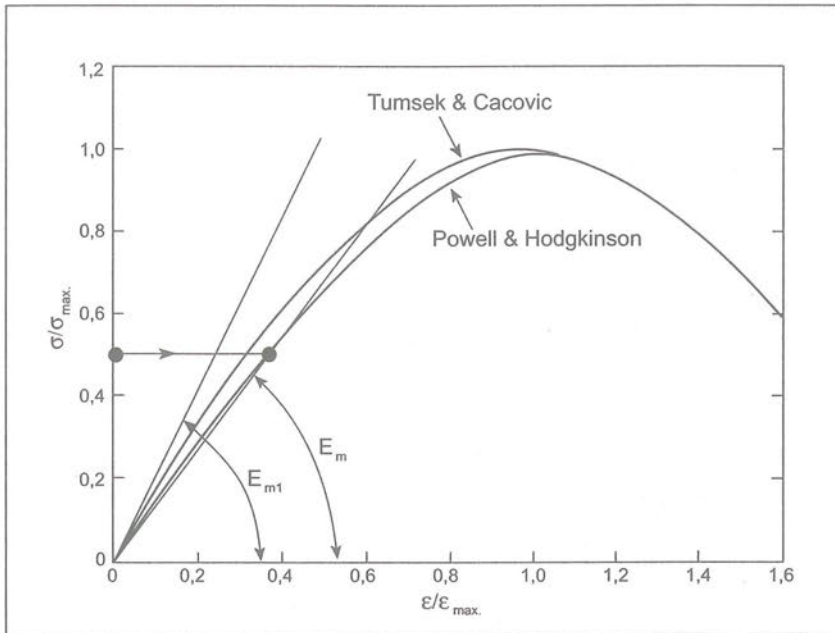
9.25. Bloques apilables de sílice-cal reforzados: a) con espirales discretas, b) con planchas pegadas con epoxy. c) Cargas vs. desplazamiento unitario longitudinal de prisma sin refuerzo. d) Carga vs. desplazamiento unitario longitudinal de prisma con refuerzo de zuncho y planchas.

- b. Bloques apilados: 0,2%.
- c. Bloques asentados con planchas de acero (u otro refuerzo) en las juntas: hasta 0,6%, dependiendo de la cuantía volumétrica de las planchas. Este valor máximo se alcanza con cuantías volumétricas del refuerzo del orden de 2%. (Para más detalles, véase el acápite 10.2.3.3.3.)
- d. Bloques apilados reforzados con zunchos y planchas pegadas hasta el 0,6%. Estos resultados se obtuvieron con planchas de 3 mm de espesor.

9.5. MÓDULO DE ELASTICIDAD

El conocimiento del gráfico esfuerzo-deformación unitaria en compresión posibilita determinar el módulo de elasticidad. Diferentes experimentos realizados por Turnsek & Cacoviv y por Powell & Hodgkinson [88], en prismas ensayados con aplicación de deformación controlada, han permitido determinar el gráfico normalizado de deformación para la albañilería (figura 9.26), el que se puede representar con bastante aproximación por la parábola:

$$(\sigma/\sigma') = 2(\epsilon/\epsilon') - (\epsilon/\epsilon')^2 \quad (9-15)$$



9.26. Diagrama normalizado esfuerzo (σ) vs. deformación unitaria (ϵ) para el ensayo de compresión de prismas de albañilería (88).

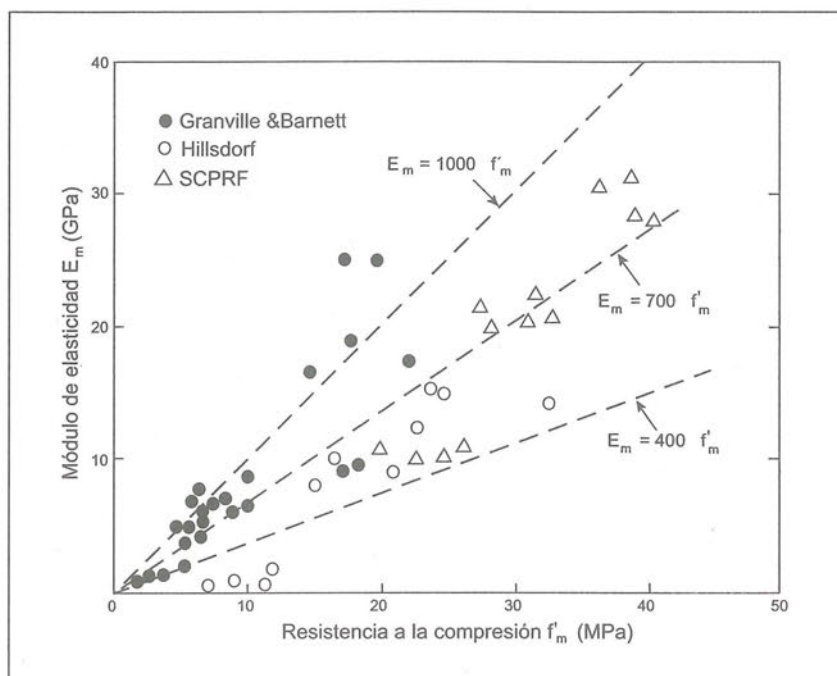
donde σ' y ϵ' son, respectivamente, el esfuerzo y la deformación unitaria en el punto máximo de la curva. El módulo tangente en el inicio (E_{mt}) está dado por la ecuación:

$$E_{mt} = 2 \frac{\sigma'}{\epsilon'} \tag{9-16}$$

La determinación del módulo de elasticidad de la albañilería se hace, normalmente, al 50% del valor de la resistencia última, para tener en cuenta el comportamiento no lineal de la materia. En este caso el valor E_m está representado por:

$$E_m = 1.25 \frac{\sigma'}{\epsilon'} \tag{9-17}$$

El módulo de elasticidad de la albañilería puede determinarse basándose en resultados empíricos. Esta evaluación ha resultado en valores del módulo de elasticidad (E_m) entre un lindero bajo de $400 f'_{7m}$ y un lindero alto de $1000 f'_m$ (figura 9.27) para albañilería de ladrillos de arcilla y sílice-cal asentados con mortero. Del mismo modo, los valores de lindero correspondientes a la



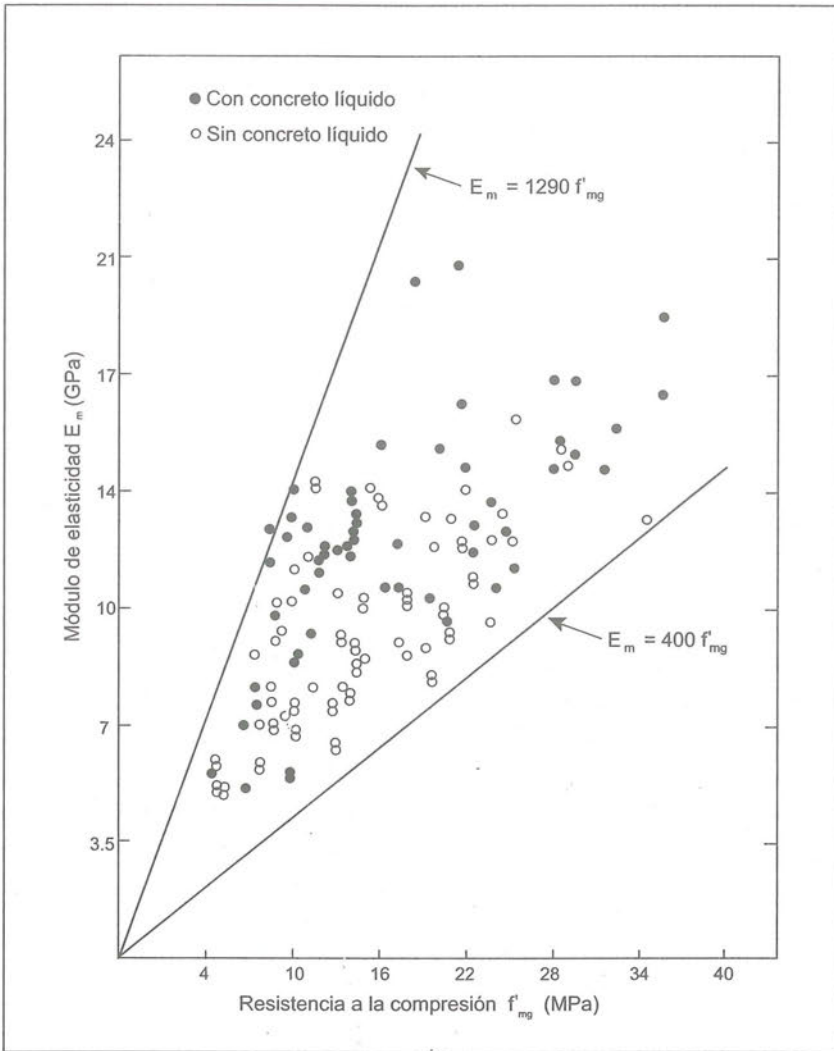
9.27. Determinación del módulo de elasticidad (E_m) de la albañilería en función de resultados de ensayos a compresión (f'_m) experimentales para albañilería de ladrillos asentados con mortero [120].

albañilería de bloques de concreto con y sin concreto líquido son $400f'_{mg}$ y $1290f'_{mg}$ (figura 9.28).

Todos estos valores del módulo de elasticidad (E_m) señalados anteriormente son iniciales. Para determinar las deformaciones producidas por cargas permanentes deben tenerse en cuenta las deformaciones diferidas. Las investigaciones realizadas por Turnsek y Cacoviv, y por Powell y Hodgkinson [88] han demostrado

TABLA 9.7.
Valores de la resistencia al corte por cizalle (τ_o) y del coeficiente de fricción (f) para diferentes unidades y morteros

Unidad	Mortero tipo	τ_o (MPa)	f
Arcilla extruida	A	0,34	0,5
	B	0,32	0,5
Arcilla moldeada	A	0,26	0,4
	B	0,22	0,4
Sílice-cal	B	0,18	0,4



9.28. Determinación del módulo de elasticidad (E_m) de la albañilería en función de resultados de ensayos a compresión (f'_{mg}) experimentales para albañilería de bloques con y sin concreto líquido.

que la relación entre las deformaciones finales y las instantáneas alcanza valores de 2 a 3 para albañilería de unidades de arcilla y de 3 a 4 para albañilería de unidades de concreto y sílice-cal.

9.6. RESISTENCIA AL CORTE (POR CIZALLE)

Cuando los muros de albañilería simple son cargados coplanarmente, es posible la falla por cizalle en la junta.

La investigación de la resistencia de la albañilería al corte por cizalle se ha efectuado utilizando especímenes de tamaño reducido —por ejemplo en la caja de corte ensayando una sola junta (figura 9.29a)—, o en mecanos ensamblados especialmente ensayando dos juntas al mismo tiempo (figura 9.29b), y muros a escala natural con esbelteces reducidas para inducir este tipo de falla [171] [172]. Los ensayos de cizallamiento se conducen siempre con cargas de compresión perpendiculares a las hiladas, de modo de simular el comportamiento real.

Se ha encontrado que la resistencia unitaria de la albañilería al corte por cizalle (τ'_m) puede expresarse por la fórmula:

$$\tau'_m = \tau_0 + (f)\sigma_c \quad (9-18)$$

donde:

τ_0 es la resistencia unitaria de la albañilería al corte por cizalle cuando no hay esfuerzo de compresión perpendicular a la junta;

f es un coeficiente de fricción, y

σ_c es el esfuerzo de compresión perpendicular a la junta.

Los valores usuales para estos parámetros se encuentran en la tabla 9.7.

Se ha encontrado que las condiciones que aumentan la resistencia al corte por cizalle son aquellas que mejoran la adhesión por tracción directa (véase, al respecto, los acápites 5.3, 5.4, 5.5.3, 5.7, y 5.12).

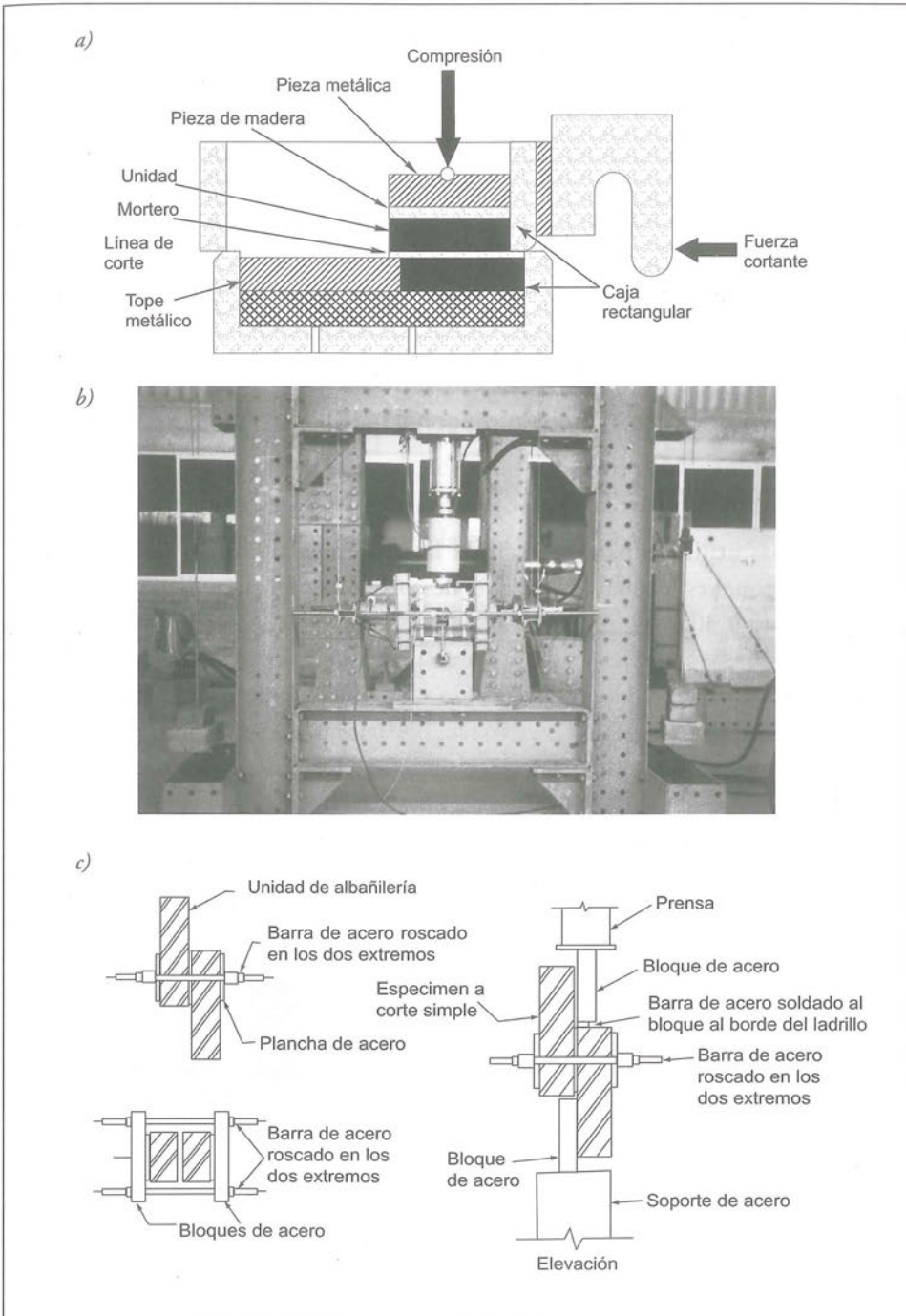
Las pruebas realizadas por Khalaf [262] además de demostrar la validez de la relación expresada en la ecuación (9-18), indican que la resistencia al corte por cizalle aumenta hasta cierto punto cuando aumenta la resistencia del mortero. Los ensayos muestran que los resultados no son influenciados por las características de la superficie de asiento de las unidades es decir que la presencia de perforaciones en la unidad tiene muy poco efecto en la resistencia al cizallamiento. Este procedimiento ha demostrado ser simple y dar resultados consistentes con los resultados teóricos.

9.7. RESISTENCIA A LA TRACCIÓN [120]

9.7.1. Aspectos básicos

La resistencia a la tracción de la albañilería es relativamente pequeña y muy variable. En la mayor parte de las aplicaciones de la albañilería, esta resistencia se supone nula. Sin embargo, existen ocasiones en las que se utiliza. Ello ocurre cuando se trata de:

- a. muros confinados sometidos a carga coplanar, o



9.29. Ensayo de corte por cizalla. a) En la caja de corte. b) En mecano preparado especialmente en el laboratorio de estructuras de la Pontificia Universidad Católica del Perú. c) Aparato para prueba de corte simple con precompresión desarrollado en la Universidad de Napier en Escocia [262].

- b. muros arriostrados de albañilería simple sometidos a cargas laterales perpendiculares a su plano, particularmente —como es el caso de muros no portantes— cuando no existen cargas verticales.

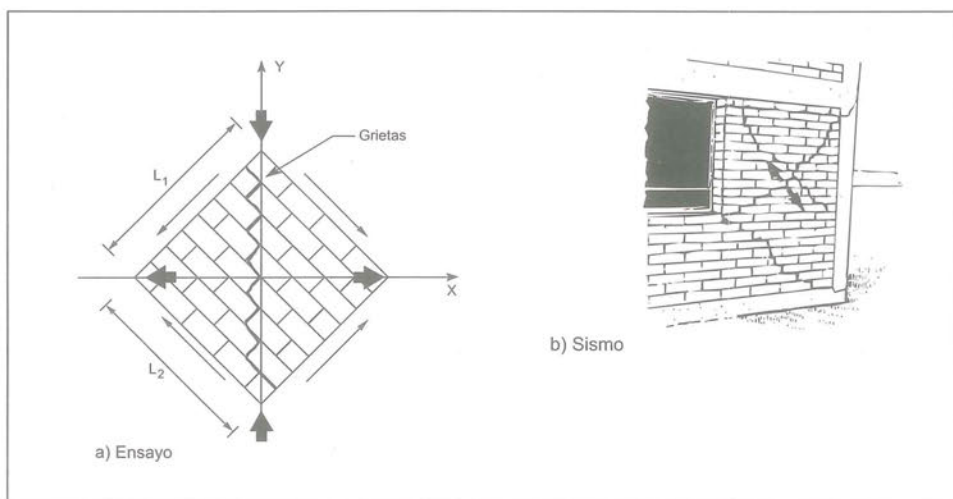
La determinación de la resistencia coplanar se hace, normalmente, por métodos indirectos. Por ejemplo, aplicando fuerzas de corte que ocasionan fallas de tracción diagonal en el espécimen, o aplicando compresiones diametrales que ocasionan tracciones indirectas.

La determinación de la resistencia a tracción por flexión —o módulo de ruptura— se hace mediante ensayos directos de flexión.

9.7.2. Ensayo de corte (tracción diagonal) [18]

9.7.2.1. Introducción

El ensayo más utilizado para determinar la resistencia al corte o resistencia a la tracción diagonal es, probablemente, el de corte o compresión diagonal mostrado en la figura 9.30a. Seguramente por la similitud de la forma de falla del ensayo con la forma de falla de ciertos muros de edificaciones ante acciones sísmicas (figura 9.30b), muchos investigadores, lo han considerado como un ensayo representativo ideal, cuando en realidad las condiciones de borde son, por lo general, totalmente diferentes entre ensayo y realidad. Estrictamente hablando, el valor de este ensayo es ser un método simple y práctico de evaluar las resistencias al corte y a la tracción diagonal de diferentes albañilerías.



9.30. Similitud de la falla en el ensayo de corte (compresión diagonal) y en un sismo.

9.7.2.2. Testigo, ensayo y evaluación

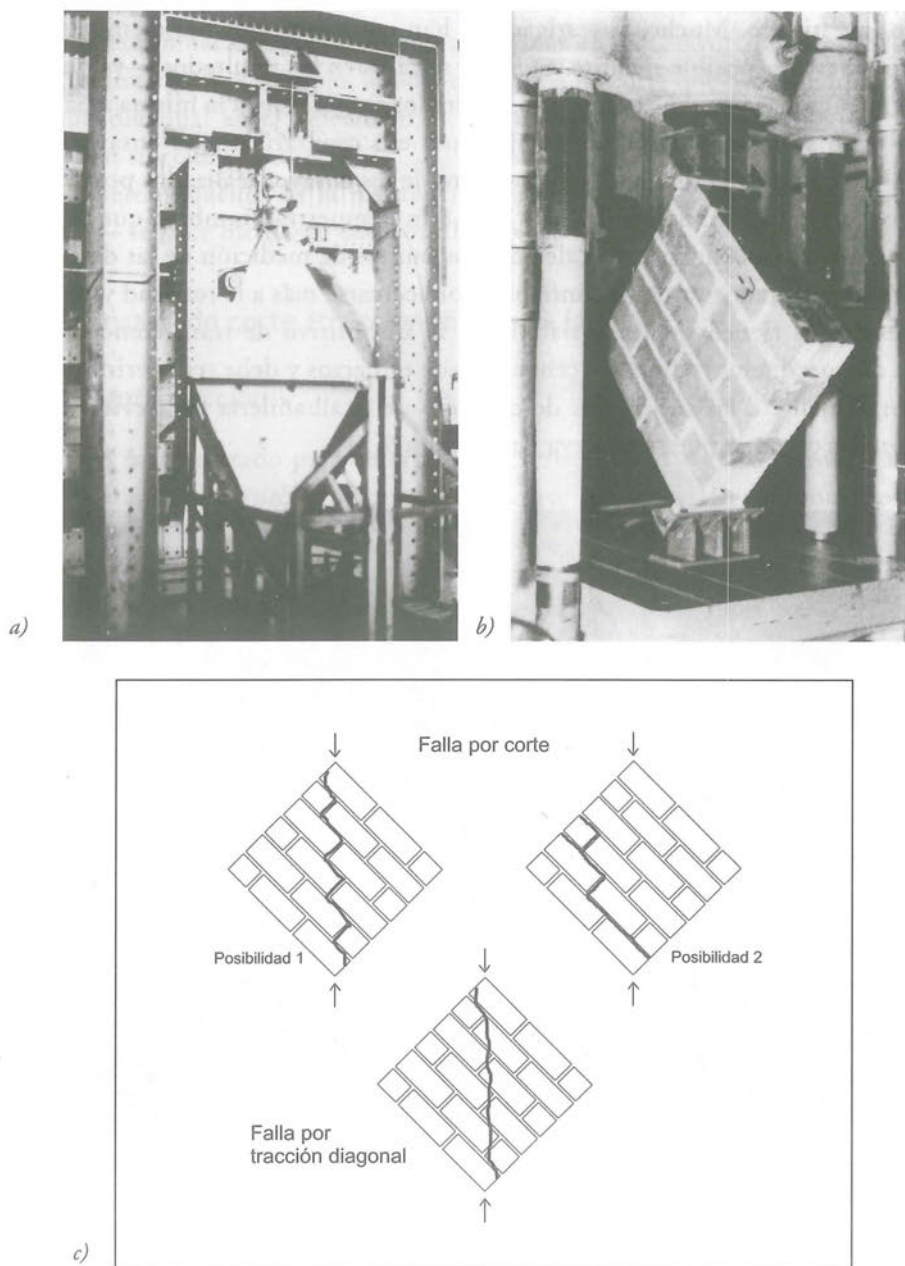
El testigo estándar es un murete cuadrado cuyo lado nominal mide 1,20 m. Se hace de la albañilería cuyas características se quiere determinar y del espesor del muro investigado. Muchos investigadores han usado especímenes de menor dimensión; esto es posible siempre y cuando se calibren los resultados —ya que los especímenes más pequeños producen resultados mayores para la misma albañilería— y no se reduzca tanto el tamaño pues eso resultaría en un ensayo de la albañilería y no de la unidad. Los resultados de los ensayos realizados por Zamic y otros [239] sobre muretes 0,6 m y de 0,8 m demuestran también que cuanto más grande el espécimen y más alejados los puntos de medición de las deformaciones los resultados son más confiables por acercarse más a la realidad y porque los resultados tienen menos variabilidad. El dispositivo de transferencia de la carga al espécimen produce concentración de esfuerzos y debe transferir la carga uniformemente a las superficies de contacto de la albañilería para evitar fallas localizadas como la que se observa en la figura 9.31.



9.31. Prueba de murete de ladrillo de concreto.

Los testigos se elaboran en el laboratorio y no se mueven durante siete días. Luego de eso se almacenan —no se curan— hasta la fecha de ensayo (veintiocho días después).

El ensayo consiste —cuando no se aplica la compresión perpendicular a la junta— en cargar diagonalmente el murete con una carga de compresión (figura 9.32) creciente y a un ritmo controlado hasta la rotura.



9.32. Muretes para el ensayo de corte: a) testigo pequeño alrededor de 60 x 60 cm; b) testigo estándar alrededor de 120 x 120 cm; c) formas de falla [154].

El resultado del ensayo es el valor nominal unitario de corte (v'_m) obtenido a partir de la fórmula:

$$v'_m = \frac{0,71 P_u}{A_n} \quad (9-19)$$

en la que:

P_u es la carga de rotura, y

A_n es el área del espécimen. Esta se calcula con la fórmula:

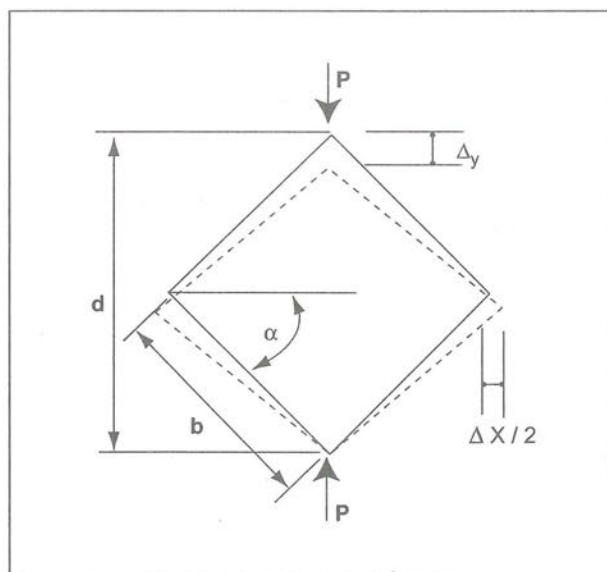
$$A_n = \frac{1}{2} (L_1 + L_2) b \gamma$$

en la que:

L_1 y L_2 son los lados reales del testigo;

b es su espesor, y

γ es la proporción del área con relación al área bruta de las unidades.



9.33. Esquema de deformación de panel.

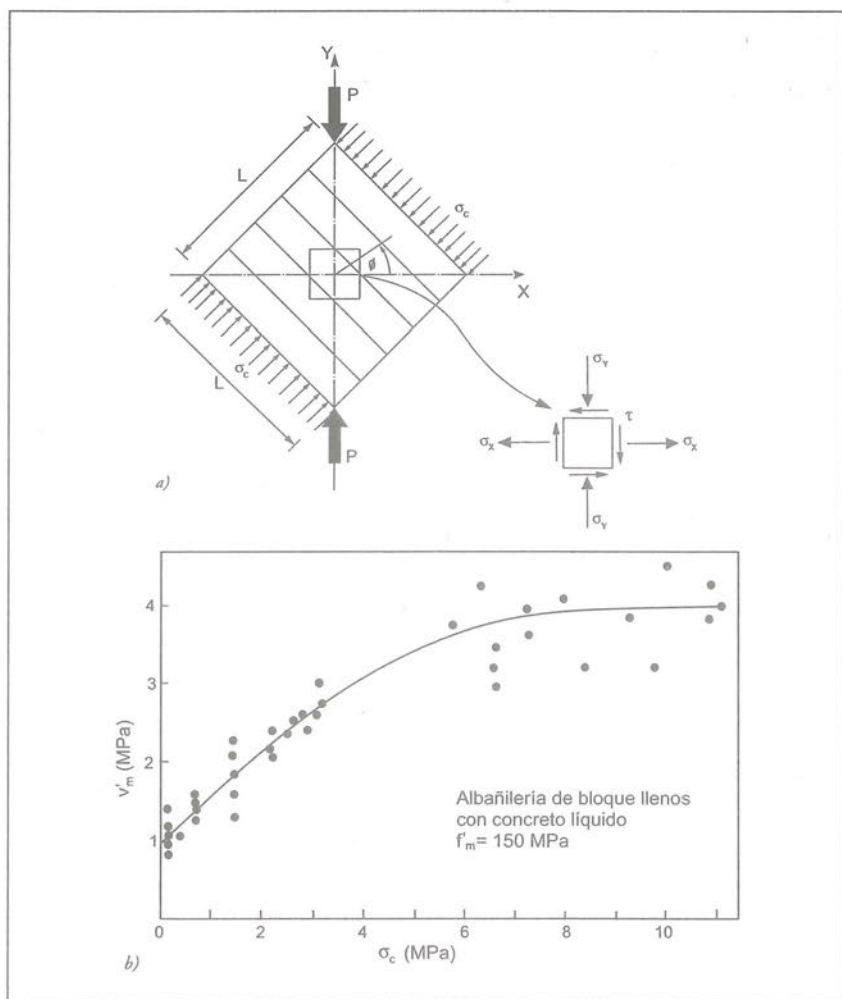
La deformación por corte mostrada en el esquema de la figura 9.33, se puede calcular con la fórmula:

$$\epsilon = \frac{\Delta x + \Delta y}{2 \cdot d} \left(\tan \alpha + \frac{1}{\tan \alpha} \right) \quad (9-20)$$

y el módulo de corte con la expresión:

$$G_d = \frac{v_m}{\epsilon} \quad (9-21)$$

Cuando el ensayo incluye la aplicación de compresión perpendicular a la junta (figura 9.34a) los resultados se expresan como un valor unitario de tracción, indicando el ángulo de falla y el esfuerzo en ese plano (calculado, por ejemplo, de acuerdo a las fórmulas indicadas en el acápite 9.7.2.4) o, alternativamente, se expresan como una interacción entre la compresión unitaria (σ_c) y el valor nominal unitario de corte (v'_m) —figura 9.34b— indicado en la fórmula (9-19).



9.34. Ensayo de corte combinado con carga de compresión. a) Esfuerzos. b) Resultado típico.

En cualquier caso, la evaluación de los ensayos debe hacerse estadísticamente para determinar el valor característico de la resistencia al corte.

Ensayos realizados por Zamir y otros [239] variando características del mortero y con la adición de fibras de polipropileno y mallas de fibra de vidrio han demostrado que la adición de cal aumenta la resistencia a tracción diagonal pero que disminuye la resistencia a compresión y que la adición de fibras y de mallas aumenta tanto la resistencia a la compresión como la resistencia a tracción diagonal y el módulo de corte de la albañilería como se muestra en la tabla 9.8.

TABLA 9.8.

Comparación de la resistencia a la tracción y a la compresión de la albañilería ensayada

	Mezcla 1	Mezcla 2	Mezcla 3	Mezcla 4	Mezcla 5
f'_t (MPa)	0,49	0,52	0,14	0,55	0,90
Coefficiente de variación (%)	21	22	6	7	14
f'_m (MPa)	14,98	12,51	6,93	14,44	15,21
f'_t / f'_m (%)	3,26	4,17	1,96	3,82	5,95

Mezcla 1: Cemento *portland*- arena 1:4

Mezcla 2: Cemento *portland*-cal- arena 1:1:6

Mezcla 3: Cal-Arena 1:3

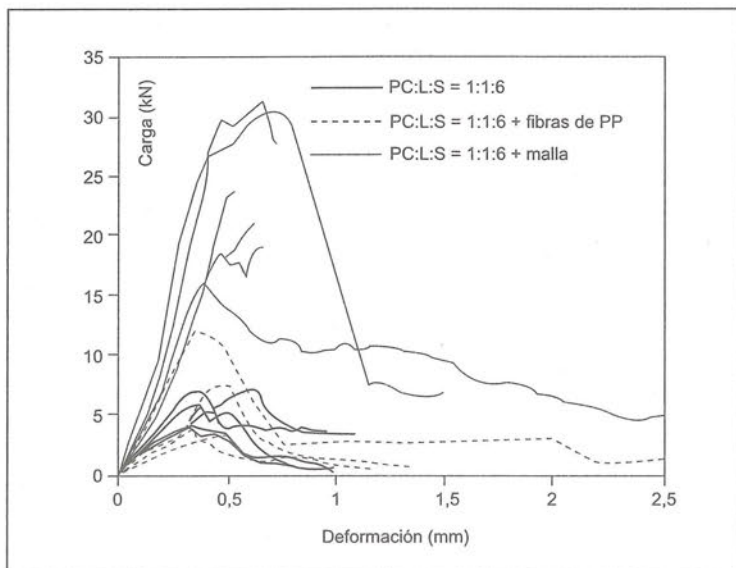
Mezcla 4: Cemento *portland*- cal- arena 1:1:6 con la adición de fibras de polipropileno.

Mezcla 5: Cemento *portland*- cal- arena 1:1:6 reforzado con mallas de fibra de vidrio.

Se observa que el beneficio de la inclusión de mallas es sustancial y debe ser objeto de mayor investigación. La malla limitó la formación de fisuras por contracción del mortero fresco durante la fragua dando como resultado un mortero maduro más homogéneo con mayor adherencia con la unidad de albañilería. La resistencia a la tracción de la albañilería y su módulo de corte aumentaron significativamente (véase la figura 9.35). En la investigación se estudió también el efecto de la gradación de la arena en el mortero estableciéndose que cuanto más gruesa la arena se reduce la superficie de contacto entre mortero y unidad de albañilería y por tanto su resistencia a tracción.

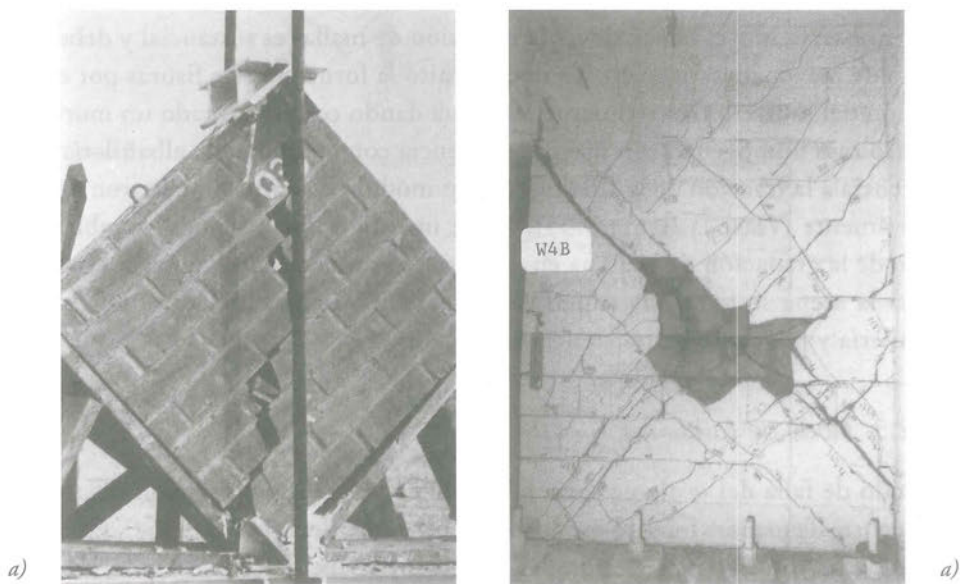
9.7.2.3. Modo de falla

El modo de falla del testigo es generalmente por corte o por tracción diagonal. Esto ocurre de manera frágil al producirse la primera grieta (figura 9.36a). Cuando las unidades son huecas o perforadas, o de muy reducida resistencia, el testigo puede fallar por aplastamiento causado por la compresión diagonal (figura 9.36b); esta falla puede ser de características explosivas.



9.35. Compresión diagonal vs. deformaciones verticales globales

En general cuando no hay precompresiones o estas son muy reducidas, la falla tiende a ocurrir siguiendo las juntas horizontales y verticales (figura 9.36a) a un ángulo aproximado de 45° con la hilada. Cuando se aplican precompresiones



9.36. Muros de albañilería simple después del ensayo de corte. a) Unidades sólidas: falla en tracción diagonal. b) Unidades huecas: falla por compresión diagonal.

las grietas pueden atravesar unidades, y el ángulo de falla se hace dependiente de su magnitud. Estos hechos han conducido a establecer que la falla, en este ensayo, ocurre cuando la tracción principal alcanza su valor crítico [121].

9.7.2.4. Teoría de falla

La predicción de la resistencia a cortante del espécimen sometido a compresión diagonal depende de la solución de un problema de elasticidad bidimensional para un material no homogéneo y del conocimiento de la envolvente de falla biaxial de la albañilería [84]. Sin embargo, si se reconoce las limitaciones de las teorías de falla aplicables a materiales isotrópicos y homogéneos cuando el espécimen falla por las juntas, estas teorías tradicionales son útiles para evaluaciones cualitativas y comparativas.

El análisis más completo, asumiendo un material homogéneo, ha sido efectuado por Blume [18], apoyándose en las investigaciones de fotoelasticidad de Frocht.

Blume estableció que los esfuerzos principales para el espécimen cargado como se muestra en la figura 9.30, sin compresiones perpendiculares a la junta, ocurren en el centro del panel, y son:

$$\text{Tracción} \quad \sigma_1 = \sigma_2 = 0,519P/bL \quad (9-22)$$

$$\text{Compresión} \quad \sigma_{II} = \sigma_y = 1,683P/bL \quad (9-23)$$

$$\text{Corte} \quad \tau_{\max} = 1,101P/bL \quad (9-24)$$

Cuando se aplican fuerzas de compresión de borde (figura 9.34) estableció que los esfuerzos en el centro del panel, considerando un módulo de Poisson de cero, son:

$$\sigma_x = 0,519PbL - \sigma_c / 2 \quad (9-25)$$

$$\sigma_y = 1,683PbL - \sigma_c / 2 \quad (9-26)$$

$$\tau_{\max} = \frac{1}{2} \sqrt{[4,849(P/bL)^2 + \sigma_c^2]} \quad (9-27)$$

cuya notación se muestra en la figura 9.34a.

Los esfuerzos dados por las ecuaciones anteriores no son los principales. Estos ocurren a un ángulo N con relación al eje X determinado por la ecuación:

$$\phi = \frac{1}{2} \arctan \left(\frac{\sigma_c}{2,202} \frac{bL}{P} \right) \quad (9-28)$$

y los esfuerzos principales son:

$$\sigma_I = -0,582 \frac{P}{bL} - \frac{\sigma_c}{2} + \frac{1}{2} \sqrt{[4,849(P/bL)^2 + \sigma_c^2]} \quad (9-29)$$

$$\sigma_{II} = -0,582 \frac{P}{bL} - \frac{\sigma_c}{2} + \frac{1}{2} \sqrt{[4,849(P/bL)^2 + \sigma_c^2]} \quad (9-30)$$

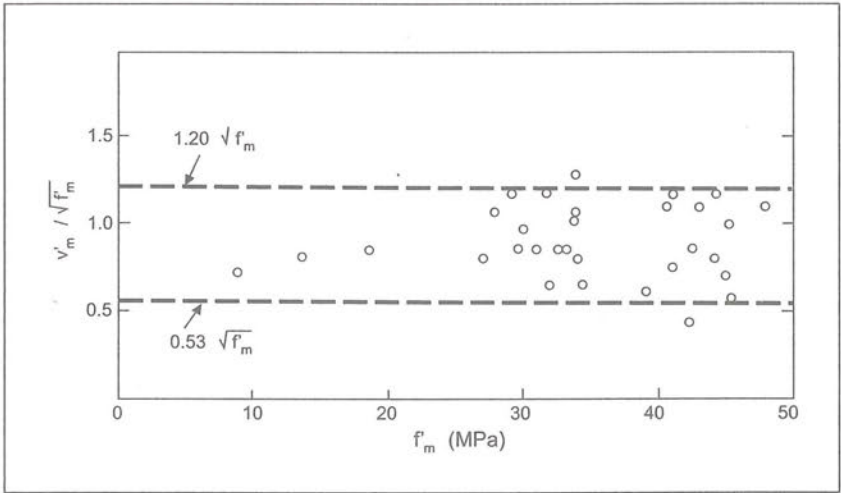
Blume investigó el efecto del módulo de Poisson real de la albañilería, estimando valores entre 0,10 y 0,25, pero encontró que los esfuerzos calculados no variaban en más de 1%. Consecuentemente, el efecto de dicho módulo puede ser ignorado.

9.7.2.5. Influencias

- a. *Resistencia a la compresión de la albañilería.* Se ha tratado de relacionar el valor de la resistencia al corte (v'_m) con el valor de la resistencia a la compresión de la albañilería (f'_m). Incluso algunos reglamentos fijan relaciones entre estas resistencias. En realidad, la relación es más estadística que funcional, ya que, como se muestra en la tabla 9.9, las propiedades o características que afectan a una no afectan a la otra. Más aún, evaluando los ensayos de compresión es posible establecer que la relación puede ser inversa, ya que aquellas condiciones que aumentan la resistencia a la tracción —como, por ejemplo, la presencia de mortero— disminuyen la resistencia a la compresión (tabla 9.4). La evaluación de la información experimental que se muestra en las figuras 9.37 y 9.38 confirma las apreciaciones anteriores.
- b. *Adhesión.* Es obvio que para utilizar totalmente la resistencia a la tracción de la unidad de albañilería, la adhesión mortero-unidad debiera ser por lo menos la suficiente para desarrollar el íntegro de la resistencia de la albañilería. En este caso se formaría la grieta de tracción a través de las unidades, dando un valor mayor de cortante que en el caso de la grieta escalonada. Esto solo ocurre con unidades de reducida resistencia. En la práctica, la resistencia al agrietamiento —y, como consecuencia, al corte— está prácticamente controlada por la adhesión (véase, al respecto, el acápite 5.3) cuando las cargas de compresión son reducidas o inexistentes.

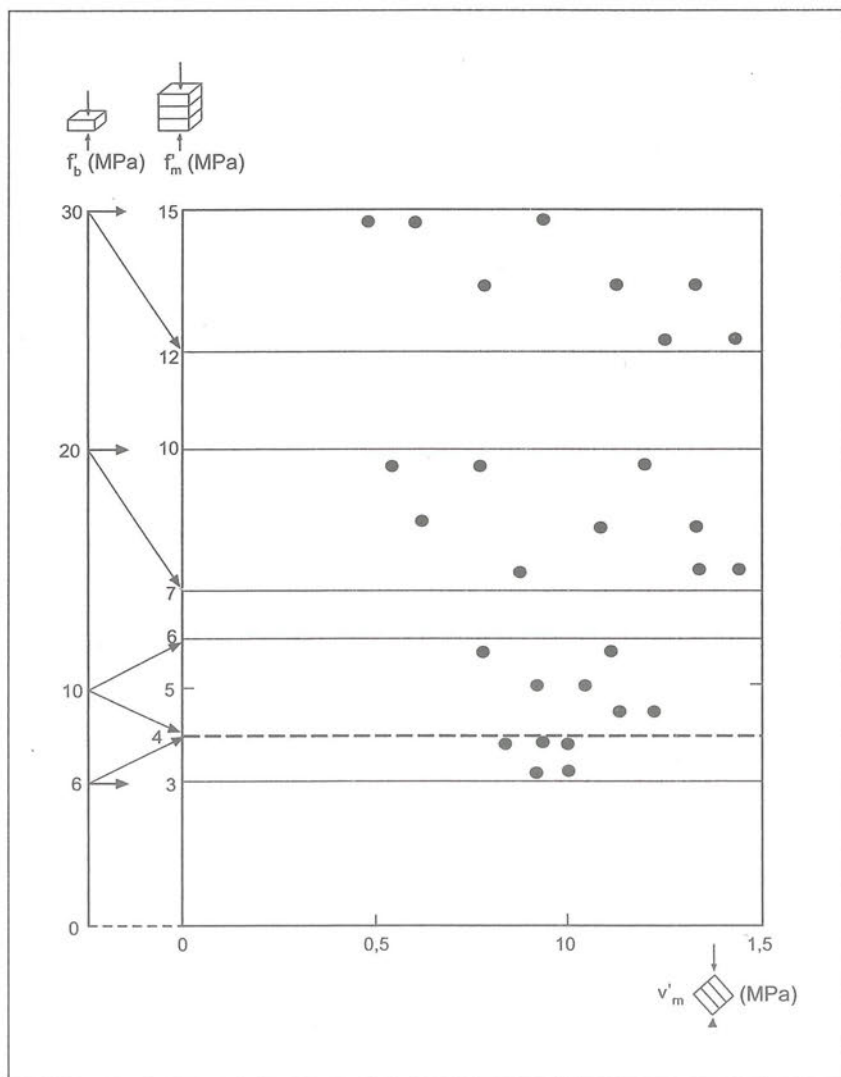
TABLA 9.9.
Influencias en la resistencia de la albañilería

Componente	Resistencia a:	
	Compresión	Tracción
Unidades de albañilería		
Compresión	•	
Tracción	•	
Uniformidad	•	
Planimetría	•	
Succión		•
Mortero		
Fluidez		•
Retentividad		•
Compresión	•	
Mano de obra		
Temple del mortero		•
Espesor de juntas	•	
Presión de asentado		•



9.37. Resistencia a la compresión de la albañilería (f'_m) vs. la relación entre la raíz cuadrada de su resistencia al corte (u'_m) y su resistencia a la compresión (f'_m) [152].

c. *Concreto líquido* [121]. Todas las investigaciones [18] [161] [162] señalan que el concreto líquido no modifica la resistencia unitaria del corte último. En el caso de los ensayos de Schneider [161] —de los que podría inferirse

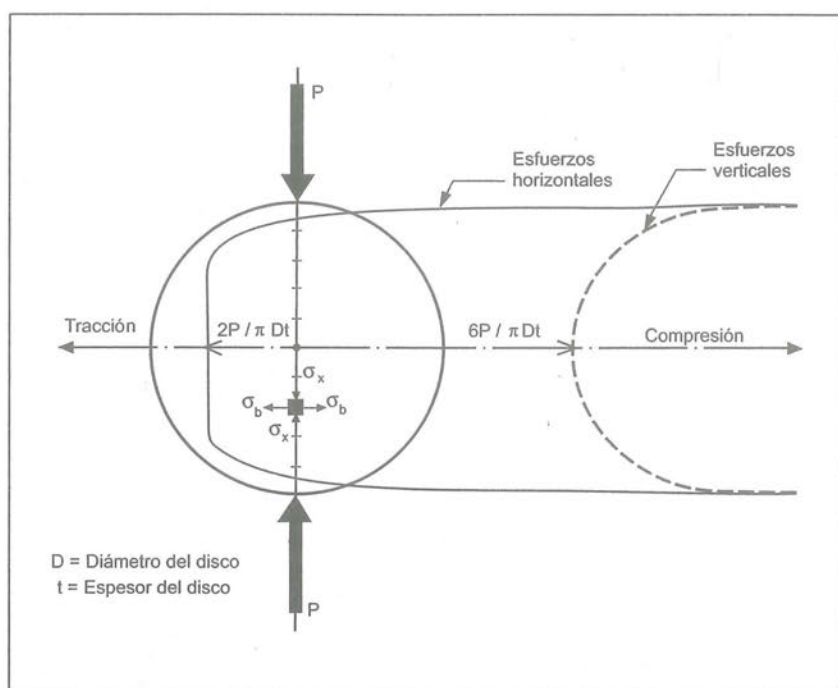


9.38. Resistencia a la tracción de la albañilería (u'_m) vs. Su resistencia a la compresión (f'_m) para diferentes resistencias a la compresión de las unidades (f'_b) [59].

- que sí hay influencia— la resistencia del muro parcialmente lleno con concreto líquido fue 67% de la resistencia del muro íntegramente lleno; sin embargo, esta era también la relación entre áreas netas, y, como consecuencia, el esfuerzo neto último para ambos muros era idéntico.
- d. *Refuerzo con mallas de fibra de vidrio en la hilada* [239]. El refuerzo con mallas de fibra de vidrio aumenta significativamente la resistencia a tracción diagonal de la albañilería (figura 9.35).

9.7.3. Compresión diametral (tracción indirecta)

Muchas pruebas para determinar la resistencia de la albañilería se han efectuado basándose en el ensayo brasileño de compresión diametral en testigos cilíndricos de concreto. Esta compresión diametral causa tracciones indirectas perpendiculares al plano de carga (figura 9.39).



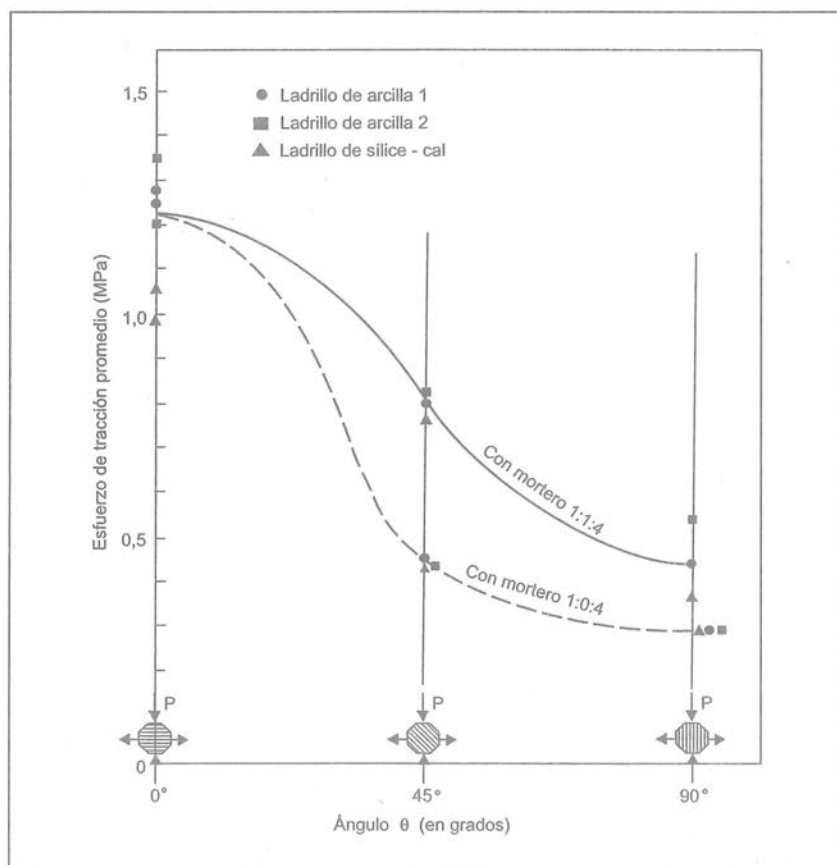
9.39. Esfuerzos en el eje vertical de carga para un disco con carga diametral de compresión.

Los testigos empleados han sido discos circulares cortados de muros de albañilería y polígonos elaborados cortando las unidades.

Por ejemplo, Gallegos y Casabonne [51] ensayaron octógonos de albañilería de ladrillos de arcilla y sílice-cal con diferentes tipos de mortero, aplicando carga diametral en tres orientaciones: 0, 45 y 90° con relación a la hilada.

Los resultados de los ensayos se muestran en la figura 9.40, donde puede notarse lo siguiente:

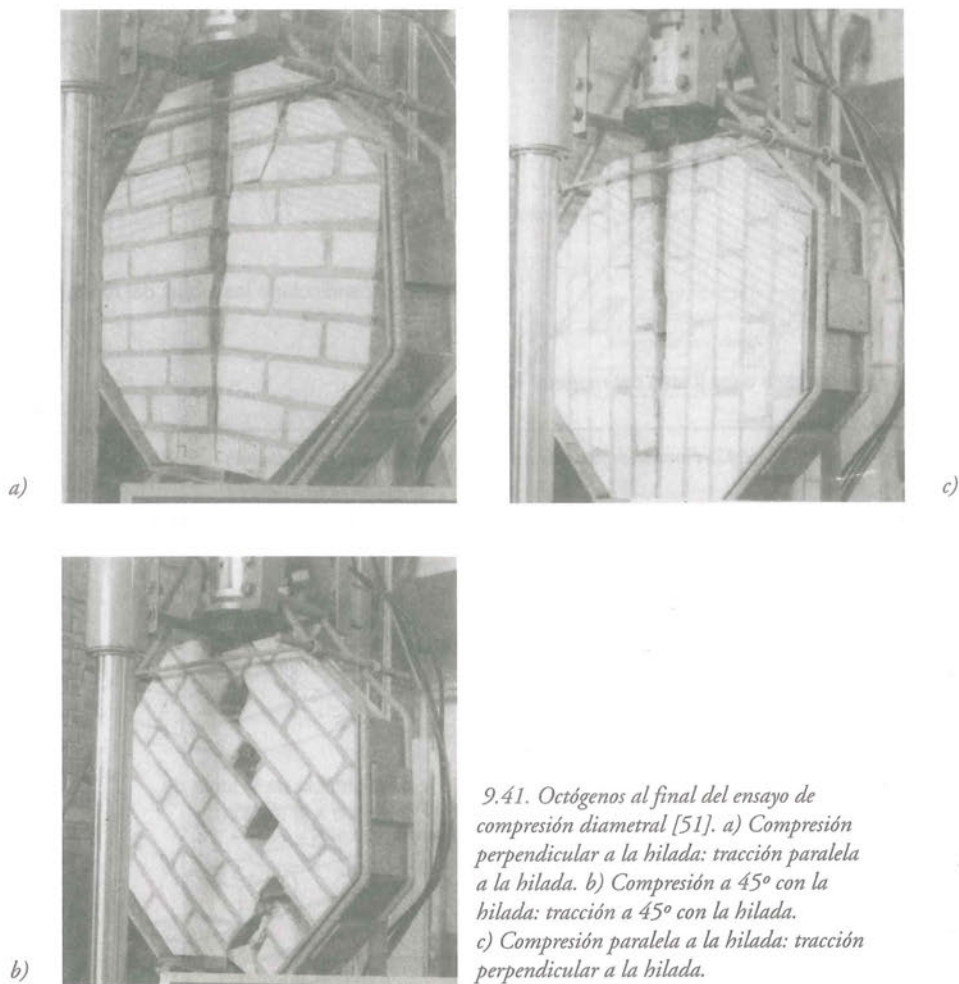
- Con carga perpendicular a la hilada (0°) se obtuvo la máxima resistencia porque, en este caso, debían romperse las unidades de albañilería para alcanzar la falla (figura 9.41a). En esta falla resulta irrelevante la resistencia de la junta vertical, y no importa el tipo de mortero.



9.40. Resistencia a la tracción vs. orientación de la tracción con la hilada y mortero con y sin cal [51].

- b. Con carga a 45° con la hilada, la falla fue semejante a la del ensayo de corte con una grieta escalonada (figura 9.41b). En este caso los morteros con cal dieron una albañilería con 75% más de resistencia que los morteros sin cal.
- c. Con carga a 90° con la hilada se obtuvieron los menores valores, ya que se trataba de una fuerza de despegue de la junta horizontal (figura 9.41c) semejante a la aplicada en el ensayo de adhesión por tracción directa. El efecto del mortero con cal fue aumentar la resistencia a tracción en 50%. Todas estas fallas ocurrieron, notoriamente, en la interfase mortero-unidad de arriba.

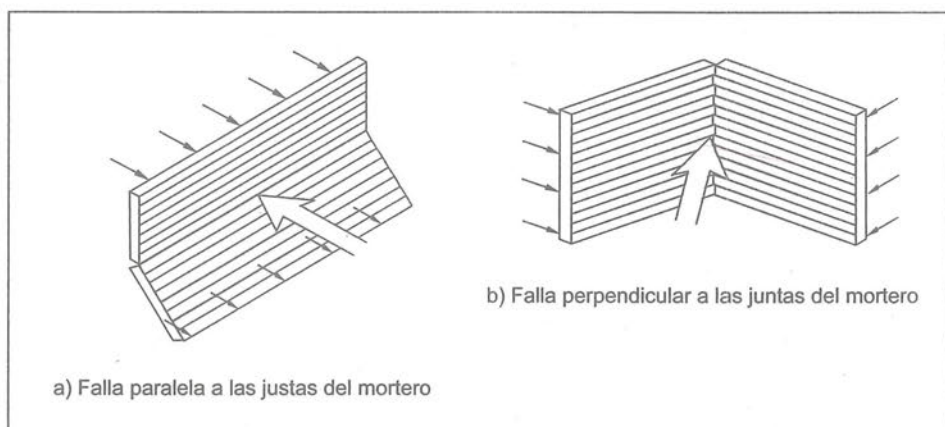
Este ensayo permitió la verificación de la anisotropía de la albañilería —posibilitando la cuantificación de la resistencia a tracción para diferentes ángulos con



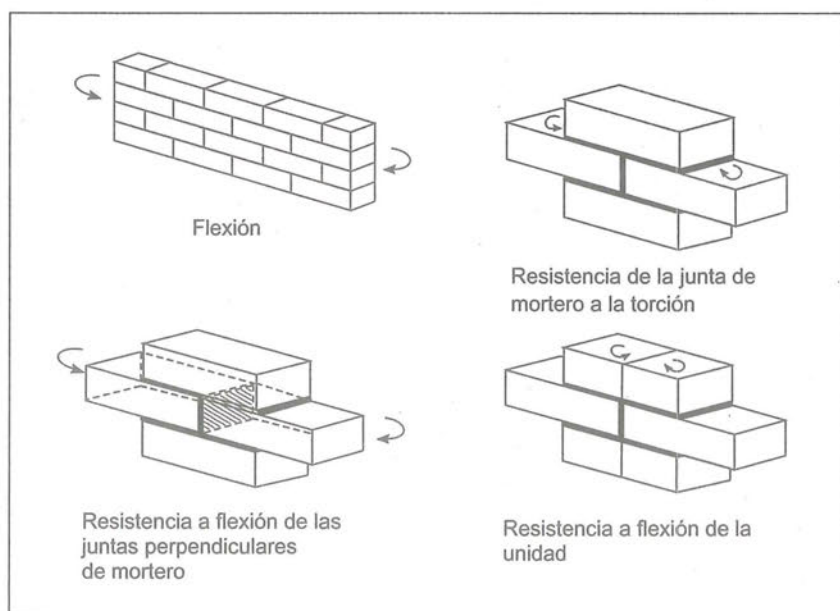
relación a la hilada— y la comprobación de la influencia positiva de la cal en aumentar la adhesión mortero-unidad.

9.7.4. Módulo de ruptura

El módulo de rotura debe determinarse para momentos perpendiculares a las juntas (figura 9.42a) y momentos paralelos a las juntas (figura 9.42b), basándose en la aplicación de cargas perpendiculares al plano del muro. En el caso de la falla ocasionada por momentos paralelos a la hilada, además de la resistencia por adhesión que define la falla en la junta se activan resistencias torsionales y, en ciertos casos —si las cargas verticales son elevadas—, la resistencia a flexión de la unidad (figura 9.43).



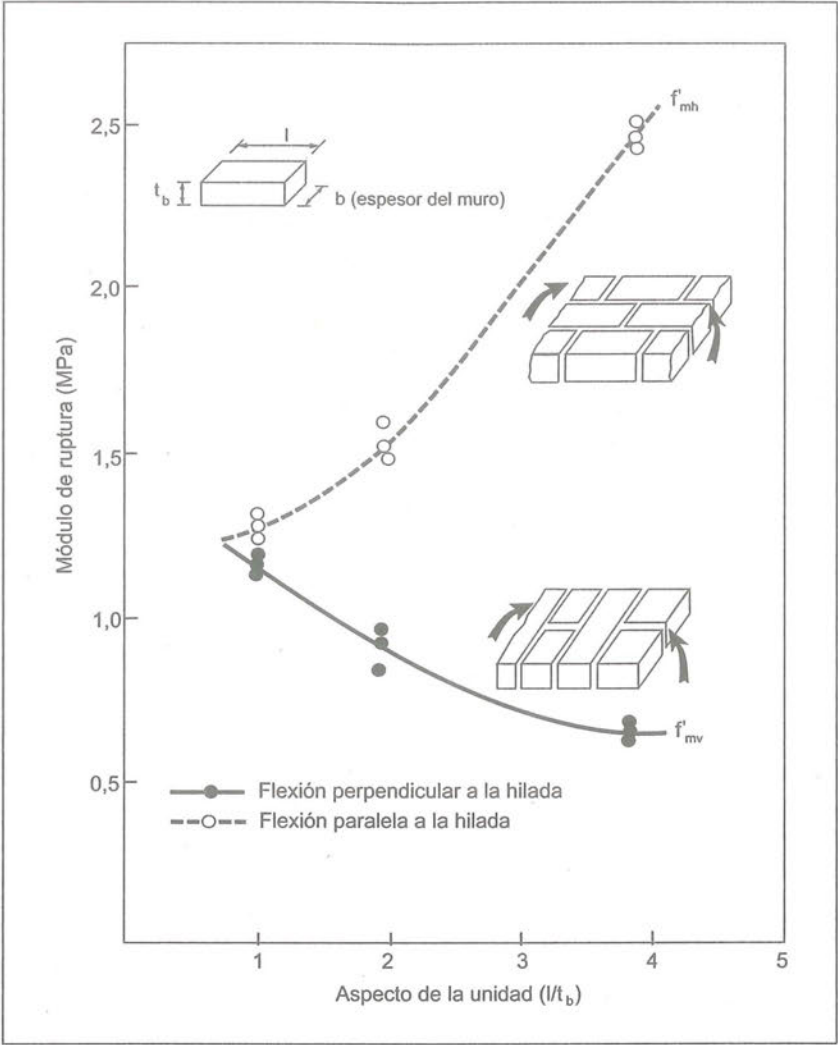
9.42. Formas de falla de un muro sometido a cargas laterales.



9.43. Componentes de la resistencia de la albañilería a momentos paralelos a la hilada [85].

En ensayos realizados por Hamid (*The Masonry Society Journal* [195], volumen 1, número 1) se establecieron los módulos de ruptura en ambas direcciones para diferentes aspectos (largo entre alto) de unidades de albañilería de arcilla (figura 9.44).

En la figura 9.45 se muestra la evaluación empírica de la relación entre los módulos paralelo a la hilada (f_{mh}) y perpendicular a la hilada (f_{mv}) para albañilería de ladrillos.

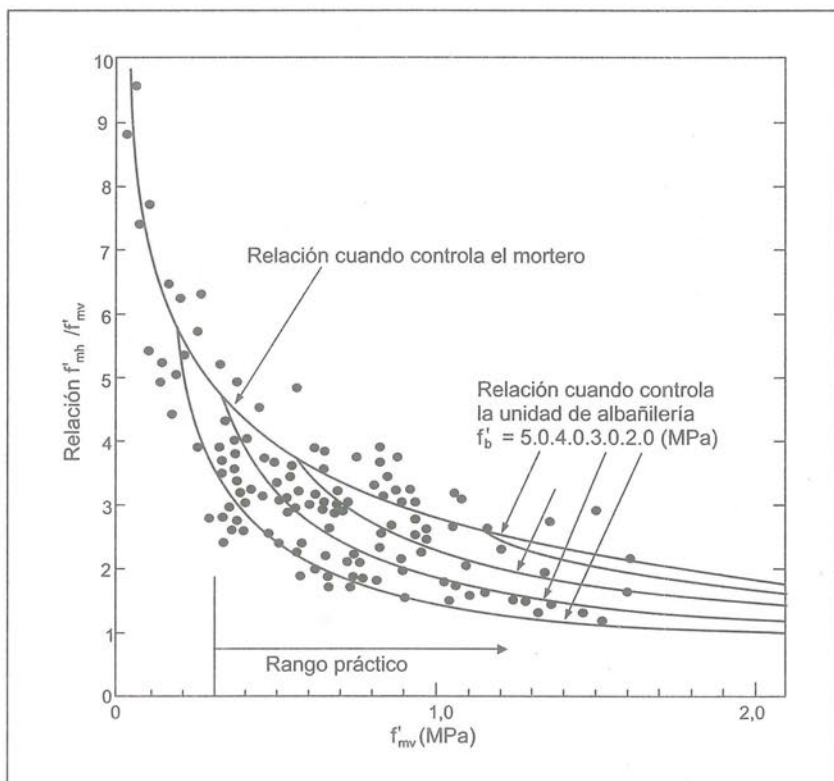


9.44. Módulos de ruptura (f'_{mk} y f'_{mv}) vs. aspecto de la unidad (l/t_b).

En los muros reales no portantes sometidos a cargas perpendiculares a su plano, dependiendo de las condiciones de borde, las grietas siguen caminos que se muestran en la figura 9.46 y que permiten asemejar el comportamiento de los muros a losas ortotrópicas que generan mecanismos de líneas de fractura en rotura.

9.8. MÓDULO DE CORTE

El módulo de corte se puede obtener de mediciones efectuadas en el ensayo de corte descrito en el acápite 9.7.2.2, de la ecuación:



9.45. Evaluación experimental del módulo de ruptura perpendicular a la hilada (f'_{mv}) vs. la relación del módulo de ruptura paralelo a la hilada (f'_{mh}) con el módulo de ruptura perpendicular a la hilada (f'_{mv}) [24].

$$G_m = \frac{V_m}{\varepsilon} \quad (9-31)$$

en la que:

v_m es el esfuerzo de corte, y

ε es la suma de las deformaciones unitarias vertical y horizontal correspondientes al esfuerzo v_m .

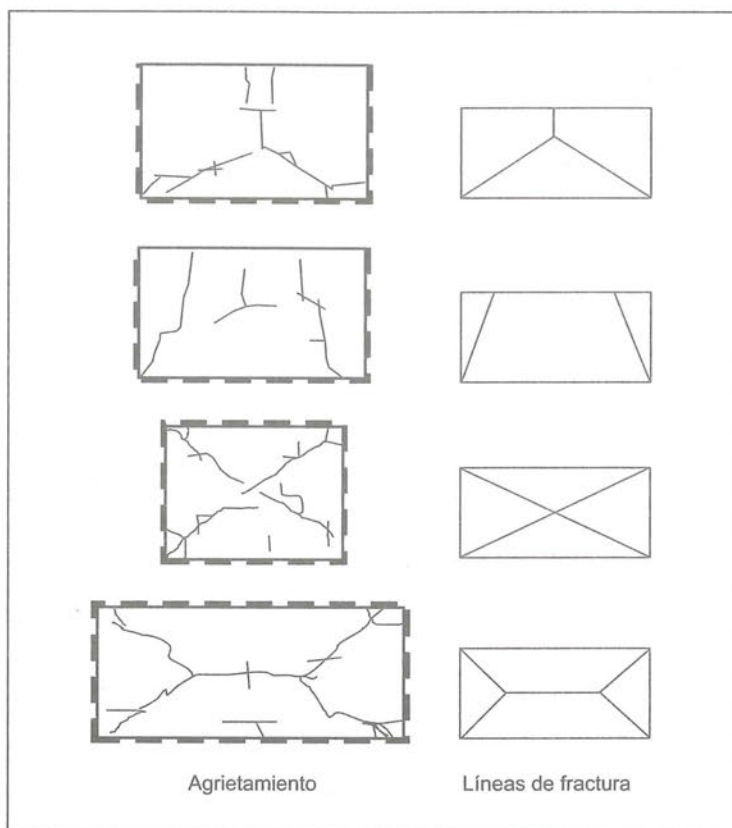
En ensayos realizados por Sinha y Hendry [170] [171] en muros a escala natural sometidos a fuerzas de corte se estableció que G_m aumentada considerablemente con la precompresión, reflejando el comportamiento no lineal de la albañilería.

Se pueden obtener valores aproximados de G_m de la relación:

$$G_m = \frac{E_m}{2(1 + \nu)} \quad (9-32)$$

en la que:

ν es el módulo de Poisson que tiene un valor inicial de 0,2, aumentando a 0,35 en la vecindad de la rotura, y E_m es el módulo de elasticidad de la albañilería.

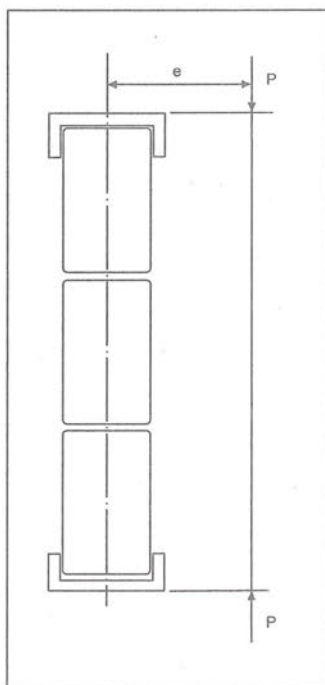


9.46. Modos de fractura de muros de albañilería sometidos a carga uniformemente repartida perpendicular a su plano.

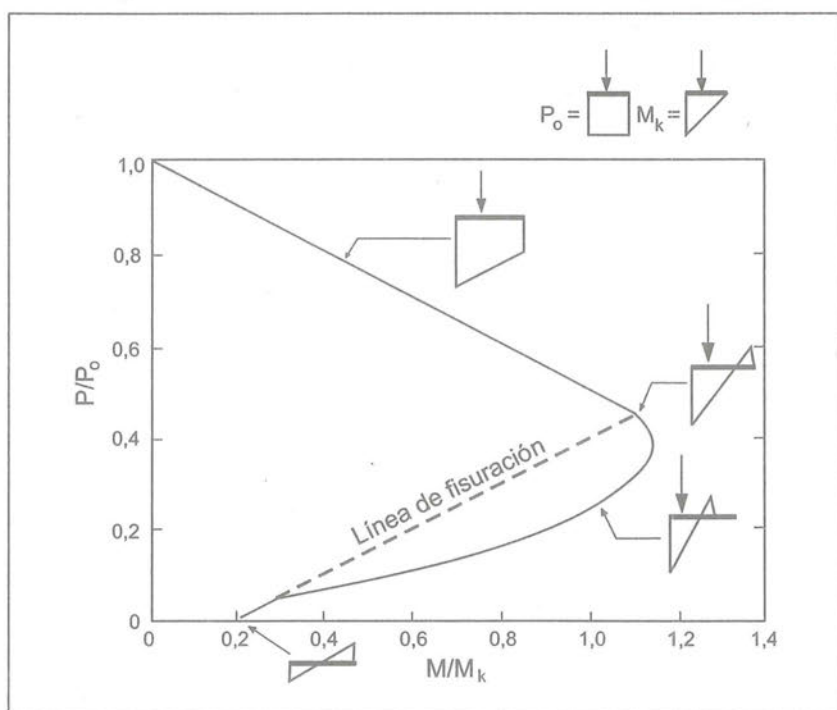
9.9. ENSAYO DE FLEXO-COMPRESIÓN

El estado de flexo-compresión se presenta en muros portantes sometidos a cargas laterales perpendiculares a su plano.

El ensayo se hace, usualmente, en prismas o muretes cargados en compresión excéntrica (figura 9.47) y su objetivo es obtener un diagrama de interacción, como se muestra en la figura 9.48. En dicho diagrama, P_0 corresponde a la carga axial de rotura y M_k al momento de rotura cuando la carga axial tiene su excentricidad en el borde del núcleo central. Además, la línea de fisuración intersecta al eje de las abscisas, donde la carga axial es cero, en un valor dependiente



9.47. Esquema de ensayo para prismas de albañilería en compresión excéntrica.



9.48. Diagrama de interacción

únicamente de la resistencia a tracción perpendicular a la hilada (f_v') de la albañilería, que puede determinarse mediante la ecuación:

$$M = Zf_v' \tag{9-33}$$

en la que Z es el módulo resistente de la sección, y como:

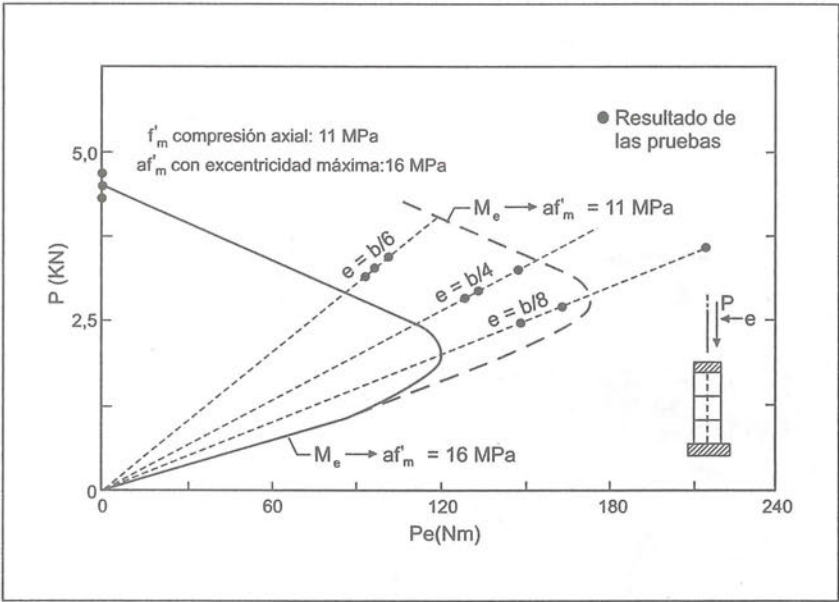
$$M_k = 1/2 (P_o Z/A) = 1/2 (f_m' Z) \tag{9-34}$$

en la que A es el área de la sección, la relación M/M_k será:

$$M/M_k = 2f_v'/f_m' \tag{9-35}$$

El valor M/M_k representado en la figura 9.46 corresponde a una condición en que la resistencia a la tracción está arbitrariamente determinada como 1/10 de la resistencia a la compresión cuando, como se ha visto, no existe relación funcional entre ellas.

En los ensayos efectuados por Yokel [189] (figura 9.49), se ha establecido que la resistencia en compresión por flexión de la albañilería (af_m') alcanza valores entre 20 y 50% mayores que la resistencia a la compresión axial (f_m') [189].

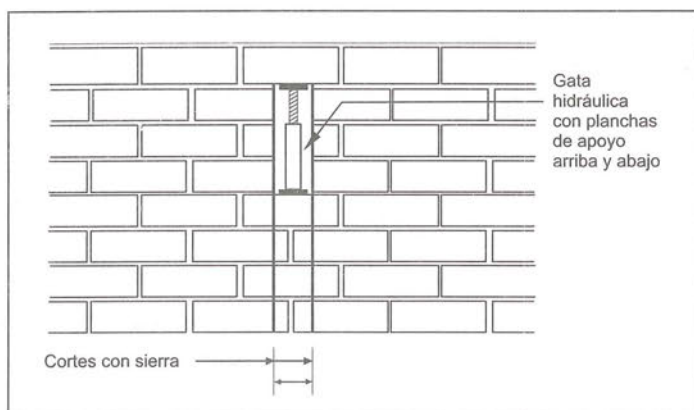


9.49. Momento (Pe) vs. carga axial (P) [189].

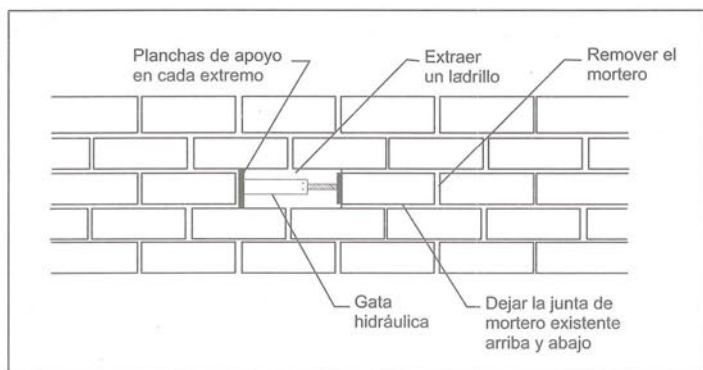
9.10. ENSAYOS DE CAMPO

Cuando se trata de investigar edificaciones de albañilería existentes —casos del reforzamiento de monumentos históricos o de reforzamientos sísmicos, por ejemplo— se pueden determinar las propiedades de la albañilería mediante ensayos de campo (figuras 9.50, 9.51 y 9.52).

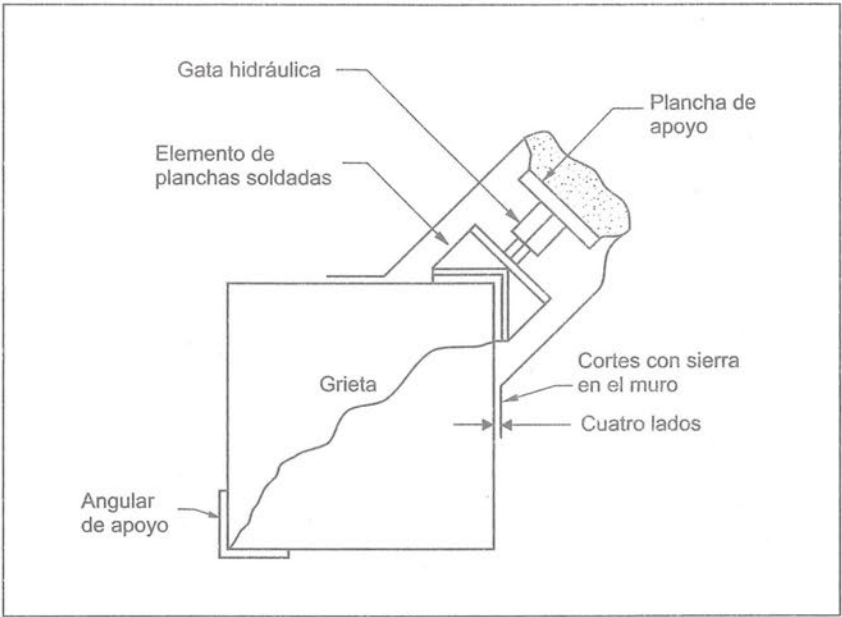
9.50. Ensayo
de campo.
Compresión



9.51. Ensayo de
campo. Corte
por cizalle.
a) Esquema
b) Ensayo.



b)



9.52. Ensayo de campo. Compresión diagonal.

9.11. NORMAS

Ensayo de prismas en compresión	ASTM E-447
Ensayo de tracción diagonal (corte) en paneles	ASTM E-519
Ensayo de módulo de ruptura	ASTM E-518
Ensayo general de paneles	ASTM E-76

CAPÍTULO 10

Propiedades de la albañilería reforzada

10.1. ASPECTOS GENERALES

La resistencia de la albañilería simple a tracción es reducida y frágil. Por ello, si bien la albañilería es perfectamente competente para ser utilizada en los muros de estructuras en que las cargas a ser transmitidas son esencialmente gravitacionales —en las que, por ende, predominan los esfuerzos de compresión—, cuando se debe usar en estructuras en que ocurren esfuerzos de tracción o en que se demanda comportamiento dúctil, su competencia estructural es recortada y, en casos de acciones sísmicas severas, nula. Para superar estas limitaciones es necesario reforzar la albañilería.

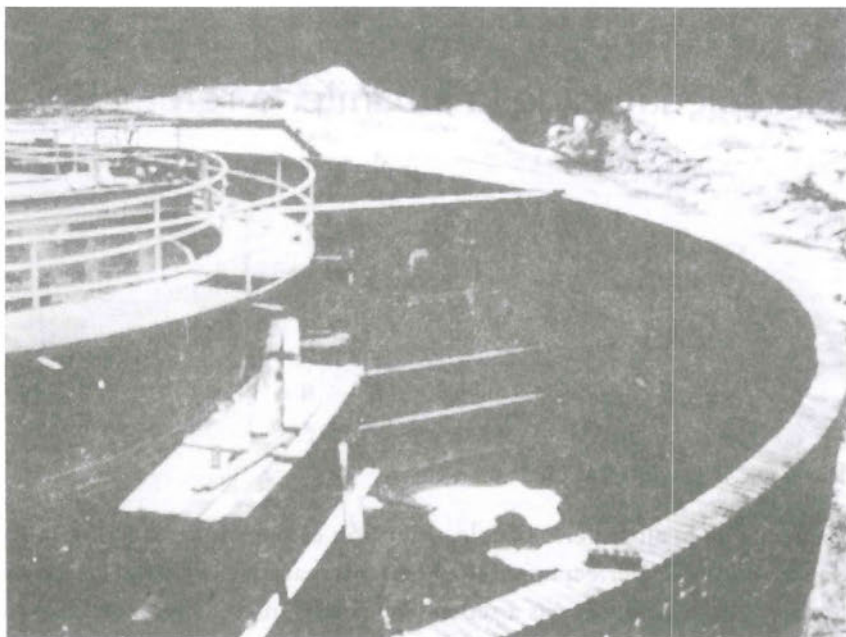
La albañilería reforzada se ha empleado en muchas situaciones para construir elementos —como vigas, losas y muros de contención— donde los efectos son prioritariamente de flexión, en los que es necesario proveer competencia a la tracción a la albañilería (figura 10.1). Sin embargo, estas aplicaciones son más bien excepcionales. La aplicación fundamental de la albañilería reforzada es la construcción de muros sometidos a diferentes sollicitaciones, coplanares y laterales, en áreas sísmicas. El presente capítulo analiza las propiedades de la albañilería reforzada para su aplicación en la construcción de muros.

La albañilería reforzada puede ser armada (véase el acápite 10.2) o confinada (véase el acápite 10.3).

10.2. ALBAÑILERÍA ARMADA

10.2.1. Naturaleza

En la albañilería armada se integran el comportamiento del acero y de la albañilería de modo tal que funcionan como un todo, de manera semejante a lo que ocurre con el concreto y el acero en el concreto armado. Para lograr esta integración,



10.1. Muros de albañilería armada utilizados en plantas de tratamiento de desagüe.

que define la naturaleza de la albañilería armada, es indispensable que la adherencia de la armadura y los empalmes y anclajes de esta posibiliten el desarrollo total de la resistencia de la armadura a tracción.

Las diferentes formas de integrar la armadura para tener albañilería armada se muestran en la figura 1.12.

El componente que integra el acero vertical con la albañilería es siempre el concreto líquido, así como lo es para el acero horizontal cuando se coloca en espacio o canales. Cuando el acero horizontal se coloca en la hilada el elemento integrador es el mortero (véase, al respecto, el acápite 7.1). Como consecuencia de que las resistencias del concreto líquido y del mortero no pueden ser elevadas, es usual exigir:

- 1) Diámetros reducidos de las barras de acero;
- 2) anclajes y empalmes mínimos para las barras de 50 y 75 veces el diámetro de la barra para acero de $f_y = 280$ MPa y para acero de $f_y = 420$ MPa respectivamente y de 100 veces el diámetro para alambres (con un esfuerzo de fluencia máximo de 420 MPa) colocados en la hilada de mortero, y
- 3) que los extremos de las barras o alambres terminen en ganchos estándar de 90° verticales o 180° horizontales [223].

La competencia resistente a tracción se confía exclusivamente al acero, mientras que la albañilería, junto con el concreto líquido (sin participación del acero), tienen la función de resistir las compresiones y, además, proveen el recubrimiento protector para la armadura.

Es importante señalar que las propiedades estructurales cuantitativas de la albañilería armada dependen principalmente de la cuantía de acero y de su disposición. Sin embargo, el esfuerzo de agrietamiento de la albañilería es independiente de la presencia y cantidad de acero; se ha determinado, en multitud de ensayos, que el acero comienza a trabajar solo después del agrietamiento de la albañilería ya que su deformación previos son insignificantes.

En todo caso, para considerar a la albañilería como armada es necesario colocar cantidades mínimas de acero que aseguren la integridad del material y el comportamiento dúctil. Es usual exigir, con este fin, que la suma de las áreas del acero vertical y horizontal sea por lo menos 0,2% del área bruta de la sección del muro, y que por lo menos una tercera parte de esa cuantía de acero esté colocada en una de las dos direcciones señaladas.

Las restricciones a la integración del acero y la albañilería son las siguientes:

- a. Las características geométricas de las unidades de albañilería exigen que la armadura se coloque solo vertical y horizontalmente; no es posible colocar barras inclinadas.
- b. Los espacios, alvéolos o canales en las unidades para colocación del acero son de dimensiones reducidas, por lo que deben armarse con diámetros de acero compatible con dichas dimensiones. Es usual exigir que el diámetro de las barras de acero no exceda los 25 mm (1 pulgada o # 8), y que el área máxima de las barras en un alvéolo o canal no exceda 6% del área alveolar o 12% cuando hay empalmes.
- c. Las resistencias del concreto líquido y del mortero son relativamente reducidas. Ello constituye otra exigencia —adicional a la señalada anteriormente— para armar con diámetros de acero pequeños —particularmente cuando el acero se coloca en la junta—, con el propósito de minimizar los esfuerzos de adherencia. Los diámetros de acero utilizables para armado en la junta se indican en el acápite 7.1.
- d. Los mayores esfuerzos en un muro ocurren cercanos a su base y debe evitarse en lo posible empalmar las barras verticales en esta zona; esto puede lograrse usando unidades con el extremo abierto como la mostrada en la figura 4.4. Cuando esas unidades no están disponibles, como consecuencia del método constructivo de los muros, es difícil evitar que todos los empalmes ocurran en la base del muro lo que conduce a que

el detallado de empalmes y, en general, de anclajes deba hacerse con particular cuidado.

- e. No es posible, en la mayoría de los casos, colocar estribos en la albañilería para impedir el pandeo de la armadura vertical en compresión. Esto conlleva el que deba preferirse la colocación de armadura vertical repartida a aquella de armadura concentrada. Sí es posible, de otro lado, la coloración de planchas de acero en las hiladas (también se han puesto, con éxito, mallas de acero en las hiladas y zunchos alrededor de las barras verticales), con el propósito de aumentar sustancialmente la capacidad de deformación última en compresión de la albañilería y de mejorar ligeramente su resistencia a la compresión (véase, al respecto, los acápites 9.3.5.7 y 10.2.3.3).

La aplicación de la albañilería armada no se limita al levantamiento de muros. Con ella se han construido elementos prismáticos en flexión —como vigas—, y en compresión —como columnas—. Sin embargo, estos son irrelevantes en aplicaciones de la albañilería armada en áreas sísmicas, donde el muro —sobre todo el portante, sometido a cargas coplanares— sí es de considerable importancia. El comportamiento de la albañilería armada ante diferentes sollicitaciones será entendido con mayor claridad analizando los ensayos que, a manera de ejemplo representativos, se reseñan más adelante en este mismo capítulo.

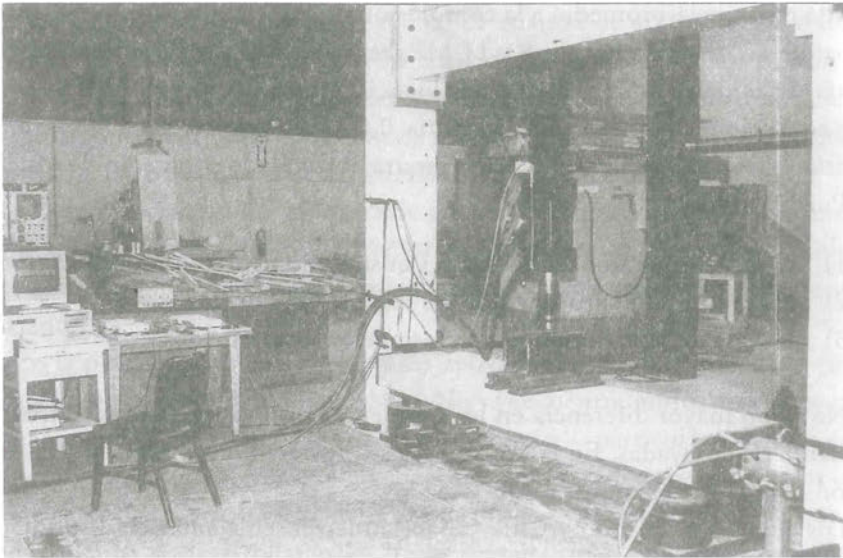
10.2.2. Ensayos monotónicos

10.2.2.1. Muros en flexión perpendicular a su plano

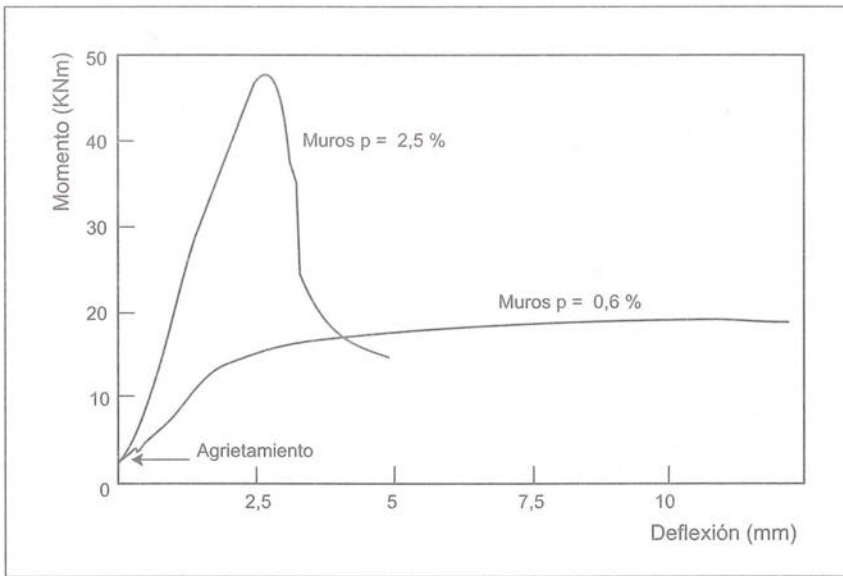
Aquí hay que diferenciar dos tipos de comportamiento. Uno corresponde a los muros apoyados arriba y abajo, es decir con la flexión perpendicular a la hilada. Otro se refiere a los muros apoyados lateralmente, con la flexión paralela a la hilada. En el primer caso la armadura estará colocada normalmente en el centro del muro en alvéolos llenos con concreto líquido; en el segundo podrá estar en canales llenos con concreto líquido o en las hiladas.

Ensayos representativos al respecto son los realizados por R. L. Heeringa y D. L. McLean en muros con armadura vertical, y por A. A. Hamid y C. Chia-Calabria en muros con armadura horizontal colocada en las hiladas. Ambos grupos de ensayos están reportados en el volumen 8, número 2, en *The Masonry Society Journal* [195].

Los ensayos de Heeringa y McLean consistieron en aplicar una carga central perpendicular al plano en muros de 260 cm de largo, 60 cm de ancho y 20 cm



10.2. Ensayos de Heeringa y McLean [195]



10.3. Diagrama momento-deflexión de los ensayos de Heeringa y McLeavi [195]

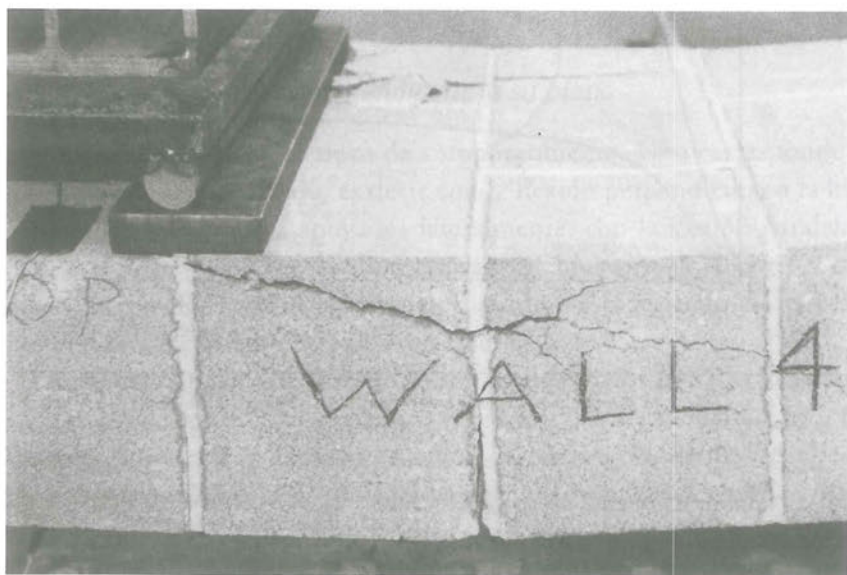
de espesor elaborados con bloques de concreto, con armadura vertical central colocada en alvéolos que se llenaron íntegramente con concreto líquido. Por facilidad, los ensayos se efectuaron con los muros colocados en posición horizontal (figura 10.2). Los investigadores variaron la resistencia de los bloques —los

hubo de resistencia-promedio a la compresión de 10 y 19 MPa—, lo que produjo albañilerías de resistencia de 8 y 11 MPa respectivamente; variaron también la cuantía de refuerzo —cuya carga de fluencia promedio fue 460 MPa—, para tener condiciones bajo-armadas (cuantía 0,6%) y condiciones sobre-armadas (cuantía 2,5%). En la figura 10.3 se muestra el resultado promedio de los ensayos. Puede notarse:

- 1) el agrietamiento ocurrió para el mismo momento en todos los muros;
- 2) el comportamiento frágil de los muros sobre-armados, y
- 3) la considerable ductilidad de los muros bajo-armados.

No hubo mayor diferencia en los momentos últimos de las dos resistencias de albañilería ensayadas. En la figura 10.4 se muestra la forma de falla en compresión de uno de los muros sobre-armados.

Los ensayos de Hamid y Chia-Calabria fueron semejantes en disposición a los anteriormente detallados. Los investigadores emplearon un solo tipo de bloque con una resistencia-promedio de 14 MPa y asentado con un mortero constituido, en volumen, por una parte de cemento *portland* tipo I, 3/8 de cal hidratada y 3 1/2 partes de arena. La armadura, consistente en dos tipos de alambre, fue colocada en la hilada. Los tipos de alambre fueron: 1) galvanizado estirado en frío con esfuerzo de fluencia promedio de 700 MPa y estiramiento a la rotura de 2,3%, y 2) negro tratado en caliente con esfuerzo de fluencia promedio de 500



10.4. Falla en compresión en los ensayos de Herringa y McLean [195]

MPa y estiramiento a la rotura de 8,6%. La cuantía de acero fue, en todos los casos, 0,11%. El ensayo, como ya se ha señalado, consistió en aplicar flexión paralela a la hilada. Todos los ensayos concluyeron con fallas bajo-armadas en flexión. Sin embargo, la ductilidad de los muros armados con el acero estirado en frío fue de solo 1,2, mientras que la de los armados con el acero más dulce fue 5,5.

Merece destacarse que la forma de falla y los momentos últimos calculados analíticamente utilizando los procedimientos usuales de resistencia empleados en concreto armado fueron verificados por ambos ensayos (y también por otros semejantes).

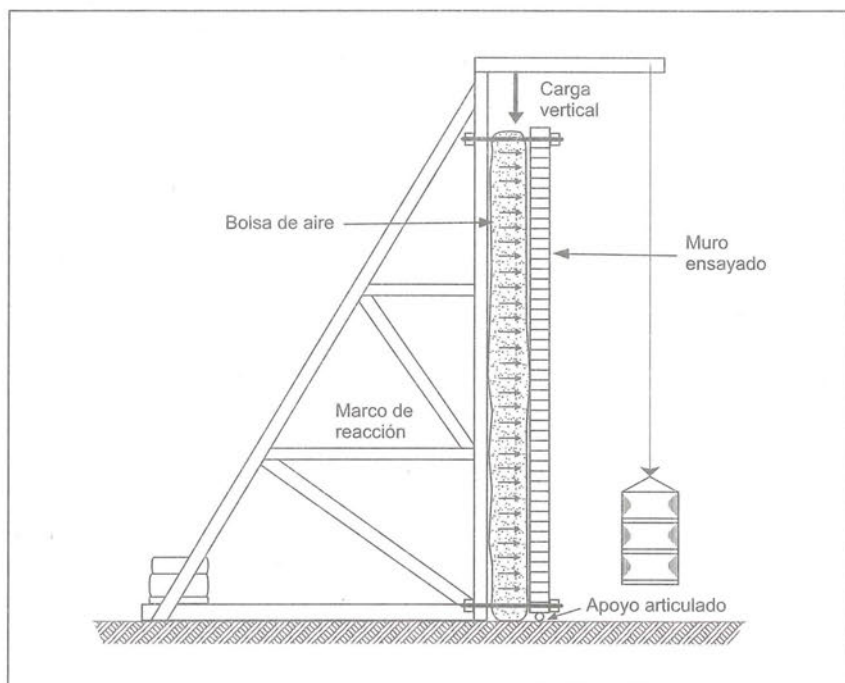
En la práctica se encuentran muros apoyados exclusivamente abajo (muros en voladizo), y apoyados arriba y abajo. No se encuentra muros apoyados exclusivamente en los costados. Más aún, lo más común —particularmente en cierres y tabiques de edificios— es que los muros estén apoyados en más de dos lados. En este caso, de los resultados obtenidos de los ensayos se puede inferir que en el límite de carga se desarrollarán las líneas de falla típicas que caracterizan a las losas de concreto armado y que, como consecuencia, el análisis y diseño de los muros de albañilería armada sometidos a cargas perpendiculares a su plano puede efectuarse siguiendo los procedimientos desarrollados para losas de concreto armado.

10.2.2.2. Muros en flexo-compresión

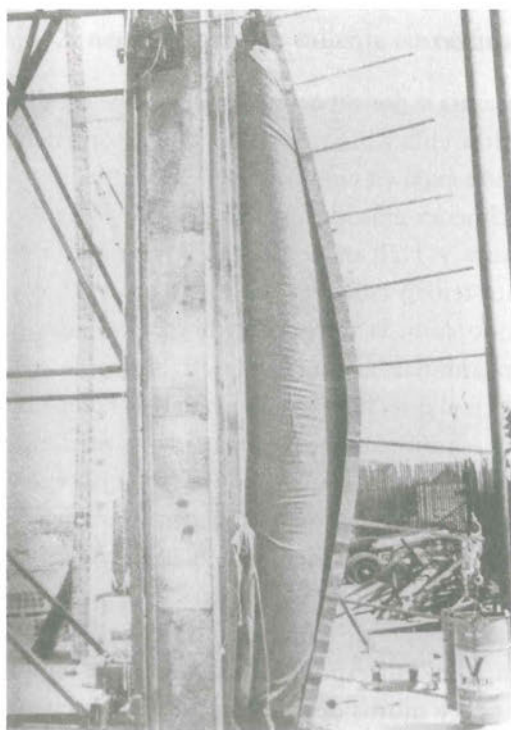
Amrhein [7] realizó ensayos en treinta y dos especímenes de muros de albañilería armada de ladrillos y bloques de arcilla y bloques de concreto, sometidos a cargas monotónicas de compresión axial en combinación con cargas perpendiculares a su plano. Algunos especímenes eran de 2,60 m de altura y 0,60 m de ancho, y otros de 7,50 m de altura y 1,20 m de ancho. Los primeros tenían esbeltez (H/b) de 13 y los segundos tenían esbelteces desde 31 hasta 57, es decir, excedían largamente, en el segundo caso, la restricción de esbeltez máxima de 25, usual en los reglamentos. Para simular las cargas laterales de sismo o viento se empleó un marco (figura 10.5) en el que, para una carga vertical constante, se aplicaba una carga lateral creciente —uniformemente repartida—, mediante una bolsa a la cual se insuflaba aire a presión.

Las flechas alcanzadas por los muros esbeltos fueron considerables (figura 10.6), y la falla ocurrió, finalmente —después de la fluencia del acero—, por aplastamiento del concreto en la cara comprimida (figura 10.7).

Los diagramas carga-deformación siguieron patrones típicos para todos los ensayos. El que se muestra (figura 10.8) corresponde a albañilería de bloques de concreto llenos con concreto líquido y muros de esbeltez $H/b=40$, y cuantía de

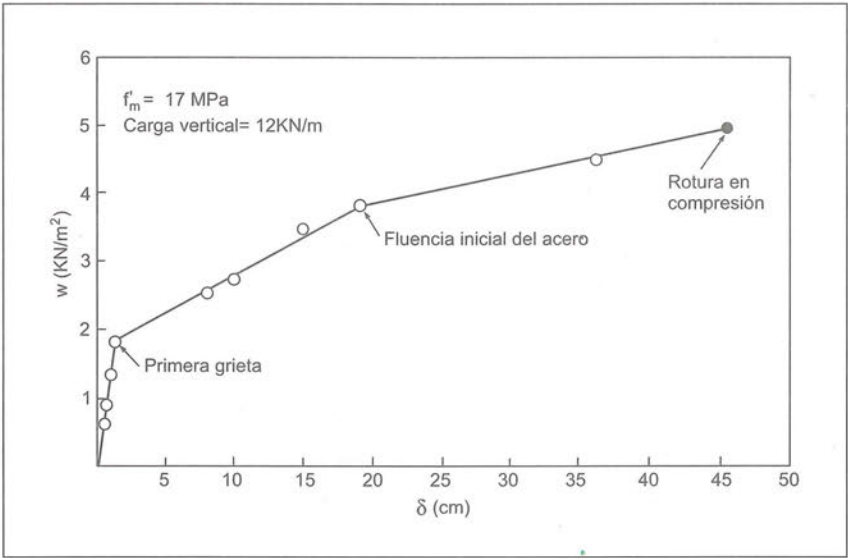


10.5. Marco de carga para ensayo de flexo-compresión



10.6. Muro sometido a flexo-compresión. Nótese la sustancial flecha [7].

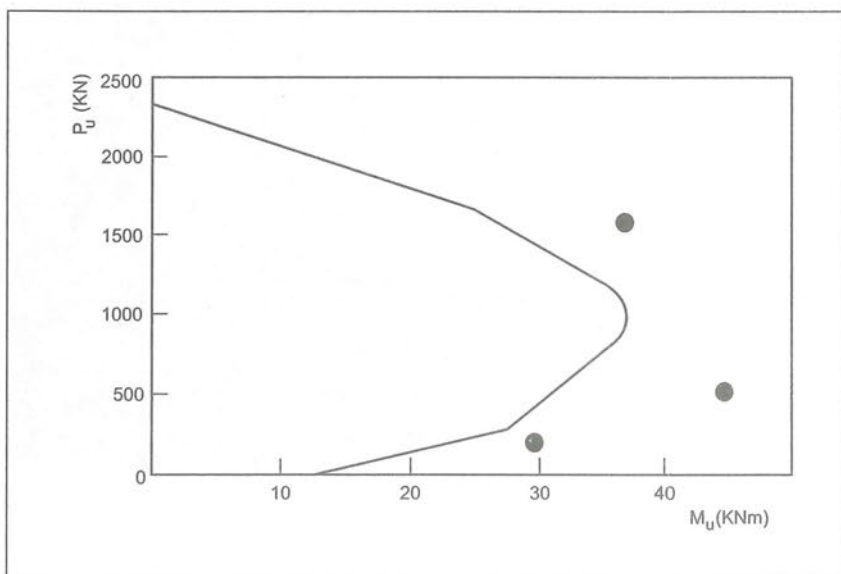
10.7. Falla en compresión de la albañilería en el muro mostrado en la figura 10.6



10.8. Carga perpendicular al plano vs. flecha a la mitad de la altura para muros ensayados en flexo-compresión [7]

acero vertical en flexión de 0,4%. Es notoria la influencia del acero en proveer resistencia y ductilidad, y en provocar una falla por compresión.

En la figura 10.9 se muestra el resultado del ensayo de tres muros de esbeltez reducida en el contexto del diagrama de interacción determinado analíticamente para las características de la albañilería y del acero y las dimensiones del muro. El diagrama de interacción no está corregido por esbeltez. Los resultados obtenidos confirman la buena correlación analítico-experimental de los muros para este tipo de acciones.

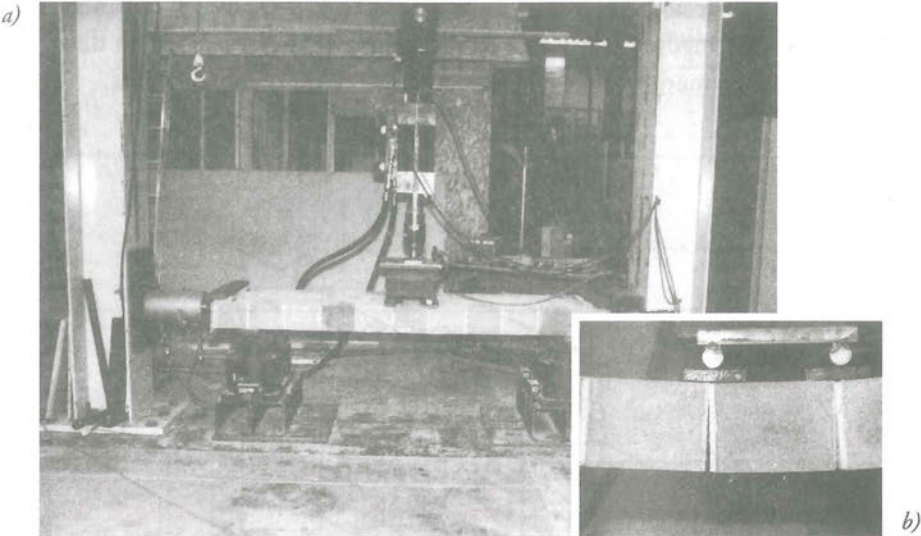


10.9. Diagrama de interacción para los muros de esbeltez 13. Los puntos indican los resultados experimentales. La cuantía de acero en todos los casos fue 0,6%

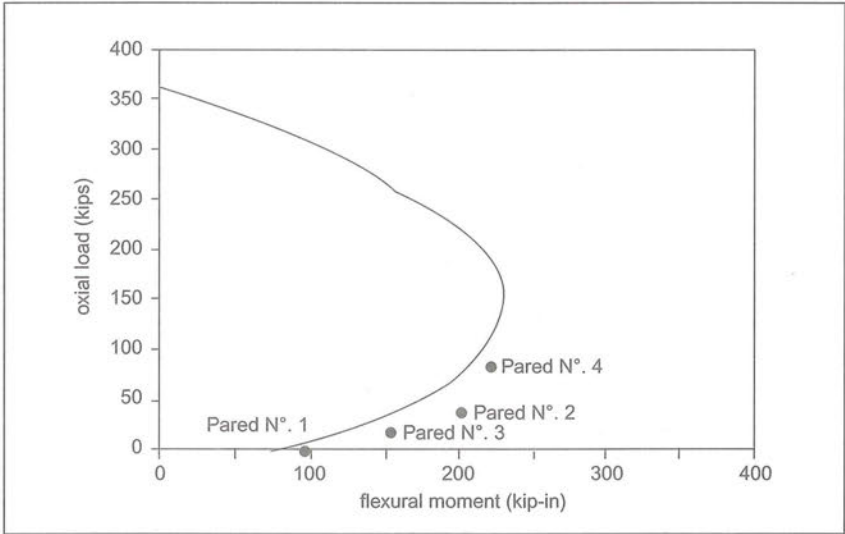
McLain y otros [242], de ensayos de ocho muros de albañilería armada (véase la figura 10.10) —cuatro de bloques de concreto normal y cuatro de bloques de concreto ligero— con el propósito de investigar el comportamiento último de muros de albañilería armada sujetos a compresión axial y flexión perpendicular al plano, concluyeron en lo siguiente:

1. El comportamiento último de muros sujetos a la combinación de carga axial y flexión normal al plano, es similar al de elementos de concreto armado. Se observó que a mayor carga axial menor ductilidad.
2. El comportamiento a rotura observado tiene muy buena correspondencia con el comportamiento esperado basado en diagramas de interacción a resistencia última (véase la figura 10.11).

- 3. La resistencia medida de los muros fue consistentemente mayor que la analítica calculada usando el bloque de compresiones de Whitney. Los momentos calculados resultan menos conservadores a medida que aumenta la carga axial. La relación entre la resistencia medida y la calculada fue del orden de 1.2 independiente del tipo de bloque.
- 4. Los muros con bloques de concreto ligero mostraron menos ductilidad que los muros con bloques de concreto normal.



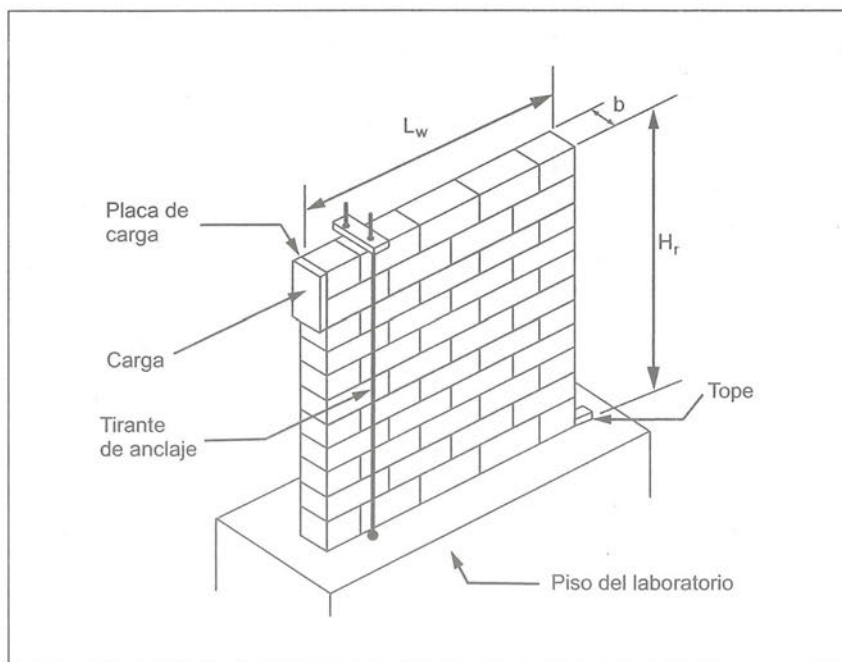
10.10. a) Configuración del ensayo del muro. b) Figura por tracción [242].



10.11. Diagrama de interacción de resistencia última para el muro de peso normal [235].

10.2.2.3. Muros en corte

En los inicios de la investigación de comportamiento de la albañilería en el Perú, Gallegos y Casabonne [52] realizaron ensayos en treinta especímenes de muros armados y simples de ladrillos sílico-calcareos, sometiéndolos a cargas de corte de acuerdo al ensayo de paneles detallado en la norma ASTM E-72. Este ensayo (figuras 10.12 y 10.13) requiere de la aplicación de la fuerza de anclaje externa F_1 para evitar el volteo, y de un tope, para impedir su deslizamiento. Introducir estas condiciones de borde altera el estado puro de esfuerzos y el ensayo, entonces, solo puede proveer una medida relativa de la resistencia al corte (o tracción diagonal) que es útil exclusivamente para evaluaciones cualitativas o comparativas.

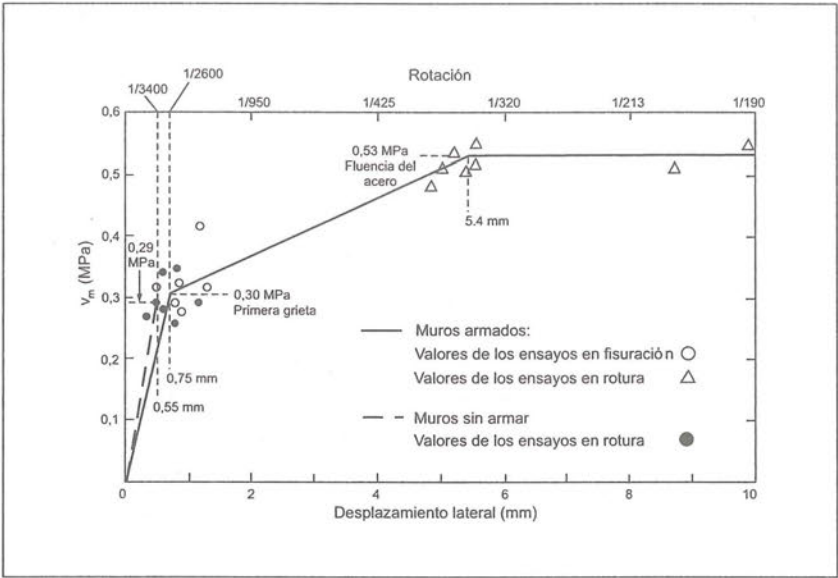
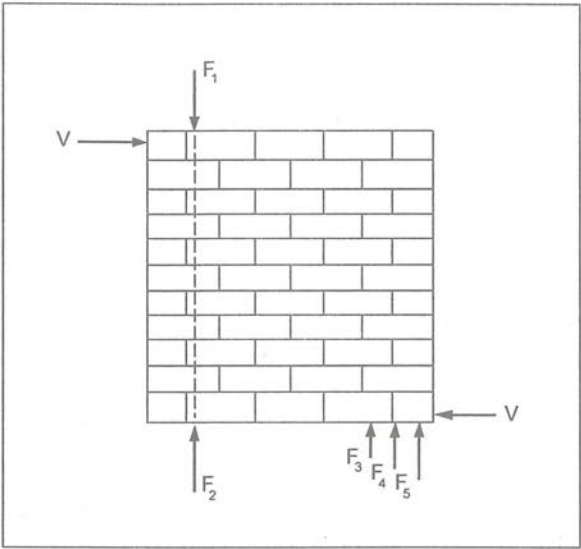


10.12. Ensayo de muros por corte de acuerdo al método de la norma ASTM E-72

Los testigos utilizados eran muretes de 9 cm de espesor, 2,70 m de largo y 1,95 m de alto, con una esbeltez de 0,72, que los conducía a fallar por corte. La cuantía de acero vertical y horizontal, en los muros armados, era 0,19%. El acero vertical estaba colocado en alvéolos redondos de 5 cm de diámetro, y el acero horizontal en la junta.

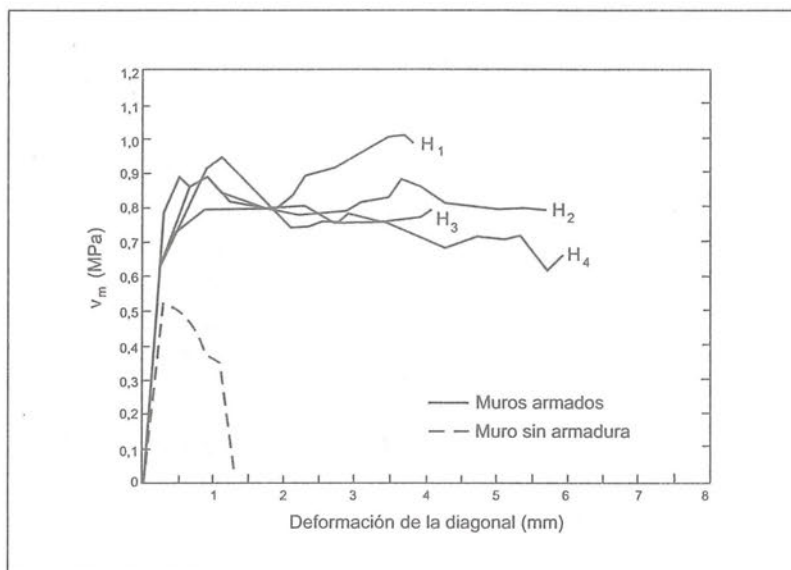
En la figura 10.14 se muestra el diagrama carga-deformación promedio para todos los muros ensayados. En él se puede apreciar lo siguiente:

10.13. Distribución de fuerzas en el ensayo ASTM E-72



10.14. Corte promedio vs. desplazamiento lateral y rotación para los muros ensayados en corte de acuerdo al ensayo de la norma ASTM E-72 [52]

- a. El agrietamiento inicial ocurre tanto en los muros sin armadura como en aquellos con armadura, prácticamente para el mismo esfuerzo y la misma rotación.
- b. La resistencia de los muros simples coincide con el agrietamiento inicial.



10.15. Corte promedio vs. deformación diagonal para muros de albañilería de unidades apiladas ensayados en compresión diagonal [66]

- c. La armadura provee a los muros resistencia más allá del agrietamiento inicial y considerable ductilidad.

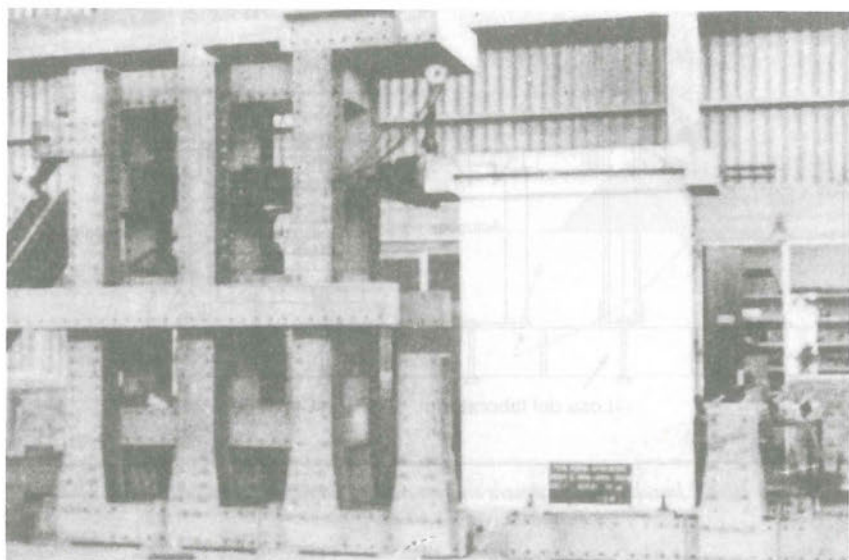
10.2.2.4. Muros en compresión diagonal (véase, para el detalle del ensayo, el acápite 9.7.2)

Gallegos [66] ensayó cinco muretes de 1,20 x 1,20 m y 12 cm de espesor de albañilería de unidades apiladas de sílice-cal con armadura y sin ella. La cuantía de acero vertical y horizontal, en los muros armados, fue 0,1%. En la figura 10.15 se muestra el diagrama esfuerzo-deformación para cada uno de los cinco muros. Se puede apreciar el aumento de resistencia y, sobre todo, de ductilidad provisto por la incorporación de acero.

10.2.3. Ensayos cíclicos

10.2.3.1. Objetivo

La propiedad más importante de los muros de albañilería en zonas sísmicas es su forma de respuesta a las acciones dinámicas una vez que han abandonado el rango elástico. El ensayo cíclico mediante el que se simula este tipo de acción



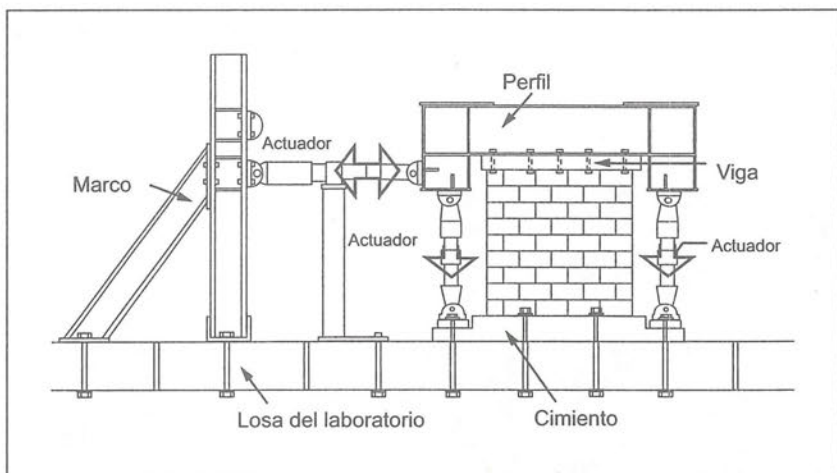
10.16. Mecano para el ensayo cíclico de un muro con carga coplanar, aplicada mediante deformación controlada, en el laboratorio de la Pontificia Universidad Católica del Perú.

requiere de complejo sistemas de carga, dado que esta debe aplicarse con deformación controlada (figura 10.16), y, normalmente, de equipos electrónicos para recoger la información. En la figura 10.17 se muestra la instalación típica para un ensayo con carga vertical de un muro en voladizo.

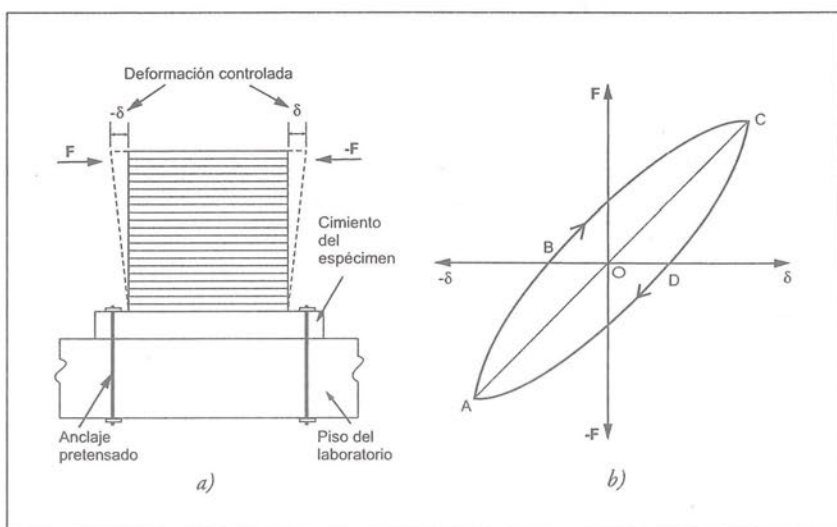
El objetivo del ensayo es determinar diversos parámetros asociados con el comportamiento cíclico en la etapa inelástica. Estos parámetros incluyen:

- a. La ductilidad disponible.
- b. La degradación de resistencia.
- c. La degradación de rigidez.
- d. El índice de disipación de energía.
- e. La forma de falla.

El proceso de carga (figura 10.18a) culmina en el diagrama de comportamiento histerético del muro ensayado, como el que se muestra en la figura 10.22, del cual pueden determinarse los parámetros antes mencionados. El elemento básico de este gráfico es el lazo histerético (figura 10.18b), el que adquiere, en el caso de muros de albañilería —debido tanto a la influencia de la deformación por corte como al deslizamiento entre hiladas—, las características de lazos apretados, de menor disipación de energía (figura 10.19), y de lazos inestables que señalan degradación de resistencia (para deformación constante) o de



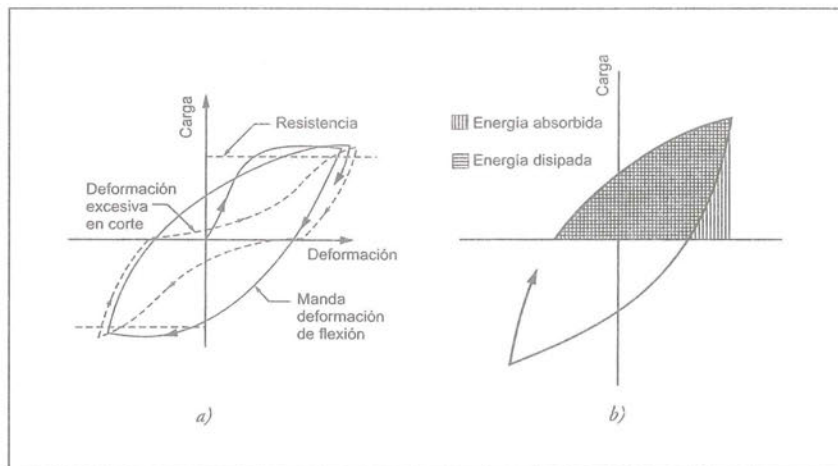
10.17. Instalación típica para ensayos cíclicos con deformación controlada.



10.18. Ensayo cíclico con muro en voladizo. a) Esquema. b) Lazo histerético.

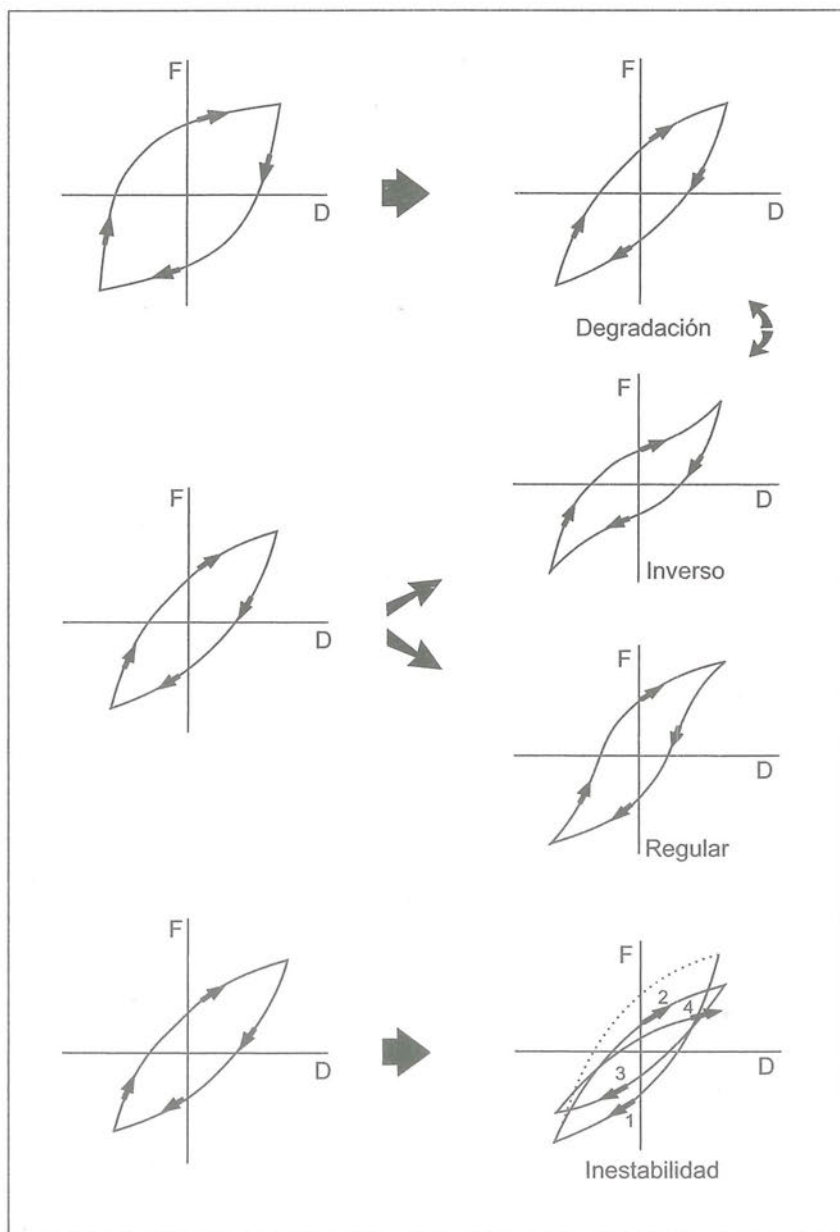
rigidez —para carga constante (figura 10.20)—, o de ambas simultáneamente. Una representación simplificada —pero muy útil— de estos ensayos son los diagramas esqueléticos de primer ciclo o de ciclos estables, como se muestra en la figura 10.26; estos se obtienen determinando la fuerza correspondiente a cada deformación.

En todo caso, el parámetro más significativo que se debe determinar mediante el ensayo cíclico es la ductilidad disponible del muro o del sistema de



10.19. Lazo histerético. a) Influencia del efecto del corte en la forma. b) Medida de la disipación de energía.

muros ensayados. Para apreciarlo es necesario entender claramente el comportamiento dinámico inelástico. Si bien todo el fenómeno sísmico es uno de transformación de energía —lo que demanda que las estructuras para resistir sismos severos sean capaces de absorber la energía sísmica—, es evidente que en el pasado ha habido un énfasis excesivo en interpretar esta competencia como equivalente a lograr estructuras que, sometidas al ensayo cíclico y en el rango inelástico, exhibieran lazos histeréticos llenos. Multitud de ensayos e investigaciones analíticas en diferentes materiales estructurales —incluyendo la albañilería— han demostrado que variaciones sustantivas en la forma de los lazos no tienen mayor influencia en la respuesta inelástica de una estructura sometida a una excitación sísmica severa. En otras palabras, los desplazamientos inelásticos demandados no serán significativamente distintos como consecuencia de lazos histeréticos de características sustantivamente diferentes, siempre y cuando las estructuras posean algún amortiguamiento viscoso y sean capaces de incrementarlo con amortiguamiento nacido de la disipación de energía histerética. Estas exigencias se cumplen en las estructuras que, además de tener resistencia lateral adecuada, generan lazos apretados durante el ciclaje inelástico —como es el caso de los muros de albañilería reforzada: armada o confinada—, ya que dichas estructuras posibilitan que la cantidad de energía que pueden disipar sea similar a la de un sistema elasto-plástico perfecto de referencia. Esto es así porque, a diferencia del sistema elasto-plástico perfecto, que solo disipa energía cuando alcanza su máxima resistencia, el sistema imperfecto y degradante lo hace —debido a su comportamiento no lineal temprano— desde los primeros ciclos, esto es, los que



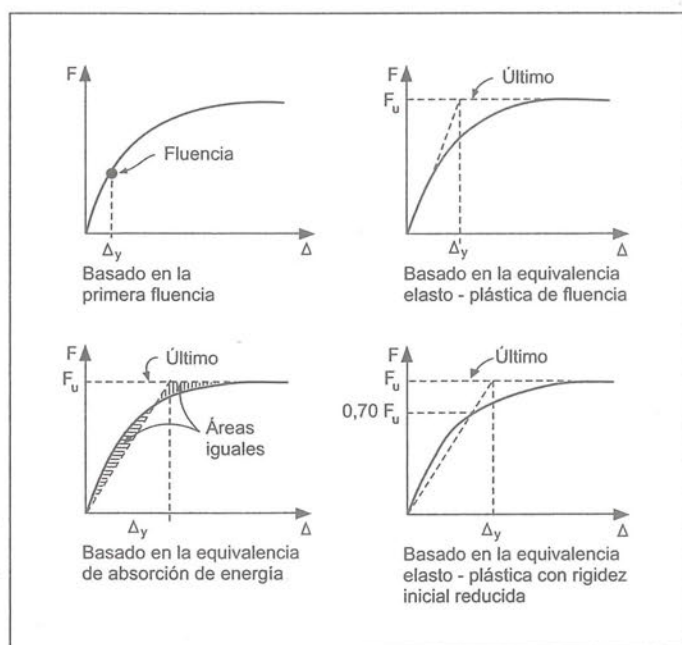
10.20. En el lado derecho de la figura se muestran las características de los lazos histeréticos usuales en muros de albañilería reforzada (armada o confinada).

ocurren inmediatamente después de lo que podría definirse como la primera fluencia. Esta, en el caso de la albañilería, se puede considerar que coincide con el agrietamiento que acompaña el fin del breve primer estado de comportamiento

elástico (véase, al respecto, el acápite 10.3.3). La conclusión es que lo que interesa cuantificar mediante el ensayo cíclico es la habilidad de la estructura para sufrir grandes amplitudes de deformación cíclica en el rango inelástico, sin reducción sustantiva de resistencia. A este valor de la habilidad estructural se le puede caracterizar perfectamente por la ductilidad de desplazamiento disponibles; su obtención es, entonces, el propósito principal de los ensayos cíclicos.

Para determinar la ductilidad de desplazamiento es necesario precisar previamente las deformaciones de fluencia y última. La primera tiene que ser definida teniendo en cuenta que en los muros de albañilería —a diferencia de lo que ocurre en las estructuras de acero— no existe un punto de fluencia definido y notorio (en el que la estructura pasa repentinamente de la linealidad perfecta a la plasticidad). Por ello la deformación de fluencia debe ser definida de una manera lógica aunque pueda ser arbitraria. Es usual, con este propósito, definir la ductilidad de desplazamiento como la equivalente de un sistema elasto-plástico de rigidez reducida (véase, al respecto, el acápite 10.2.3.2) cuando se alcanza una fuerza de 70% de la resistencia última en el diagrama esquelético de ciclos estables; a este nivel de fuerza se puede suponer que se igualan las áreas entre las curvas supuestas y real y que, como consecuencia, no se altera el balance de energía (figura 10.21).

Del mismo modo, la deformación última puede ser definida de manera arbitraria y utilizando el diagrama esquelético de ciclos estables y respetando la



10.21. Determinación de las condiciones de fluencia.

Nótese que las curvas representan el diagrama esquelético de ciclos estables.

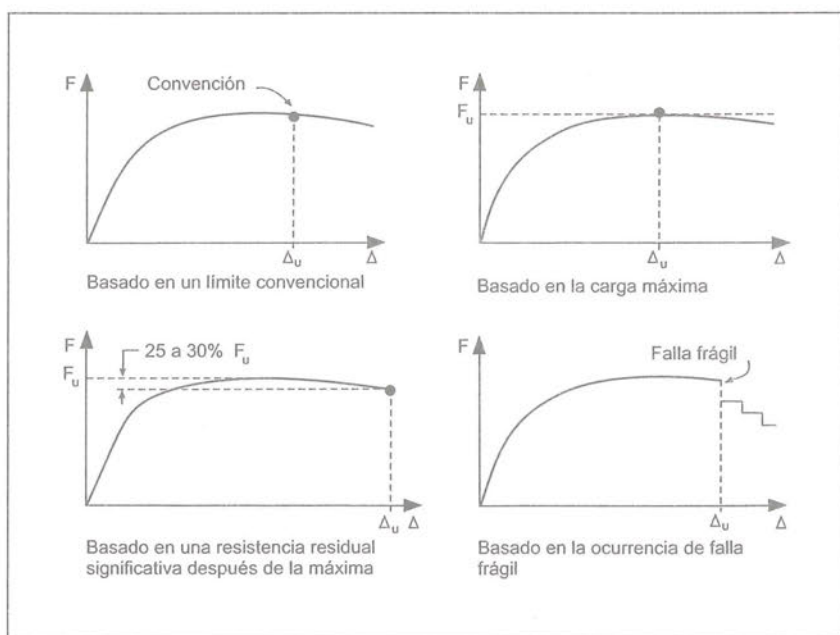
condición según la cual al alcanzar la deformación última la estructura no haya sufrido una pérdida considerable de resistencia con relación a la resistencia máxima. En este sentido, es usual considerar una pérdida de 30% de resistencia como aceptable y utilizar ese valor (véase, al respecto, el acápite 10.2.3.2) para definir la deformación última disponible (figura 10.22).

Debe notarse, sin embargo, que en los casos en que se tratan de limitar los daños, la deformación disponible puede fijarse en función del comportamiento de estructuras reales sometidas a sismos y de ensayos de muros a escala natural —limitando la rotación (o deriva) del muro (o del edificio)—, como se señala en el acápite 11.5.4 (figura 11.21).

Lo esencial, que debe inferirse del análisis precedente, es que los parámetros de control más efectivos para asegurar un correcto comportamiento sismo-resistente son: 1) la ductilidad de desplazamiento, y 2) la deformación máxima de la respuesta inelástica.

10.2.3.2. Metodología

Los ensayos cíclicos coplanares se han realizado utilizando una serie de formas de testigos, siguiendo diferentes criterios para la aplicación de cargas, una variedad de



10.22. Determinación de las condiciones últimas. Nótese que las curvas representan el diagrama esquelético de ciclos estables.

historias desplazamiento-tiempo y, luego, diferentes maneras de interpretación. Con el propósito de uniformar los ensayos se está proponiendo el siguiente procedimiento normalizado:

Etapas 1. Aplicar el primer ciclo de carga hasta un valor de carga equivalente a un tercio del valor estimado (F_m) de la resistencia máxima. Con este valor determinar la deformación (figura 10.23a)

Etapas 2. Efectuar el ensayo cíclico aplicando incrementos constantes, positivos y negativos, de deformación d . Para cada incremento de deformación aplicar el número de ciclos necesarios, hasta lograr la estabilidad de los ciclos histeréticos.

Etapas 3. Concluir el ensayo cuando la carga en un ciclo determinado alcanza como valor máximo estabilizado el equivalente al 70% de la carga máxima real alcanzada durante el ensayo (figura 10.23b).

Etapas 4. Determinar el diagrama carga vs. deformación unitaria de los ciclos estables. Fijar la deformación en fluencia δ_y y la deformación última disponible (δ_u), como se indica en la figura 10.23b. Esta determinación permite definir la ductilidad de desplazamiento máxima disponible de la relación;

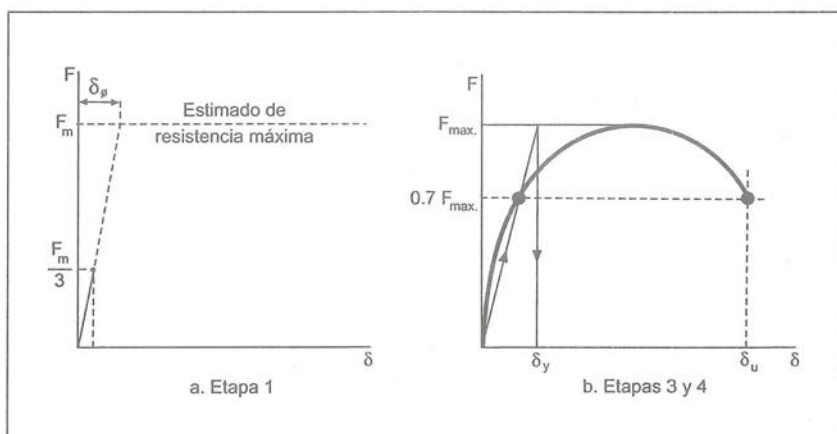
$$\mu = \frac{\delta_u}{\delta_y} \quad (10-1)$$

o de la ductilidad útil para un límite de rotación o deriva (deriva... ϕ = límite de rotación x altura del muro o altura de la edificación) prefijado:

$$\mu_\phi = \frac{\delta_\phi}{\delta_y} \quad (10-2)$$

Etapas 5. Finalmente, es posible determinar el factor de comportamiento (K) para el elemento a partir de la ecuación en la que m representa la ductilidad máxima o la ductilidad útil y K el factor de comportamiento consecuente.

$$K = (2\mu - 1)^{1/2} \quad (10-3)$$

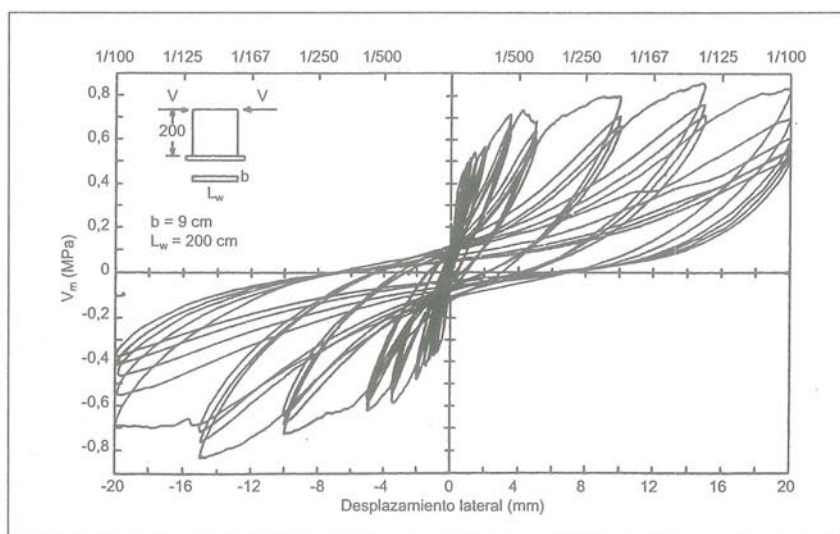


10.23. Metodología para el ensayo cíclico.

10.2.3.3. Ejemplos de ensayos típicos de muros rectangulares

10.2.3.3.1. Muro de albañilería armada de unidades asentadas [55]

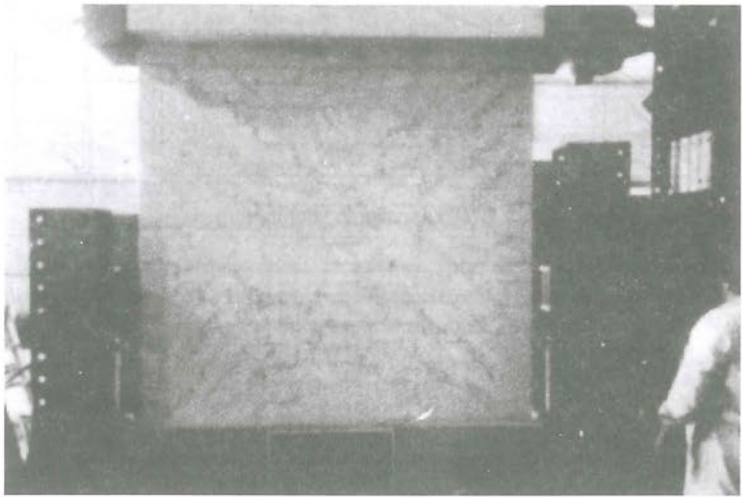
En la figura 10.24 se muestra el diagrama histerético correspondiente al ensayo cíclico representativo de un conjunto de muros de albañilería armada de ladrillos (con 25% de área alveolar), de esbeltez uno, con cuantías de acero 0,7% vertical y 0,1% horizontal, que ha fallado en corte-flexión. Se puede apreciar la gran degradación de resistencia y rigidez que ocurre a partir de una rotación de 1/150.



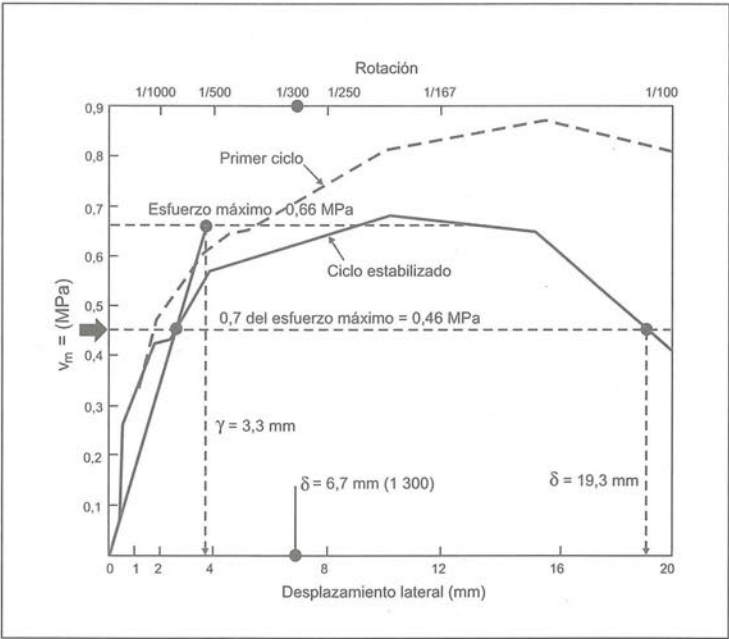
10.24. Diagrama histerético correspondiente al ensayo cíclico completo de un muro de albañilería armada [55].

En la figura 10.25 se muestra el agrietamiento en el muro para una rotación de 1/133.

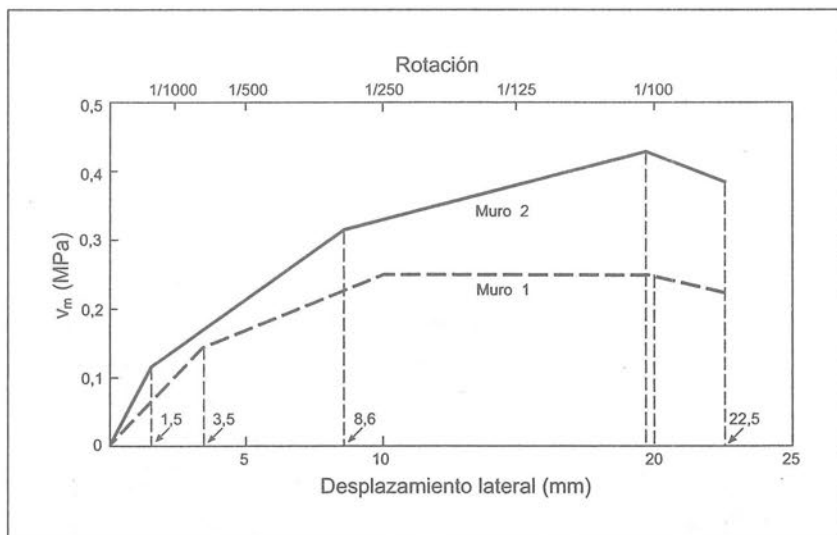
En la figura 10.26, finalmente, siguiendo la metodología señalada en el acápite 10.2.3.2, se ha determinado una ductilidad máxima de 4,9 y una ductilidad útil, para limitar los daños —correspondiente a una rotación de 1/300—, de 1,7. Los valores del coeficiente de comportamiento (K) son, respectivamente, 3 y 1,5.



10.25. Aspecto del muro de albañilería armada ensayada a una rotación de 1/133.



10.26. Esfuerzos de corte promedio vs. desplazamiento y rotación. Corresponde a los ciclos estables del ensayo cíclico mostrado en la figura 10.22.



10.27. Diagramas normalizados, esfuerzo de corte promedio vs. desplazamiento lateral y rotación para muros armados de unidades apiladas.

10.2.3.3.2. Muro de albañilería armada de unidades apiladas [191]

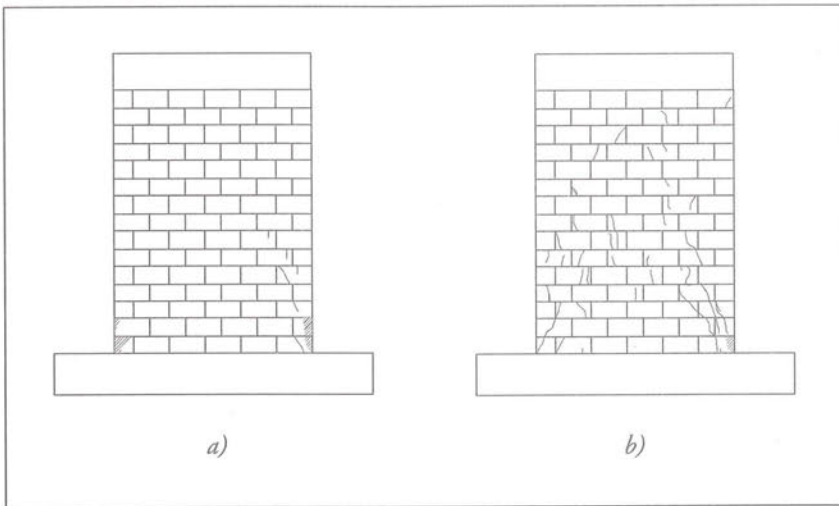
En la figura 10.27 se muestran los envolventes de ciclos estables de dos muros armados construidos con unidades apiladas de 12 cm de ancho. Ambos tenían una esbeltez $a=1,5$. El muro 1 fue armado con 0,21% de cuantía vertical y el muro 2 con 0,38%, mientras que la cuantía horizontal se mantuvo igual para ambos (0,1%). Se buscaba, como base del ensayo, que el muro 1 fallara en flexión y el 2 en corte. Esto efectivamente ocurrió en el ensayo, en valores muy cercanos a los predichos.

Las figuras 10.28 y 10.29 muestran, respectivamente, el aspecto del muro 1 al terminar el ensayo con una rotación de 1/90 y la rotura en compresión en el talón comprimido para el mismo muro.

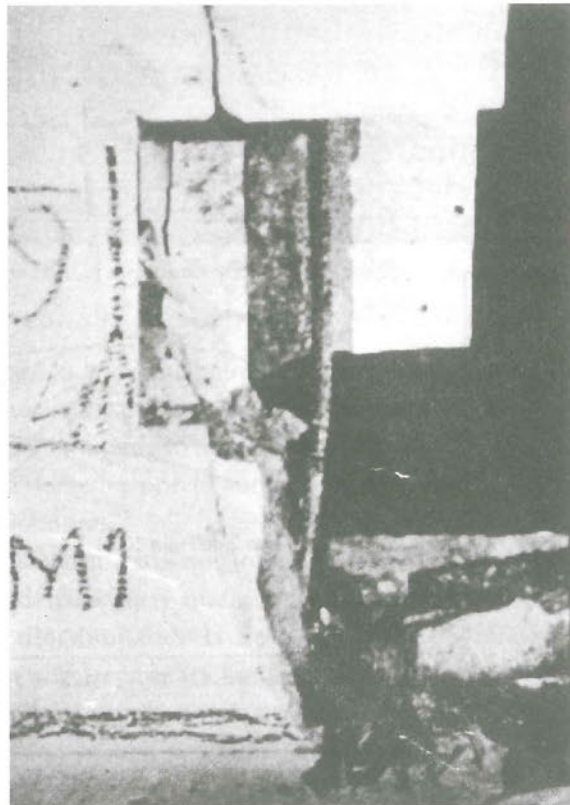
Recientemente se ensayaron cinco muros a carga cíclica con deformación controlada [243] cuyas características geométricas, de refuerzo y de carga vertical se muestran en la tabla 10.1

Se ensayaron muros con esbelteces de 1,6 y 1 con cargas verticales constantes equivalentes a 0,1 f'm y 0,15 f'm, es decir muros que corresponderían a edificios de entre 4 y 5 pisos. Los muros no tenían los talones reforzados.

De la comparación del comportamiento de los muros 1 y 2 de iguales características pero de distinta cuantía de refuerzo vertical se desprende que el mayor refuerzo vertical en el muro 2 no contribuyó en aumentar la resistencia, en



10.28. Esquemas de agrietamiento de los muros de albañilería armada de unidades apiladas ensayados a un nivel de rotación de $1/90$ [191]. a) Muro 1. b) Muro 2.



10.29. Falla en compresión por flexión de los talones del muro mostrado en la figura 10.28b [191]

TABLA 10.1.
Características de los muros ensayados y resultados de las pruebas

	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5
Esbeltez H/L	1,6	1,6	1,6	1,6	1,0
Cuantía horizontal %	1,38	1,38	3,33	1,38	1,38
Cuantía vertical %	1,66	0,299	0,299	0,299	0,104
P/A	0,1 f'm	0,1 f'm	0,1 f'm	0,15 f'm	0,1 f'm
Cortante Max. (Ton)	7,9	8,4	9,9	10,6	16,3
Deriva última δu (mm)	16,5	18,4	16,3	15,5	12,4
Deriva de la fluencia δy (mm)	4,8	7	5,5	4,1	2,6
Ductilidad útil *	3,4	2,6	3,0	3,8	4,8
Factor de comportamiento	2,4	2,0	2,2	2,6	2,9
Deriva última H/ δu	1/146	1/130	1/147	1/155	1/193
Deriva en la fluencia H/ δy	1/496	1/343	1/437	1/584	1/923

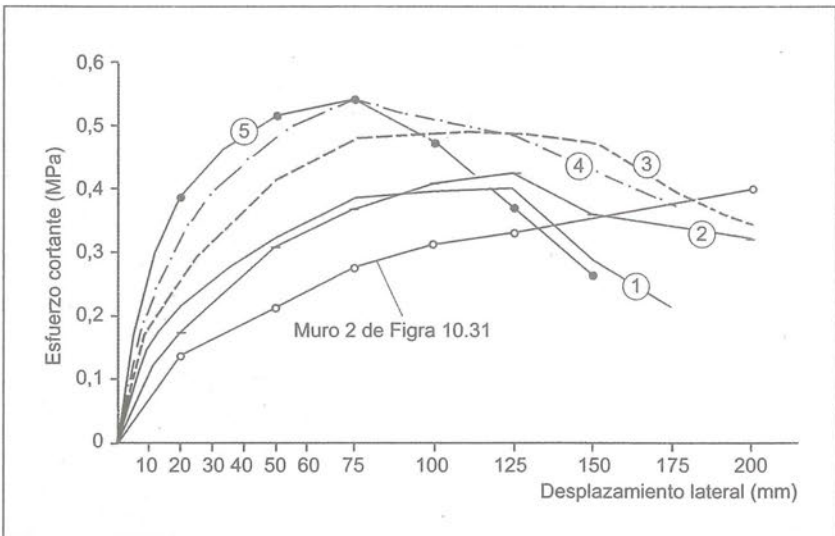
Donde:

A : Área sección bruta de la albañilería

P : Carga total sobre el muro

f'm : 100 kg/cm²

* Medida a una deriva de 1/200



10.30. Envolvente del ciclo estabilizado de desplazamiento lateral (mm) de los cinco muros.

cambio la mayor resistencia y ductilidad del muro 3 de debió a su mayor cuantía de refuerzo horizontal. La mayor carga axial en el muro 4 contribuyó a mejorar su rigidez inicial y su resistencia máxima, sin embargo, contribuyó también en la degradación temprana del talón comprimido. Los resultados demuestran que es la resistencia al corte la que controla la resistencia máxima y es la degradación del talón la que controla la ductilidad. En todos los casos los muros mostraron degradación temprana de su resistencia y rigidez asociadas a la falla del talón comprimido (véase la figura 10.31).



10.31. Estado final del muro para un desplazamiento de 17,35 mm (distorsión angular de 1/138)

En los muros de esbeltez 1,6 la degradación de resistencia asociada a la falla de talón comprimido se inició a derivas muy reducidas, del orden 1/180 (0,0056), aparentemente debido a problemas constructivos en el llenado de los alvéolos con concreto líquido probablemente por la congestión de refuerzo producida por el anclaje de la barra horizontal.

El resultado de estas pruebas muestra que los muros apilados sin refuerzo en los talones tienen ductilidad reducida y que por lo tanto debe controlarse la demanda estructural sobre ellos limitando la altura de los edificios a 3 niveles para asegurar que los muros sean reparables luego de un evento sísmico severo (tabla 10.1). El refuerzo de los talones, factible mediante zunchos de varillas delgadas dentro de los alvéolos, es una posibilidad que ha probado exitosa en mejorar la ductilidad como se ve en el acápite 10.2.3.3.4.

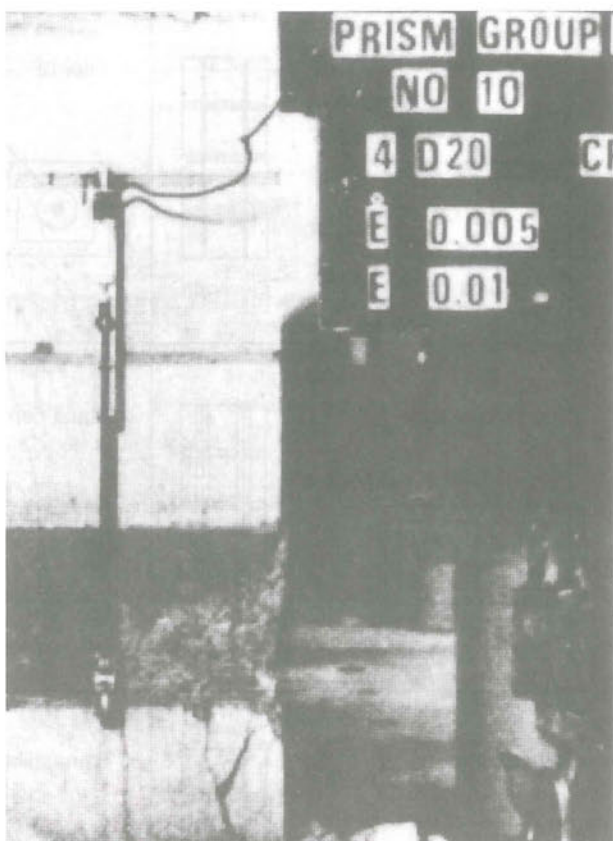
10.2.3.3.3. Muro de unidades asentadas con talones reforzados

El procedimiento usual en la técnica del concreto armado para aumentar la resistencia y la deformación última del concreto en compresión es estribarlo o, mejor aún, zuncharlo. Este refuerzo retrasa, y hasta impide, el agrietamiento transversal originado por la compresión. Tal como se ha tratado en el acápite 9.3.5.7, relativo a los materiales de junta, un procedimiento semejante y con los mismos fines es aplicable en el caso de la albañilería. Como, en general, la colocación de estribos o zunchos no es posible en la albañilería —salvo que se trate de la construcción con bloques de área alveolar considerable—, el procedimiento aplicado normalmente consiste en colocar planchas de acero delgadas en las hiladas. Estas planchas pueden ser de acero negro —en cuyo caso deberán quedar retiradas de la superficie del muro con el fin de que se les pueda proteger contra la corrosión— o, como se está empleando en Nueva Zelanda, de acero inoxidable. En las figuras 10.32 y 10.33 se puede apreciar la diferencia cualitativa del comportamiento entre prismas de bloques llenos con



10.32. Ensayos a compresión de prismas de bloques de concreto llenos con concreto líquido.

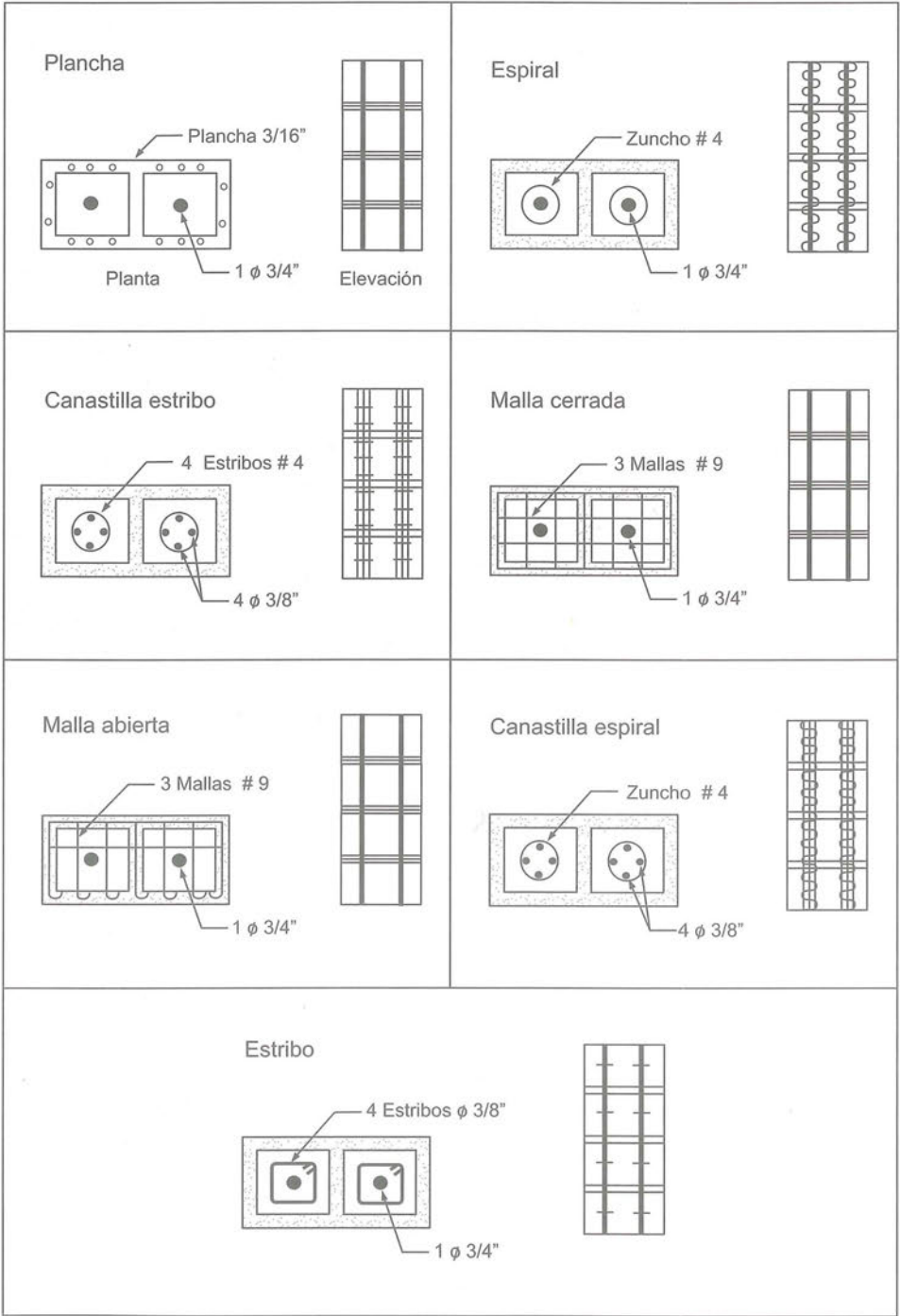
10.33. El mismo ensayo
mostrado en la figura 10.32 pero
en este caso se han colocado
planchas de acero inoxidable en
las juntas.



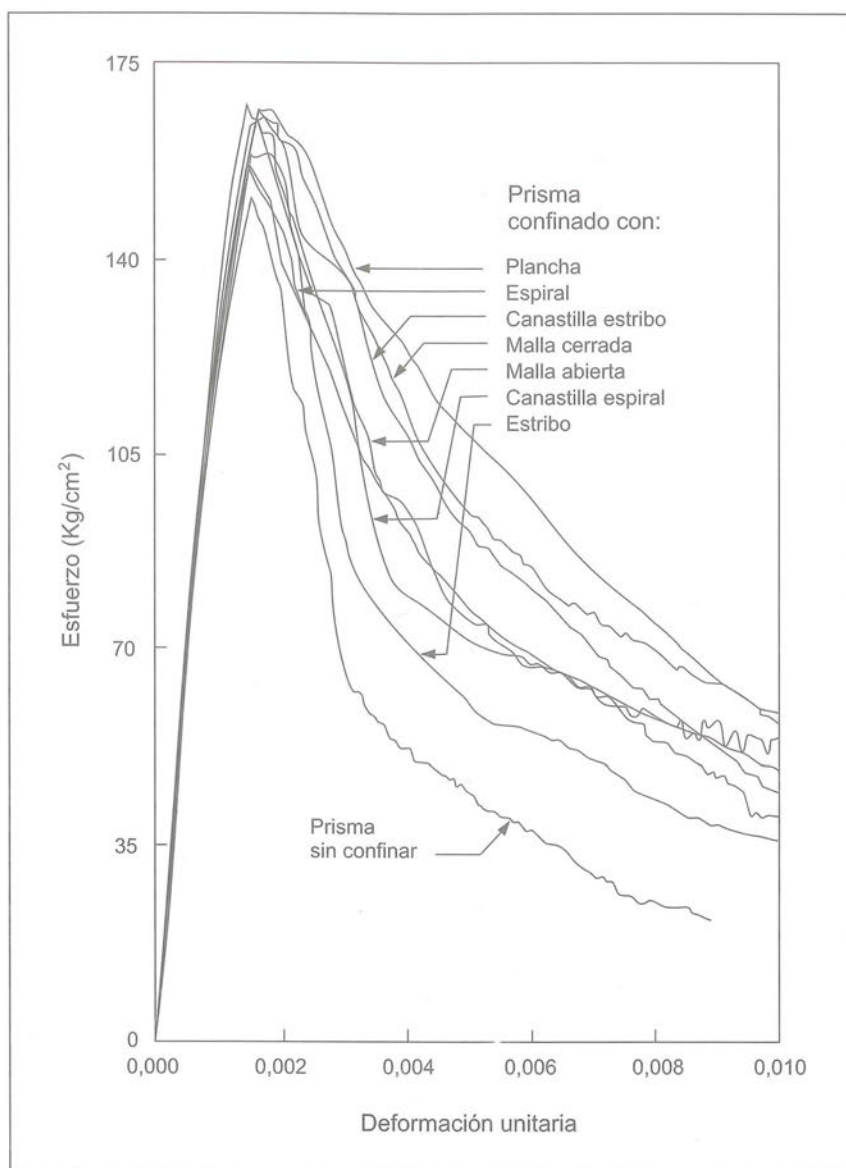
concreto líquido sin planchas de acero en las juntas y con planchas de acero en las juntas. Es notorio el mejor comportamiento —expresado por daños menos graves, más localizados y fácilmente reparables— de la albañilería con planchas. La medición cuantitativa señala mejoras en la resistencia a la compresión, en la deformación última y en la cantidad de energía necesaria para ocasionar la rotura.

Como consecuencia del éxito de este procedimiento Hart y otros [260], efectuaron ensayos de compresión en prismas de bloques llenos con concreto líquido incorporando diferentes tipos de refuerzo, como se aprecia en la figura 10.34. En la figura 10.35 se muestran las curvas carga-deformación correspondientes a dichos ensayos; ellas describen las diferencias cuantitativas de los comportamientos.

Sin embargo, el propósito fundamental de estos refuerzos transversales no es que la simple resistencia a compresión de los muros sea mayor; se trata, fundamentalmente, de mejorar el comportamiento dúctil de los muros sometidos a cargas coplanares. Tal como ya se ha establecido, la ductilidad de un muro es



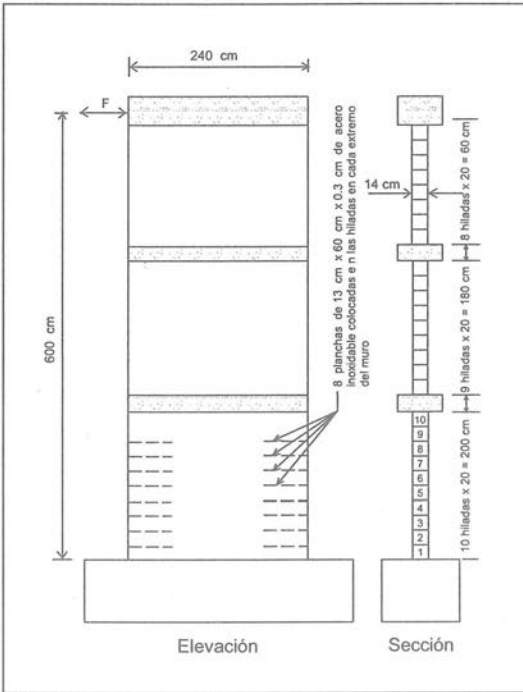
10.34. Diferentes tipos de refuerzo transversal en las juntas horizontales de la albañilería.



10.35. Resultados de ensayos de compresión (con deformación controlada) de prismas de bloques de concreto llenos con concreto líquido con los refuerzos transversales mostrados en la figura 10.34.

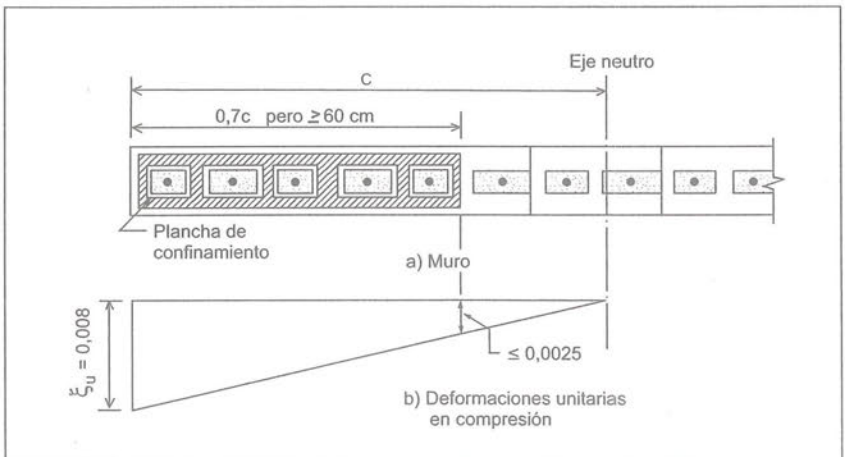
función de la capacidad de deformación de los talones —o zonas— comprimidos del mismo durante el ciclaje coplanar y, en medida menor, de la resistencia a compresión de la albañilería. Shing y otros [261], en una investigación complementaria a la llevada a cabo por Hart [260], encontraron que para los tres

tipos de confinamiento (veáse la figura 9.23) la deformación unitaria para diseño puede considerarse del orden de 0,005. Para evaluar la diferencia de comportamiento cíclico coplanar de muros sin y con refuerzo transversal en los talones, Priestley [146] efectuó el ensayo de muros a los que colocó planchas de acero inoxidable en las ubicaciones que se muestran en la figura 10.36, utilizando el criterio de la norma neozelandesa [131] que aparece en la figura 10.37.

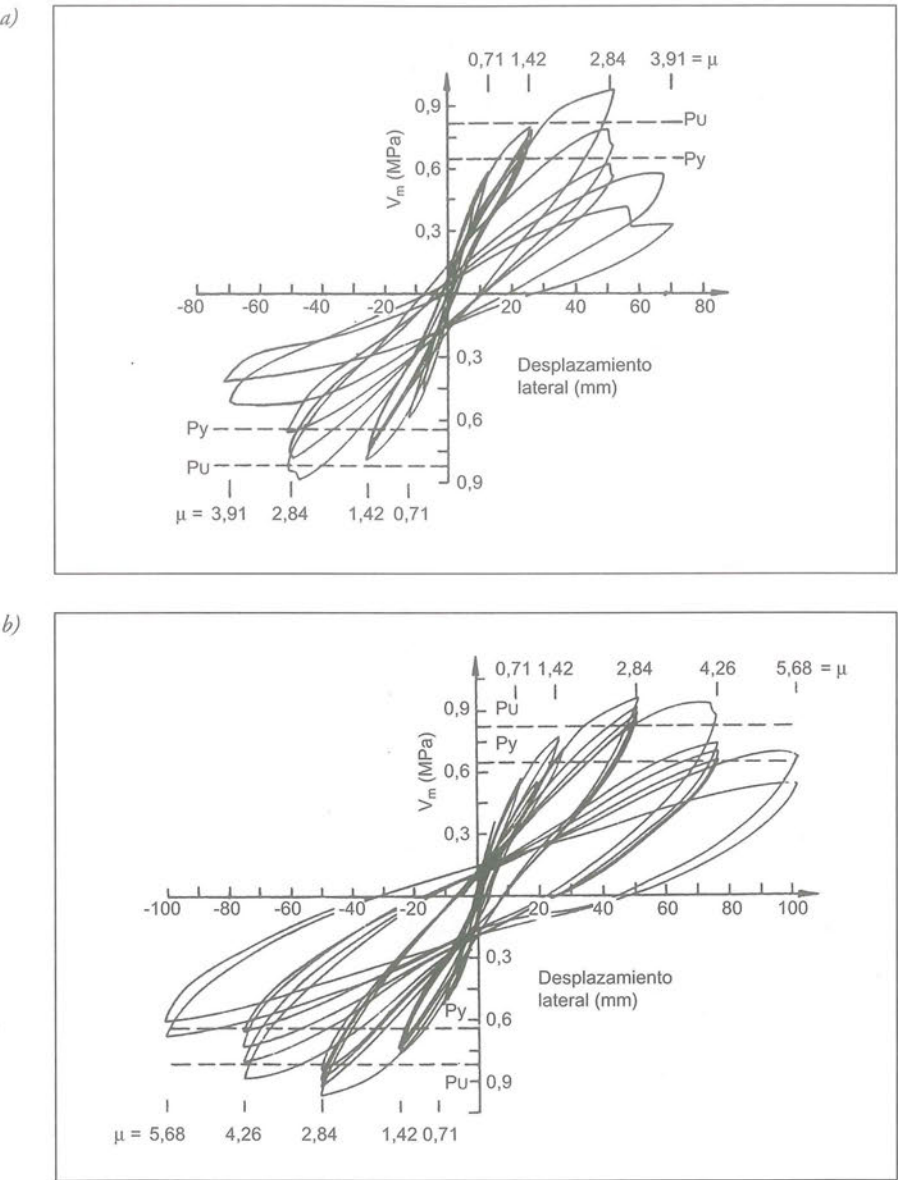


10.36. Esquema de los muros ensayados sin y con planchas de refuerzo transversal en los talones comprimidos [146]

10.37. Criterio de la norma neozelandesa [131] para la determinación del largo de las planchas de confinamiento usadas como refuerzo transversal en los talones comprimidos. Las planchas deben colocarse en ambos extremos de los muros de albañilería sometidos a cargas coplanares. El número de hiladas en que se coloca debe corresponder a la altura de la rótula plástica, cuya dimensión puede estimarse como igual a la mitad del largo del muro. El espesor de la plancha no requiere ser mayor de 2 o 3 mm.



En la figura 10.38 se muestra la diferencia de comportamiento histerético y de valor de ductilidad de desplazamiento de dichos muros de albañilería armada de bloques, ensayados con planchas de acero en las juntas en la zona de los talones comprimidos, frente a muros sin planchas de acero en las juntas. Ambos muros tenían una esbeltez de $a = 2,5$ ($H_t = 6,10$ m y $L_w = 2,40$ m), un espesor de



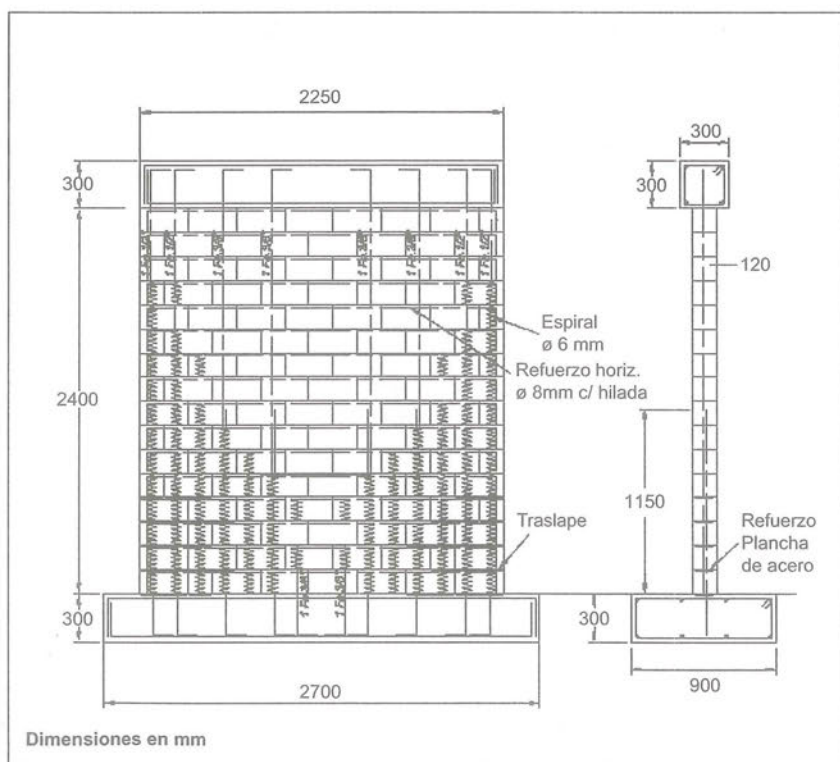
10.38. Ensayos cíclicos de muros armados [146]. a) Sin planchas de acero en los talones.
b) Con planchas de acero en los talones.

14 cm y fallaron en flexión. Las cuantías de acero —vertical 0,72% y horizontal 0,40%— reflejan un armado conservador en corte, provisto con el propósito de que la falla ocurra en flexión.

El mejor comportamiento de los muros con talones reforzados se pudo observar también en los ensayos realizados por San Bartolomé y otros

10.2.3.3.4. Ensayos de muros de albañilería armada apilada con talones reforzados [254]

Investigaciones recientes han demostrado que los talones de muros de albañilería apilada sí pueden ser reforzados y que dicho refuerzo mejora sustancialmente su comportamiento. El refuerzo consiste en zunchos colocados en los alvéolos de las unidades previamente a su apilado, es decir que la longitud de los zunchos es igual a la altura de la unidad, permitiendo su colocación en la planta de fabricación; adicionalmente se colocaron planchas delgadas en la hilada, adheridas con epoxi a la superficie inferior de las unidades (figura 9.25). Para el efecto se hicieron dos series de ensayos sobre muros de iguales características (figura 10.39):

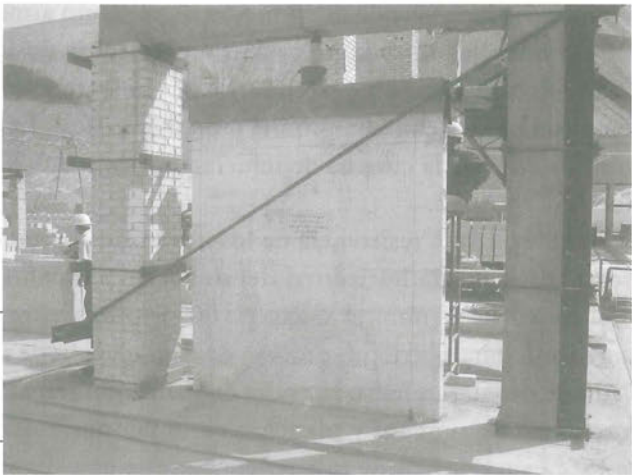


10.39. Características del muro ensayado [254]

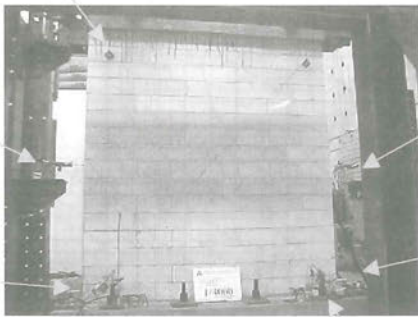
en la serie 1 se ensayaron dos muros a carga horizontal monotónica (figura 10.40) y en la serie 2 se ensayaron tres muros a deformación cíclica coplanar controlada (figura 10.41). Los muros fueron de las mismas características geométricas y de refuerzo horizontal y vertical.

10.40. Ensayo monotónico de un muro de albañilería armada con unidades de sílice-cal reforzadas con zunchos.

PRUEBA DE MURO
DE 2.25 X 2.40 ALT.
CON APILABLOCK DE 15
CON ESPIRAS



10.41. Ensayos a carga cíclica de muro de albañilería armada con unidades apilables de sílice-cal reforzadas en los talones, disposición del ensayo y ubicación de los sensores [254].

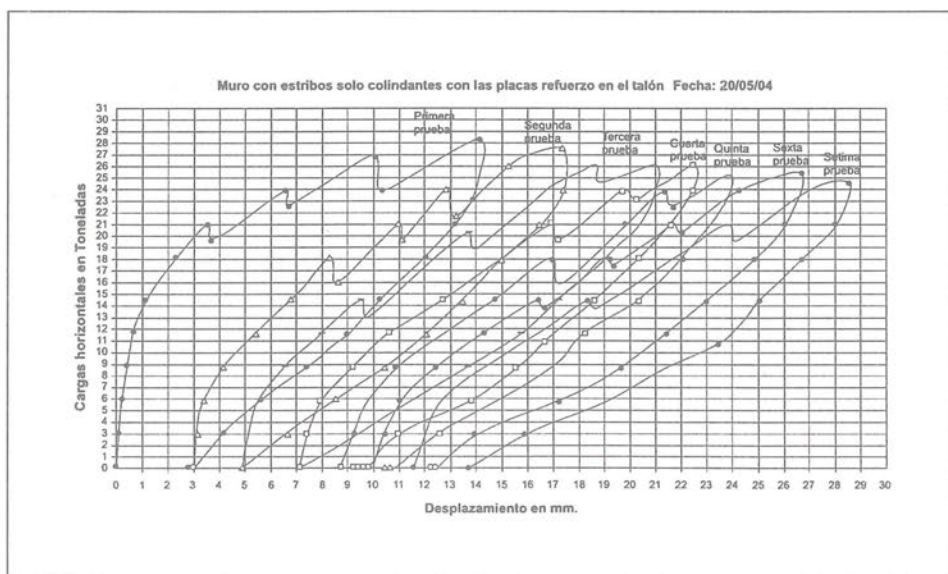


Para la serie 1 uno de los muros llevaba el refuerzo de zunchos discretos y las planchas pegadas con *epoxy*.

Para la serie 2, los tres muros llevaban el refuerzo de zunchos y planchas igual al muro 2 de la serie 1.

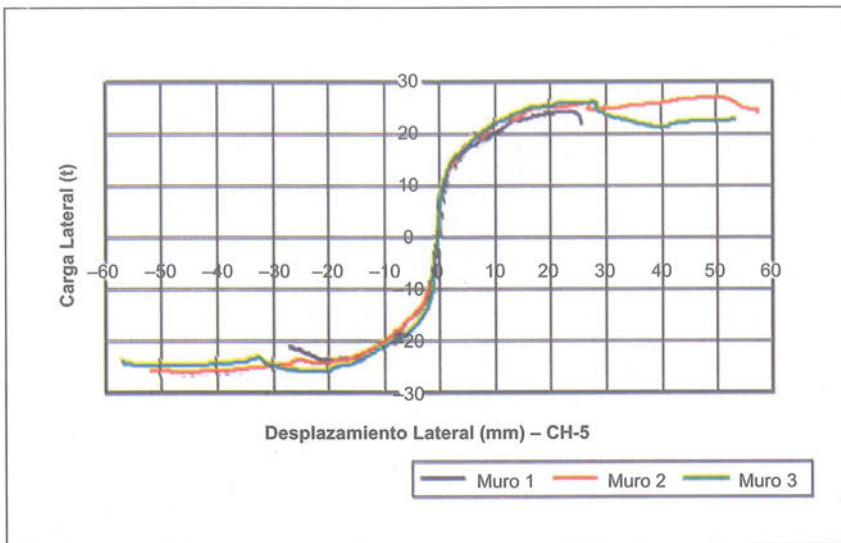
Todos los muros fueron de 2250 mm de largo, 2400 mm de alto y 150 mm de espesor con una viga de distribución de concreto armado de sección cuadrada de 300 mm de lado. Cada muro se cimentó sobre un cimiento de concreto armado anclado a losa de reacción. En el cimiento anclaron dowels de 115 cm de longitud para el empalme con el refuerzo vertical. La cuantía de refuerzo vertical fue 0,235% y la cuantía de refuerzo horizontal 0,222%. El acero de refuerzo fue ASTM A615.

En la serie 1, la resistencia de los dos muros hasta llegar a la carga máxima fue casi igual: fuerza horizontal del orden de 28t con un desplazamiento lateral del orden de 14mm, es decir 1/160. En los ciclos posteriores el muro sin refuerzo adicional sufrió un proceso de degradación de resistencia rápido acompañado de desplazamiento lateral y deformación remanente creciente. El muro con refuerzo de zunchos y planchas en los talones, toleró varios ciclos de carga y descarga sin pérdida de resistencia aunque con desplazamientos y deformaciones remanentes crecientes pero menores a las del muro sin refuerzo adicional, ver figura 10.42. El esfuerzo máximo de corte alcanzado por los muros fue del orden de 80 MPa



10.42. Gráfico carga horizontal-deformación de los muros.

El comportamiento de los tres muros de la serie 2 fue similar (figura 10.43), el menor desplazamiento lateral alcanzado por el muro 1 se debió a la inclinación fuera del plano que sufrido como consecuencia de la rotura de uno de sus cuatro ganchos de izaje durante su traslado hacia el aparato de prueba. La rigidez elástica promedio de los tres muros fue de 82.3t/cm y la carga horizontal máxima promedio de los tres muros fue de 26t, que corresponde a un esfuerzo a corte de 77 MPa. El desplazamiento máximo en el plano fue de 1/50 para los muros M 2 y M3 y para el muro M1 de 1/100. En la figura 10.44 se observa los gráficos histeréticos de los muros. El nivel de daños para diferentes distorsiones angulares se muestra en la figura 10.45.

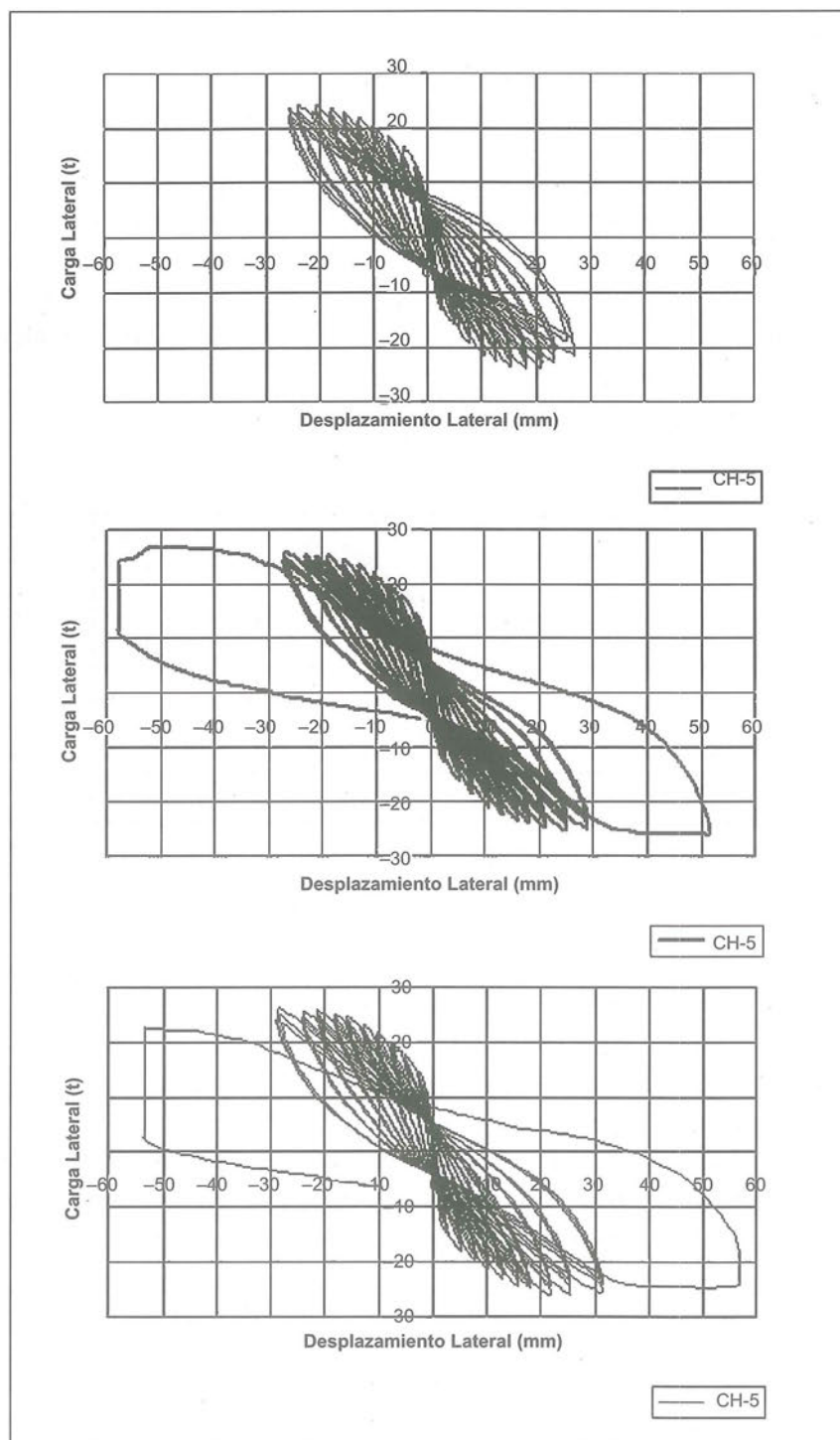


10.43. Superposición de envoltura del ciclo estabilizado de los tres muros.

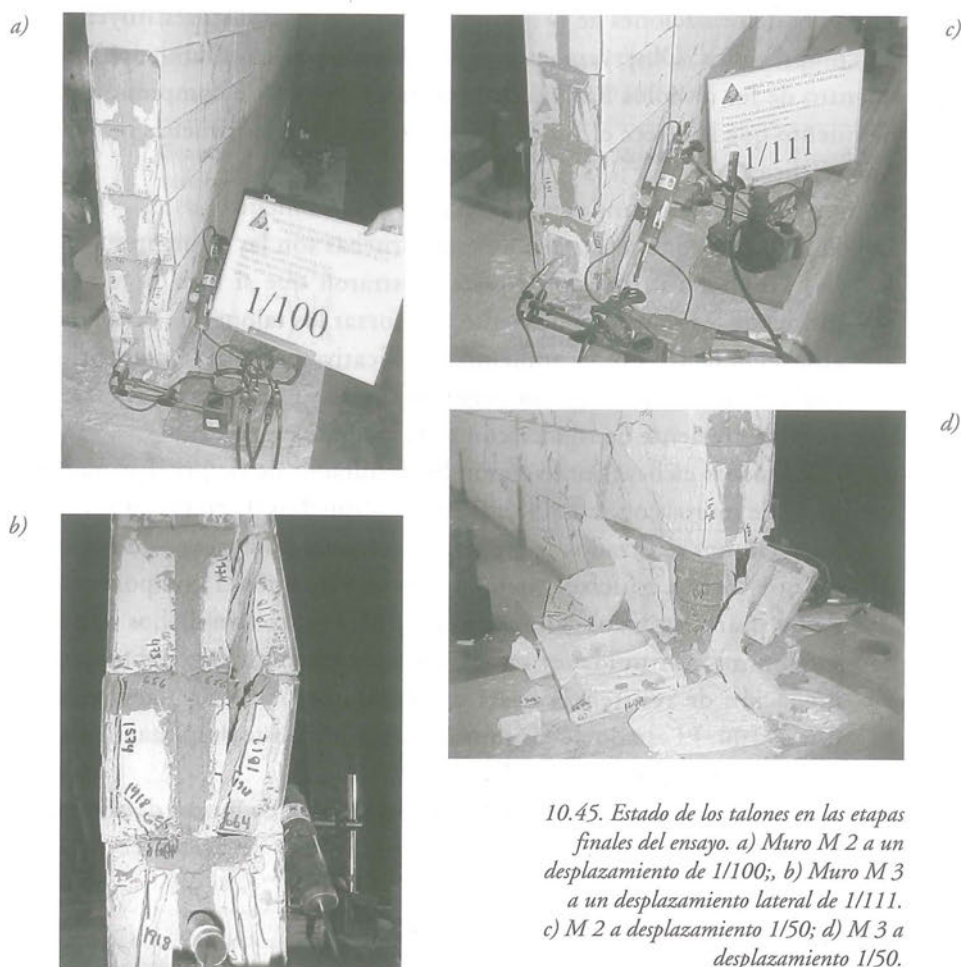
Los daños en los muros son relativamente menores; a una distorsión angular de 1/100 son totalmente reparables, es decir que se extiende sustancialmente la ductilidad útil que, de acuerdo a la NTE-070 [226], es calculada para un desplazamiento límite de 1/200 con el propósito de garantizar la reparabilidad del muro después de un evento sísmico severo. No ocurrió falla por deslizamiento del muro sobre su base ni en las hiladas.

Los ensayos monotónicos muestra buena correlación con los ensayos a deformación cíclica controlada.

El esfuerzo cortante máximo alcanzado en los muros con carga horizontal monotónica fue de 0,08 MPa en tanto que el valor promedio de los tres muros con carga cíclica fue de 0.7 MPa.



10.44. Curvas histeréticas de los muros sometidos a ciclos de deformación coplanar controlada [254].



10.45. Estado de los talones en las etapas finales del ensayo. a) Muro M 2 a un desplazamiento de 1/100; b) Muro M 3 a un desplazamiento lateral de 1/111. c) M 2 a desplazamiento 1/50; d) M 3 a desplazamiento 1/50.

A los muros se les aplicó una carga vertical equivalente a un refuerzo de compresión uniforme de $0.08 f'_m$

Los resultados demuestran el buen comportamiento de los muros y su capacidad de deformación en el rango inelástico que le permiten desarrollar ductilidades del orden de 8 para los muros M2 y M3 y del orden de 5 para el muro M1 con daños previos al ensayo. Dichas ductilidades, calculadas con la metodología descrita en 10.2.3.2, equivalen a factores de comportamiento del orden de 3,87 y 3,0 respectivamente, que son compatibles con los factores de comportamiento o de reducción de ductilidad requeridos en algunas normas para edificaciones de muros portantes de albañilería.

Los daños en los muros a una deformación 1/200 son relativamente pequeños lo que permite la reparación de éstos a bajo costo.

Aun para deformaciones de 1/100 los muros son reparables restituyendo los talones comprimidos. Obsérvese en la figura 10.45 que las columnetas de concreto dentro de los alvéolos han resistido bien las fuerzas de compresión por el confinamiento que le ofrece el zuncho de acero, tanto en las pruebas monotónicas como cíclicas.

En ninguno de los muros ocurrió falla por deslizamiento.

Las conclusiones que se extraen de estas pruebas son las siguientes:

1. Las pruebas a carga monotónica mostraron que si bien la resistencia última de los muros no aumentó al reforzar los talones, la capacidad de absorción de los muros aumentó significativamente al tolerar varios ciclos de carga y descarga sin degradación de su resistencia a pesar de la pérdida creciente de rigidez con cada ciclo de carga.
2. Las pruebas cíclicas confirmaron los resultados de las pruebas monotónicas de muros con refuerzo adicional —zunchos discretos en los alvéolos y talones reforzados con planchas pegadas con *epoxy*— demostrando que dichos refuerzos mejoran sustancialmente el comportamiento de los muros apilados con relación al de los muros sin dichos refuerzos.
3. Los muros con unidades reforzadas mostraron ciclos estables sin degradación de resistencia hasta desplazamientos en su plano mayores que 1/100. El estado de los muros ensayados a este desplazamiento podía calificarse como reparable.
4. El refuerzo de los muros hace factible el empleo de muros de albañilería apilable para edificios de hasta 6 pisos sin uso de muros de concreto complementarios.

10.2.3.3.5. Ensayos generales de muros de albañilería armada [197][232][245][246]

En las tablas 10.2 y 10.3 se muestran los resultados de los ensayos de carga lateral cíclica realizados por Shing y otros en muros armados de albañilerías de bloques de concreto y de ladrillos de arcilla. Los ensayos tenían como propósito obtener información para elaborar fórmulas reglamentarias destinadas al diseño de muros de albañilería armada sometidos a cargas coplanares y, como consecuencia, se realizaron empleando dos variables fundamentales: cuantía de acero y compresión vertical. Por ello, se les puede considerar como ensayos generales.

Los testigos fueron veintidós muros: dieciséis de ellos con bloques de concreto y seis con ladrillos de arcilla.

Tanto los bloques como los ladrillos tenían alvéolos y canales para recibir la armadura y luego el concreto líquido. El muro típico era de 1,83 m de altura, 1,83 m de largo y 14 cm de espesor. Todos los muros presentaban armadura

TABLA 10.2.

Resultados de los ensayos realizados por Shing y otros [196] en muros de albañilería de bloques de concreto (140 X 190 X 390 mm)

Muro	Cuantía vertical (%)	Cuantía horizontal (%)	Esfuerzo de compresión axial (MPa)	Forma de falla	Resistencia última (MPa)	Ductilidad	
						(a)	(b)
6	0,38	0,14	0	Mixta	0,9	18	
10	0,38	0,14	0,07	Mixta	1,2	11	
9	0,38	0,14	1,9	Corte	1,7	7	
8	0,38	0,24	0	Flexión	0,9	11	
12	0,38	0,24	0,7	Flexión	1,2	16	5
1	0,38	0,24	1,4	Flexión	1,5	9	
2	0,38	0,24	1,9	Flexión	1,7	11	
14	0,54	0,14	1,9	Corte	2,0	6	
15	0,54	0,24	0,7	Mixta	1,6	14	4
13	0,54	0,24	1,9	Corte	2,0	6	
4	0,74	0,14	0	Corte	1,5	5	
5	0,74	0,14	0,7	Corte	1,6	4	
7	0,74	0,14	1,4	Corte	1,7	6	
3	0,74	0,14	1,9	Corte	1,8	6	2
11	0,74	0,24	0	Corte	1,7	5	
16	0,74	0,24	1,9	Corte	2,1	6	2

(a) Valor de la ductilidad de desplazamiento medida por los autores a una carga de 50% de la resistencia última.

(b) Valor de la ductilidad de desplazamiento para una deriva de 1/200 de la altura.

vertical y horizontal —con las cuantías de acero mostradas en las tablas— uniformemente distribuidas en el largo y alto respectivamente. La armadura horizontal tenía ganchos de 180° alrededor de la barra extrema vertical, y las barras verticales terminaban todas en gancho a 90°. La resistencia de los bloques de concreto era de 17 MPa, y la de los ladrillos de arcilla de 46 MPa, medidas ambas sobre el área neta. La resistencia-promedio del concreto líquido —con el cual se llenaron íntegramente los alvéolos y canales— era de 28 MPa. Finalmente, la resistencia de los prismas fue de 21 MPa para la albañilería de bloques de concreto y de 27 MPa para la albañilería de ladrillos de arcilla. Los especímenes fueron ensayados con cargas de compresión variable, tal como se muestra en las tablas.

TABLA 10.3.
Resultados de los ensayos realizados por Shing y otros [197] en muros de albañilería con ladrillos huecos de arcilla (140 X 90 X 390 mm)

Muro	Cuantía vertical (%)	Cuantía horizontal (%)	Esfuerzo de compresión axial (MPa)	Forma de falla	Resistencia última (Mpa)
17	0,40	0,26	1,9	Flexión	1,7
18	0,40	0,26	1,9	Flexión	1,6
19	0,40	0,26	1,9	Flexión	1,9
20	0,40	0,26	1,9	Flexión	1,9
20	0,56	0,14	0,7	Corte	1,7
21	0,56	0,14	1,9	Corte	1,8

Las conclusiones de estos ensayos son las siguientes:

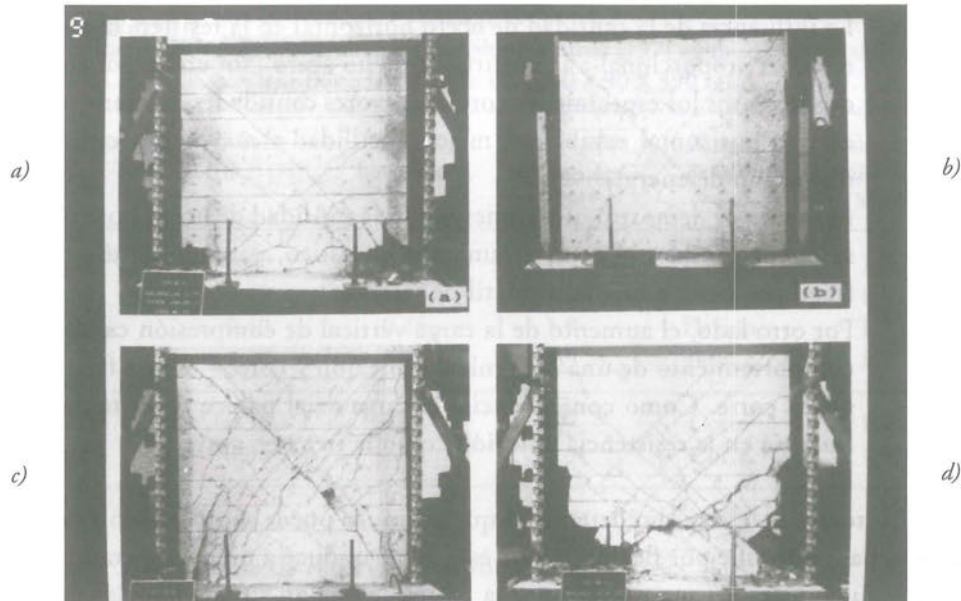
- a. Todos los muros demostraron poseer ductilidad y capacidad de disipación de energía al ser sometidos a los ensayos cíclicos con deformación controlada y ser, como consecuencia, adecuados para su uso en estructuras sismo-resistentes siempre y cuando se refuercen con criterios adecuados.
- b. Particularmente, y de manera similar a lo observado en otros ensayos, los especímenes que fallaron en flexión exhibieron mayor ductilidad que aquellos en los que dominaba el agrietamiento por tracción diagonal.
- c. Sin embargo, la ductilidad por flexión puede reducirse significativamente cuando la carga axial es elevada; esto es así por el severo agrietamiento que ocurre en los talones comprimidos.
- d. Lo anterior conduce a recomendar la utilización de confinamientos —planchas, mallas o zunchos— en los talones comprimidos.
- e. El comportamiento más frágil por corte es indeseable y difícil de analizar.
- f. En este aspecto se confirmó: 1) que la primera grieta depende prioritariamente de la resistencia a la tracción de la albañilería y de la carga axial aplicada, y no de la cantidad de refuerzo horizontal presente, y 2) que después del agrietamiento la resistencia al corte depende tanto de la cantidad de armadura horizontal como vertical.
- g. Los especímenes que fallaron en corte, y que tenían cantidades reducidas de acero vertical, fallaron casi inmediatamente después de que ocurrió la primera grieta diagonal importante, mientras que los que tenían más acero vertical admitieron hasta un 20% más de carga.

- h. La influencia de la cantidad de acero horizontal en la resistencia al corte no es proporcional a la cuantía de dicho acero. Sin embargo, en todos los casos los especímenes con las mayores cantidades de acero vertical y/u horizontal exhibieron mejor ductilidad y mayor capacidad de disipación de energía.
- i. Más aún, se demostró que aumentando la cantidad de acero horizontal se puede cambiar el comportamiento inelástico, pasando de una falla frágil por corte a una falla dúctil por flexión.
- j. Por otro lado, el aumento de la carga vertical de compresión cambia el comportamiento de una falla mixta —flexión y corte— a una falla frágil en corte. Como consecuencia, la carga axial parece tener tanta influencia en la resistencia a flexión como la tiene en corte.

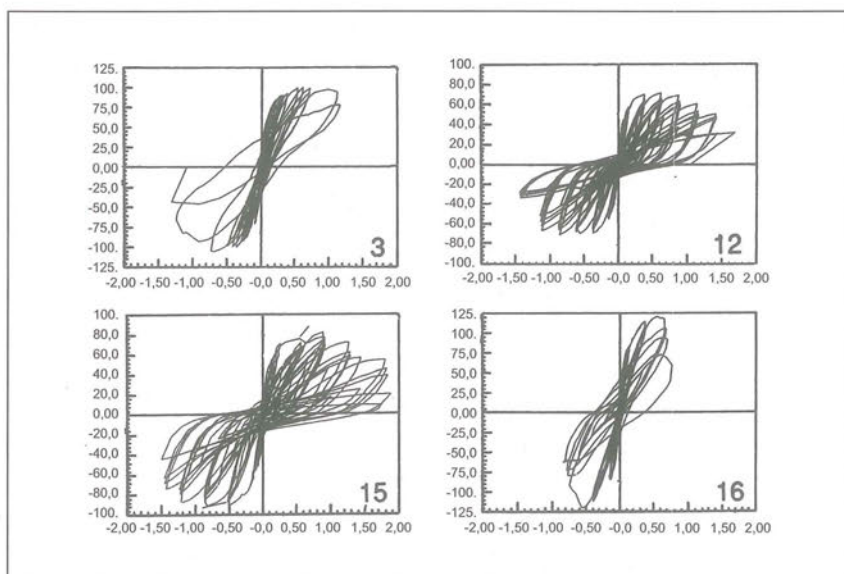
En resumen, el estudio determinó que un muro puede ser diseñado y construido para que falle por flexión, y que esta falla conduce a un comportamiento dúctil que puede ser cuantificado por la teoría de flexión simple basada en que las secciones planas permanecen planas. Adicionalmente, el estudio nos muestra que se puede asegurar este comportamiento dúctil con cuantías adecuadas de acero horizontal y, en el caso de compresiones axiales elevadas, confinando los talones comprimidos. Sobre la base de estas observaciones —de las que se deduce que tan importante como el nivel de resistencia es la forma de comportamiento plástico y su ductilidad—, resulta obvio que los procedimientos de diseños de muros utilizando el método de esfuerzos (admisibles) —que solo pueden controlar niveles resistentes— son inválidos, y no necesariamente conservadores, mientras que los procedimientos por métodos de resistencia (última) conducen, cuando son correctamente aplicados, a un control adecuado del comportamiento integral de los muros.

En la figura 10.46 se muestra el estado final de muros de comportamiento típico —fallas en flexión, en corte y mixta (en flexión y corte)—, y en la figura 10.47 los diagramas histeréticos de los mismos muros. Si se observa en la tabla 10.1 las ductilidades (evaluadas por Shing y otros para una resistencia residual de 50% de la máxima), se puede juzgar que estas son, en todos los casos, muy satisfactorias.

Sin embargo, el nivel de daños asociados a esas ductilidades excede la posibilidad de reparación. Es esta condición —la de reparabilidad— la que limita las ductilidades disponibles en los muros de albañilería; el valor de la ductilidad controlada por reparabilidad —con una deriva del 1/200 de la altura— se indica en la misma tabla 10.2 para los muros mostrados en las figuras 10.46 y 10.47.



10.46. Ensayos de Shing y otros [196] [197]. Muros después de la prueba: a) muro 12, falla en flexión; b) muro 3, falla en corte; c) muro 16, falla en corte, y d) muro 15, falla mixta en flexión y corte.

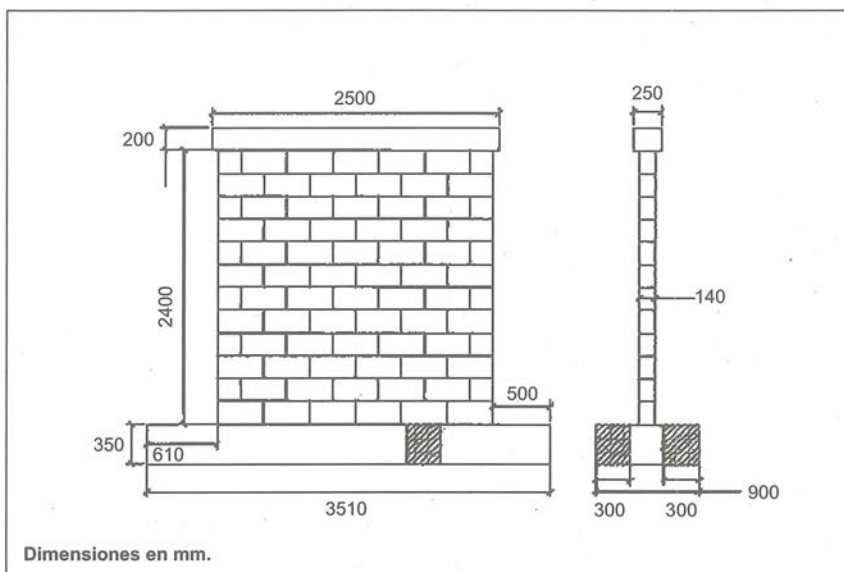


10.47. Ensayos de Shing y otros [196] [197]. Diagramas histeréticos de los ensayos cíclicos completos de los muros 12, 3, 16 y 15. En las abscisas se señalan los desplazamientos en pulgadas (1 pulgada=25,4 mm) y en las ordenadas las fuerzas en kips (para convertir a esfuerzo en MPa multiplicar por 0,118; es decir, la fuerza de 100 kips equivale a 1,8 MPa).

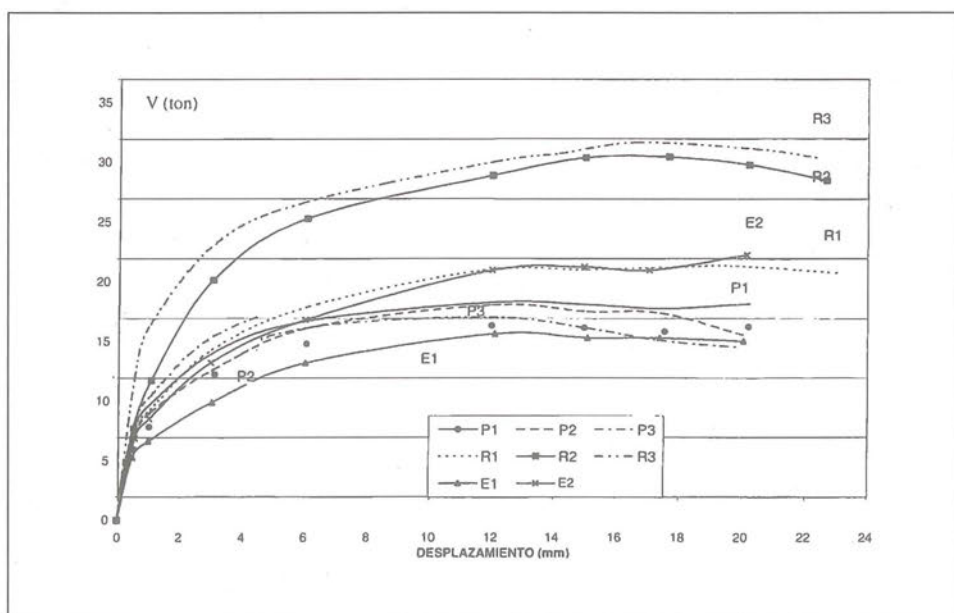
Las conclusiones de los ensayos de Shing fueron corroboradas en los ensayos realizados por Ibrahim y Suter [246], quienes observaron que el comportamiento a corte de los muros de albañilería armada dependen de mecanismos muy complejos como son el de puntal de compresión, de las fuerzas de trabazón del agregado, del incremento de la carga vertical y de la resistencia del refuerzo horizontal. Independiente de la longitud del muro y de su carga axial, las primeras fisuras diagonales principales ocurrieron al mismo desplazamiento lateral. Por otro lado, el comportamiento luego de la fisuración dependió principalmente de la cuantía del refuerzo horizontal y vertical y del nivel de carga axial ya que la resistencia a carga lateral aumentó significativamente al aumentar la carga axial. En los ensayos se observó ligero deslizamiento en la base de los muros con deformaciones del orden del 4% de la deformación total. En resumen, estos ensayos demostraron la marcada influencia que tiene la relación de aspecto, la cantidad de refuerzo vertical y la carga axial en el comportamiento de muros sujetos a fuerzas laterales. Estos ensayos se usaron también para verificar, calibrar y mejorar los modelos con elementos finitos.

San Bartolomé y otros, ensayaron ocho muros de albañilería armada contruidos con bloques de concreto [232] con el propósito de estudiar la influencia de diversas variables. Las características de los muros se muestran en la figura 10.48 y en la tabla 10.4. Los muros fueron sometidos a carga cíclica con desplazamiento controlado. El resultado de los ensayos se muestra en la tabla 10.5 y en el gráfico envolvente de fuerza horizontal-desplazamiento de la figura 10.49. Las principales conclusiones fueron:

1. Todos los muros con relleno total presentaron falla por deslizamiento en la base del muro. La falla se presentó como una derivación de la falla por flexión en las primeras hiladas de los muros. La falla por deslizamiento distorsiona el comportamiento del muro, recorta su comportamiento inelástico, hace ineficaz al refuerzo horizontal.
2. Los muros con relleno parcial fallaron por corte y las escalerillas electrosoldadas mostraron buen comportamiento.
3. El uso de planchas en los talones del muro R3 retardó la aparición de grietas en esta zona por flexocompresión, sin producirse la trituration del bloque.
4. El agrietamiento diagonal en los muros parcialmente rellenos se produjo para una deriva de $1/740$, sin que ocurra una degradación significativa de su resistencia, debido al trabajo inmediato del refuerzo horizontal. En los muros con relleno total el agrietamiento diagonal se produjo para derivas comprendidas entre $1/400$ y $1/200$; era de esperarse que se



10.48. Características de los muros.

10-49. Envolvente V vs. Do

produjera a menores derivas (del orden de $1/800$), pero esto no ocurrió debido a que las grietas por flexión (en las primeras hiladas) degeneraron en el deslizamiento del muro.

TABLA 10.4.
Muros con relleno total

Muro	Carga Vertical (ton)	Refuerzo horizontal
P1	0	1Ø3/8" cada 2 hiladas (cuantía = 0,127%)
P2	0	1Ø3/8" cada hilada (cuantía = 0,254%)
P3	0	1Ø1/2" cada hilada (cuantía = 0,461%)
R1	11	1Ø3/8" cada hilada (cuantía = 0,254%)
R2	30	1Ø3/8" cada hilada (cuantía = 0,254%)
R3	30	1Ø3/8" cada hilada (cuantía = 0,254%)
E1	0	2Ø1/4" cada 2 hiladas (cuantía = 0,115%)
E2	11	2Ø1/4" cada hilada (cuantía = 0,230%)

TABLA 10.5.
Resultados del ensayo de carga lateral cíclica

MURO	Rigidez Ko (ton/mm)	Primera fisura		Agrietamiento diagonal		Carga máxima		Tipo de Falla	
		V (ton)	Fase	V (ton)	Fase	V (ton)	Fase	Experimental	Teórica
P1	14,6	6,05	2	15,23	4	16,33	5	Deslizamiento	Flexión
P2	12,8	5,50	2	16,06	5	16,12	5	Deslizamiento	Flexión
P3	15,6	6,50	2	17,8	5	17,05	5	Deslizamiento	Flexión
R1	15,8	5,12	1	20,98	5	21,36	8	Deslizamiento	Flexión
R2	16,4	8,56	1	28,99	5	30,45	8	Deslizamiento	Flexión
R3	16,4	15,13	2	31,36	5	31,66	7	Deslizamiento	Flexión
E1	8,5	2,99	1	10,91	3	15,64	5	Corte	Corte
E2	13,3	6,43	2	14,67	4	22,25	8	Corte	Flexión

- En igualdad de cuantía del refuerzo horizontal y bajo la misma carga vertical, los muros con relleno parcial fallaron por corte y admitieron cargas máximas similares a los muros totalmente rellenos (E1 vs. P1 y E2 vs. R1), debido a que los muros totalmente rellenos fallaron por deslizamiento.

Con el propósito de desarrollar procedimientos constructivos que permitan controlar la falla de deslizamiento observada en la serie de ensayos [232], San Bartolomé y otros [244] han realizado ensayos cíclicos, a deformación lateral controlada en el plano, de cinco muros de albañilería armada asentada construidos

con bloques de concreto de dimensiones nominales $200 \times 200 \times 400$. Estas investigaciones se consideran importantes porque la falla por deslizamiento reduce drásticamente la respuesta inelástica de los muros y les produce inestabilidad. La falla por deslizamiento, ya referida en investigaciones [232][246] de muros a carga horizontal coplanar, se inicia por el corrimiento hacia el interior de la fisura por flexión en los extremos del muro por el efecto de balanceo cíclico del muro. Los muros fueron ensayados sin carga vertical; sus características comunes se muestran en la figura 10.50. Las variables principales fueron las características del refuerzo vertical —con traslape o sin él en su arranque—, la adición de espigas en la parte baja del muro, el tratamiento de la junta de la primera hilada y las características del concreto líquido, (véanse la tabla 10.6 y la figura 10.51).

Las principales conclusiones a las que se llegó fueron las siguientes:

1. Las variables que más influencia tuvieron en el ensayos son las referidas al traslape de la armadura vertical y al refuerzo adicional por deslizamiento.



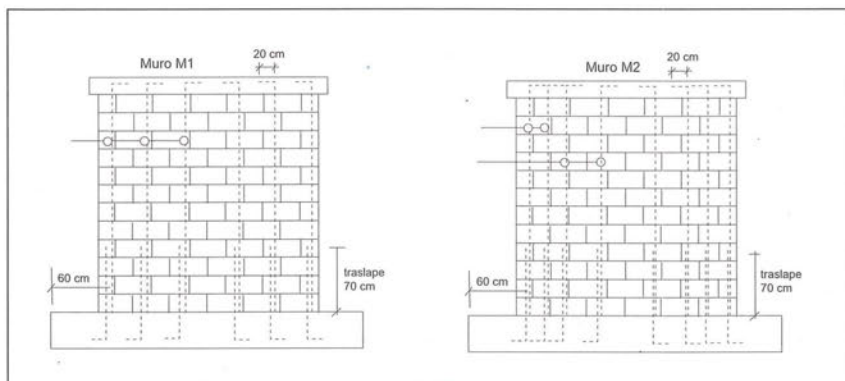
10.50. Trituración del talón, nótese el pando del refuerzo vertical [244].

TABLA 10.6.
Matriz de variantes

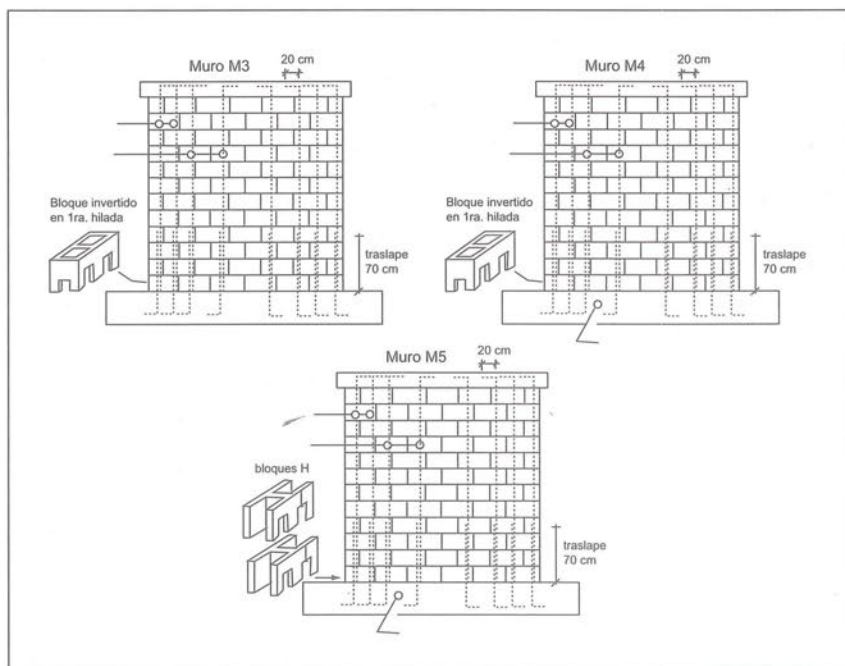
VARIANTE	M1	M2	M3	M4	M5
Rayado de la cimentación	Normal	Profundo	Profundo	Profundo	Profundo
Distribución del refuerzo vertical	Distribuido	Concentrado	Concentrado	Concentrado	Concentrado
Tamizado de la arena del grout por mallas # 4 y #200	No	Sí	Sí	Sí	Sí
Tipo de junta vertical	Cintas	Llena	Llena	Llena	Cintas
Traslape del refuerzo vertical	100% en la misma sección	alterno h = 70 cm y 95 cm	alterno h = 70 cm y 95 cm	alterno h = 70 cm y 95 cm	continuo, sin traslapes
Concreto líquido cemento-arena-confiteño	1:2 1/2; 1 1/2	1 : 3 : 1	1 : 3 : 1	1 : 3 : 1	1 : 3 : 1
Tipo de cemento	<i>Portland</i>	<i>Portland</i>	<i>Portland</i>	<i>Portland</i>	<i>Portland</i>
Tratamiento con agua en las juntas, celdas internas y muro	No	No	No	Sí	Sí
Espigas adicionales	No	No	No	Sí	Sí
Bloque de hilada 1	Normal	Normal	Invertido	Invertido	H

- El traslape de la armadura vertical en la base del muro con espigas de longitud uniforme, tiende a producir una falla por deslizamiento en el extremo superior de la espiga de traslape, además de la falla en la base. Esto se evita con espigas de longitud diferente.

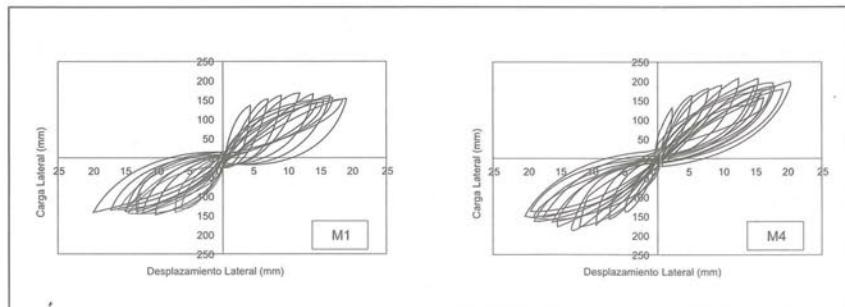
a)

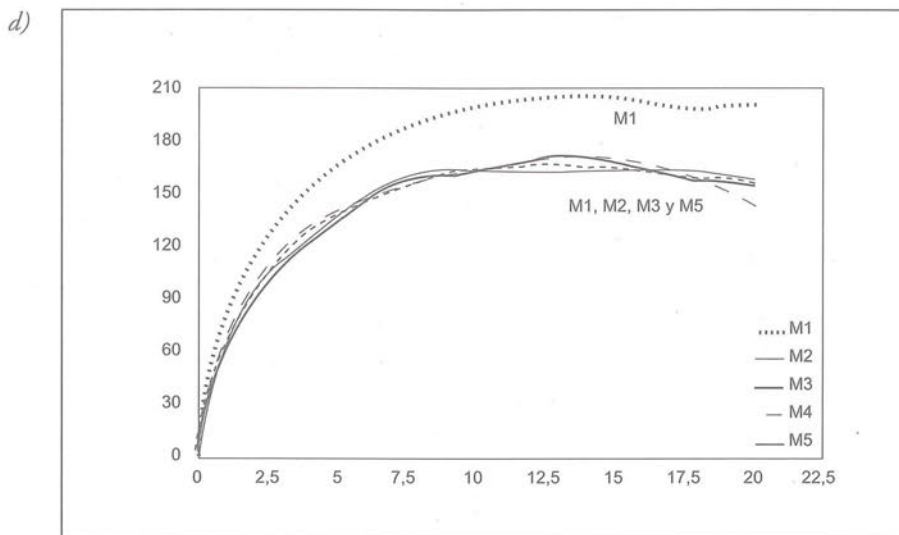


b)



c)





10.51. a) Refuerzo vertical en M1 y M2. b) Refuerzo vertical, bloque de la primera hilada y espigas adicionales en M3, M4 y M5. c) Lazos histeréticos V-D1 de los muros M1 y M4 (arriba) y d) Envolvente V-D1 del primer ciclo para los 5 muros (derecha).

3. El refuerzo vertical continuo, sin traslape en el primer piso, muestra mejor comportamiento y se mejora dicho comportamiento con la adición de espigas ancladas a la cimentación. Estas espigas que se ubican en los alvéolos que no llevan refuerzo vertical son un refuerzo efectivo para controlar el deslizamiento en la base del muro y se recomienda que su altura sea variable (entre 30 cm y 50 cm para evitar el traslado de la falla a la zona donde termina la espiga).

10.2.3.3.6. Ensayo de muros de albañilería armada en T y L

A pesar de que en la mayor parte de las plantas de los edificios de albañilería reforzada —confinada o armada— los muros se intersectan en forma de T o L, los ensayos con acciones coplanares son, prácticamente en su totalidad, de muros rectangulares. Esto se explica por tres motivos:

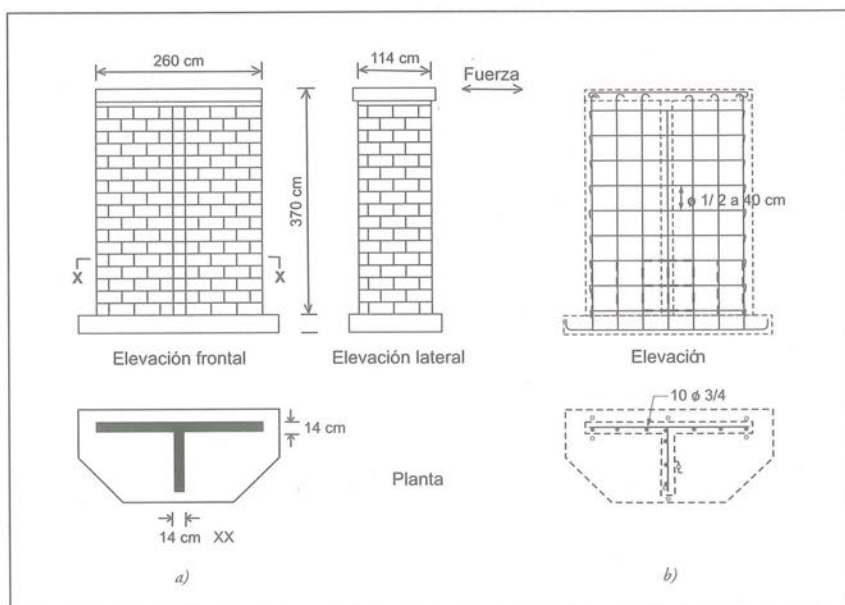
- 1) la mayor facilidad del ensayo y la menor cantidad de variables que deben investigarse hace a los ensayos de muros rectangulares más económicos;
- 2) la posibilidad efectiva de generalizar los resultados de los valores obtenidos, incluso para ser adaptados a la solución de los problemas de diseño de muros que no tienen forma rectangular, y

3) la tendencia —por razones inicialmente de facilidad de modulación— de no intersectar los muros en las construcciones diagramadas modernas configurándolas con muros rectangulares que no se cruzan con otros en encuentros o esquinas

Sin embargo, el conocimiento del comportamiento de secciones T con carga coplanar paralela al alma y el de secciones L es de interés, no solo por la extensa aplicación de estas formas, como ya se ha mencionado, sino porque los ensayos proveerán información acerca del comportamiento asimétrico, la que enriquecerá nuestro conocimiento del comportamiento de los muros rectangulares. En efecto, estos muros, en T o L, tienen diferentes resistencias a flexión, rigidez y ductilidad dependiendo del sentido en que se aplique la carga lateral sobre el alma. Cuando el ala está en tracción la resistencia y la rigidez son mayores que cuando el ala está en compresión, pero la capacidad de deformación última, que define la ductilidad de desplazamiento, será menor.

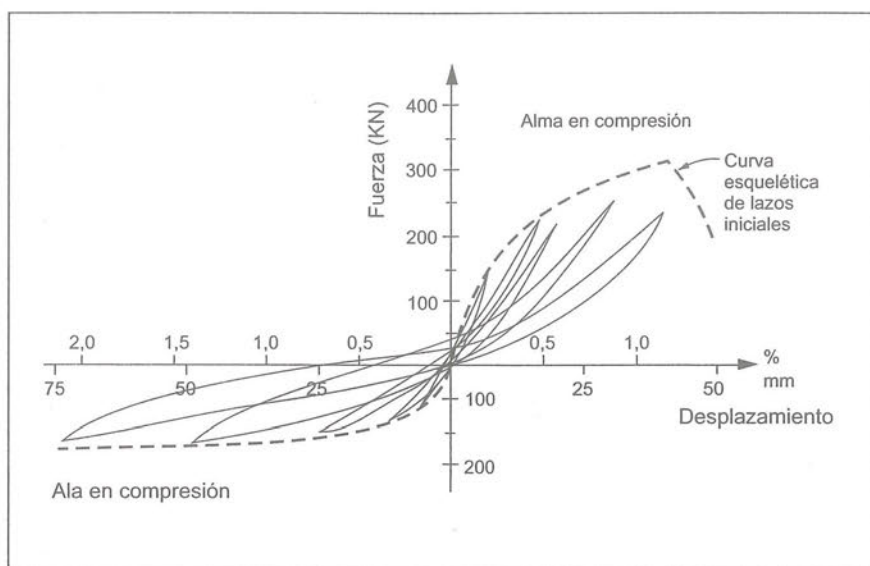
Los ensayos realizados hasta el momento (febrero 1991) son escasos. A manera de referencia, que el lector interesado deberá complementar con resultados de ensayos futuros, se provee alguna información básica de aquellos realizados en la Universidad de California en San Diego, Estados Unidos [208].

En la figura 10.52 se muestra las dimensiones y el refuerzo de muros en T ensayados cíclicamente con carga paralela al alma. Los muros fueron construidos



10.52. Muros en T ensayados con carga cíclica coplanar: a) Geometría. b) Armado.

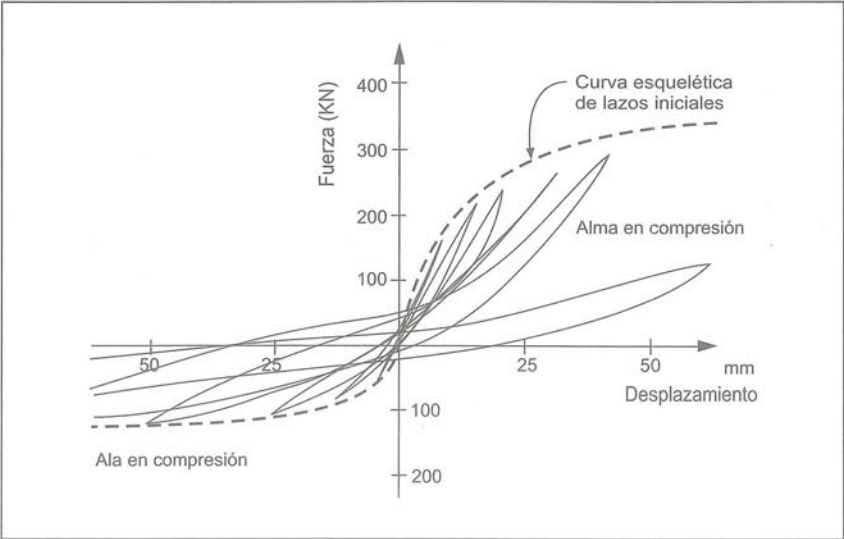
de bloques de concreto; la albañilería tuvo una resistencia a la compresión (medida en prismas estándar llenos de concreto líquido) de 18 MPa, y el acero un esfuerzo de fluencia de 490 MPa. La cuantía de acero vertical distribuido uniformemente en ala y alma es 0,57% y la del acero horizontal 0,25%. El diagrama histerético de lazos estabilizados se muestra en la figura 10.53. En él puede notarse la confirmación de la asimetría de comportamiento antes mencionada y, particularmente, el hecho de que cuando el alma está en compresión el comportamiento es sumamente frágil. Posteriormente, dentro de la misma serie, se



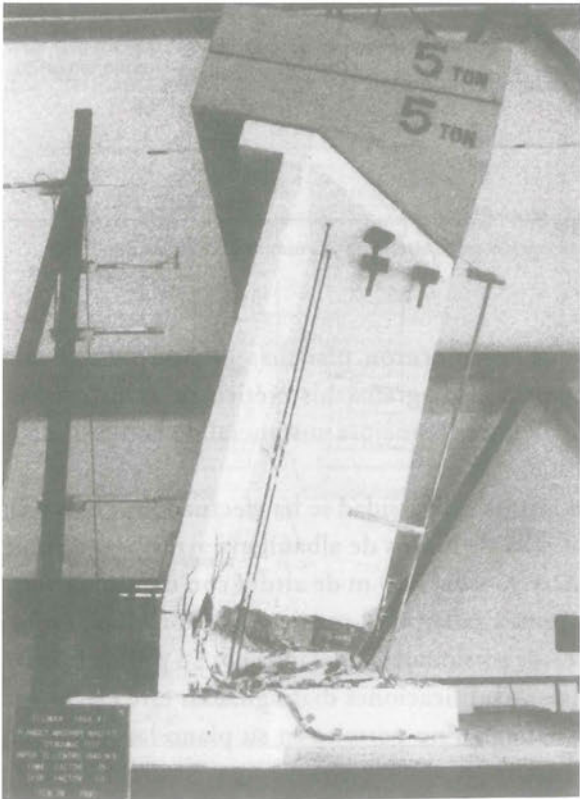
10.53. Lazos histeréticos estables correspondientes al ensayo cíclico de un muro en T.

ensayaron muros en los que se colocaron planchas de acero en el talón del alma. La figura 10.54 muestra el diagrama histerético de lazos estabilizados para este caso; en él se puede notar la mejora sustancial de la ductilidad cuando dicho talón es comprimido.

Adicionalmente, en la misma universidad se ha efectuado el ensayo en mesa vibradora hasta la eventual falla de muros de albañilería armada —también elaborada con bloques de concreto— de 3,60 m de altura con una carga vertical de inercia de 100 kN. Estos muros fallaron —como puede apreciarse en la figura 10.55— por los severos efectos torsionales generados por su propia forma. Debe destacarse, sin embargo, que en edificaciones diafragmadas este efecto torsional es minimizado, ya que el diafragma no permite en su plano las rotaciones propias de los muros individuales.



10.54. Lazos histeréticos de un muro igual al mostrado en la figura 10.53, pero al cual se han añadido planchas de confinamiento en los talones del alma.

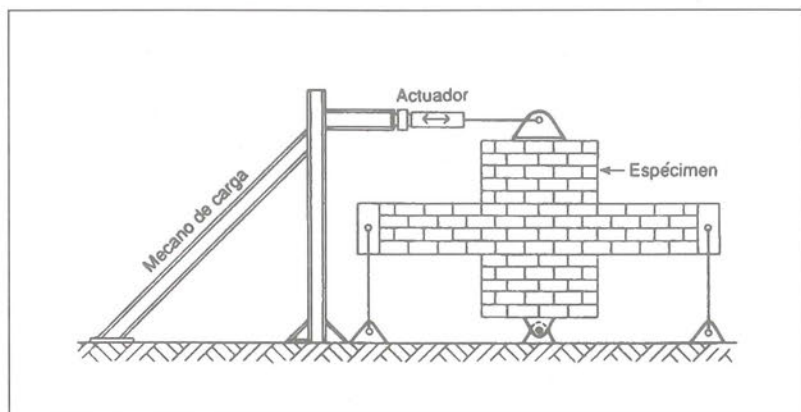


10.55. Forma de falla de muros en L sometidos al ensayo en mesa vibradora.

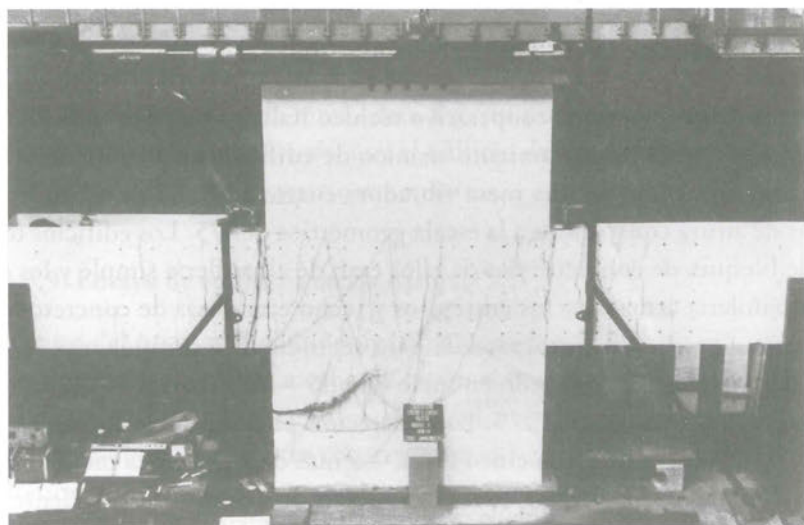
10.2.3.3.7. Pórticos de albañilería armada [216]

Si bien el mecanismo plástico preferido para las edificaciones celulares (de muros portantes y diafragmados) de albañilería armada es —por economía y seguridad— el de los muros acoplados —no conectados— (véase, para más detalle, el capítulo 11) por los entrepisos y techo, a partir de cierta altura (alrededor de seis niveles) la ductilidad de desplazamiento provista por este mecanismo plástico es muy reducida y se vuelve prácticamente indispensable conectar los muros. De otro lado, la conexión puede devenir necesaria en edificaciones en las que estructuralmente no es indispensable por razones arquitectónicas.

a)



b)



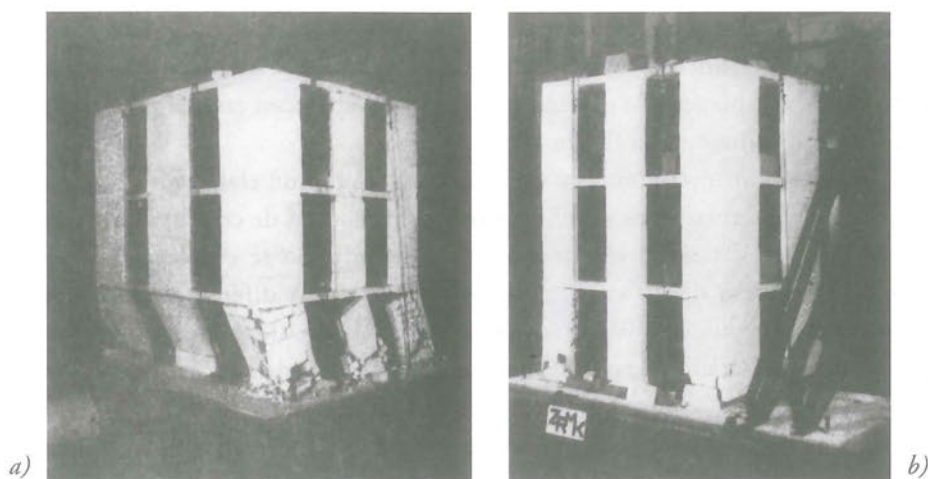
10.56. Ensayos de pórticos de albañilería armada [216]. a) Esquema de sistema de carga. b) Especimen después del ensayo. Nótese que las rótulas plásticas se han formado en las vigas.

Con el propósito de examinar la posibilidad de emplear la albañilería para estos elementos de acoplamiento, Priestley y Chai Yuk Hon efectuaron el ensayo de tramos de muro y muñones de vigas de albañilería armada, como se muestra en la figura 10.56. La armadura se colocó difundida —no concentrada— en los alvéolos y canales de los bloques de concreto, que fueron íntegramente llenados con concreto líquido. Las cuantías de armado fueron las siguientes: vertical en los muros, 0,4%; horizontal en los muros, 0,3%; horizontal en las vigas, 0,8%, y vertical en las vigas (una especie de estribo), 0,3%. Los materiales tenían las siguientes características: los bloques una resistencia a la compresión promedio de 27 MPa, el concreto líquido 24 MPa y el prisma de albañilería 19 MPa; la armadura un esfuerzo de fluencia de 300 MPa. Los resultados reportados por los autores en el volumen 4, número 1, de *The Masonry Society Journal* [195] señalan lo siguiente:

- a. los resultados experimentales confirmaron la viabilidad del sistema estructural;
- b. su resistencia última es predecible empleando los procedimientos usuales del concreto armado;
- c. la deformación inelástica se puede concentrar en las regiones plásticas de las vigas, y
- d. el comportamiento histerético es equiparable al de pórticos de concreto bien diseñados.

10.2.3.3.8. Ensayo de edificio a escala reducida [209] [214]

Como parte de un programa cooperativo técnico italiano-yugoslavo destinado a la investigación del comportamiento sísmico de edificios de albañilería, Tomačević y otros ensayaron en una mesa vibradora cuatro edificios de albañilería de tres pisos de altura construidos a la escala geométrica de 1/5. Los edificios tenían muros de bloques de concreto; dos de ellos eran de albañilería simple y los otros dos de albañilería armada, y los entrepisos y techo eran losas de concreto armado. La mesa vibradora fue programada para reproducir la componente N/S del registro del acelerógrafo colocado en suelo blando —en Petrovac— del sismo de Montenegro, Yugoslavia, en 1979. La aceleración pico del suelo fue en esa instancia de 0,49g y fue escalada cinco veces —a más de 2 g— en la mesa vibradora para asegurar que las fuerzas de inercia fueran de magnitud equivalente a las del sismo real y para conducir al modelo hasta el rango plástico de su comportamiento. Los detalles del ensayo están reportados, además de en la referencia [209], en el volumen 9, número 1, de *The Masonry Society Journal* [195].



10.57. Estado de los modelos de edificios a escala geométrica 1/5 después de alcanzar su resistencia máxima en la mesa vibradora [209]. a) Modelo de albañilería simple.
b) Modelo de albañilería armada.

La parte significativa de las conclusiones es la diferencia sustancial de comportamiento entre el edificio con muros de albañilería simple y aquel con muros de albañilería armada. Una vez alcanzada la resistencia máxima —con valores de cortante basal prácticamente iguales para ambos edificios—, los modelos tenían el aspecto mostrado en la figura 10.57. En esta oportunidad, se removió la instrumentación y los modelos fueron sometidos a una aceleración en la mesa de 2 g. El modelo de albañilería simple colapsó en el acto. El modelo de albañilería armada fue sometido a cinco ciclos de aceleración 2 g sin colapso, y luego se incrementó la aceleración de la mesa hasta 5 g, sin poder hacer colapsar la estructura. Los autores señalan, además, que el edificio de albañilería armada era reparable después de alcanzar la resistencia máxima.

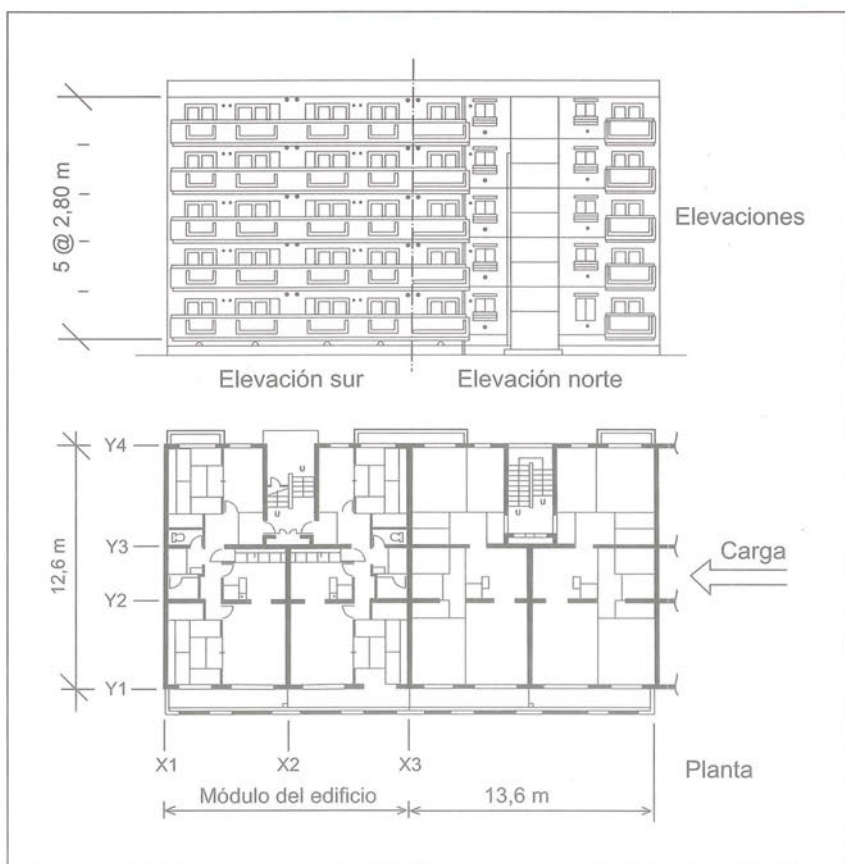
10.2.3.3.9. Ensayo de edificio a escala natural

Como parte del programa de investigación japonés-norteamericano, mencionado en el acápite 3.7, se llevó a cabo en Japón el ensayo pseudodinámico a escala natural de un edificio de cinco pisos, de albañilería armada. El informe completo —incluyendo el diseño y la construcción del edificio, la instrumentación y los criterios, procedimientos y resultados del proceso de ensayo— se encuentra en el volumen 6, números 1 y 2, y en el volumen 7, número 1, de *The Masonry Society Journal* [195]. En este acápite se presentan los aspectos más relevantes de este ensayo.

El modelo escogido por los investigadores es un módulo de un edificio de departamentos de cinco pisos definido como típico por el Instituto de Arquitectos del Japón. La planta y la elevación del módulo aparecen en la figura 10.58, y la vista del espécimen en la figura 10.59.

Todos los muros, columnas y vigas del modelo fueron elaborados de albañilería armada. Los entrepisos y techo fueron losas macizas de concreto armado de 15 cm de espesor. Para la elaboración de la albañilería se emplearon bloques huecos de concreto de 20 cm de espesor nominal (las diferentes unidades se muestran en la figura 10.60). La armadura vertical se colocó en los alvéolos de las unidades y la horizontal en los canales con un criterio de concentración —más que de distribución—, como se aprecia en la figura 10.61.

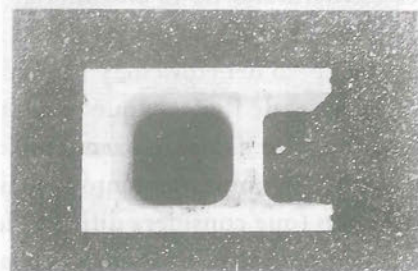
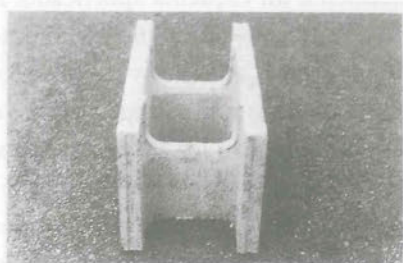
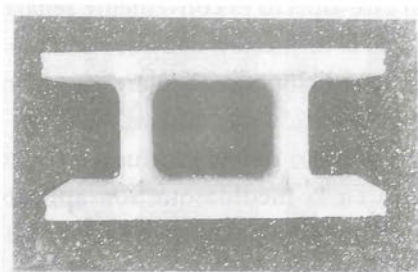
Una vez construido un entrepiso los muros de este nivel se llenaron íntegramente con concreto líquido. Es importante señalar que en muchas zonas de



10.58. Esquemas arquitectónicos del edificio del cual se extrajo el modelo para el espécimen del ensayo japonés a escala natural [195].

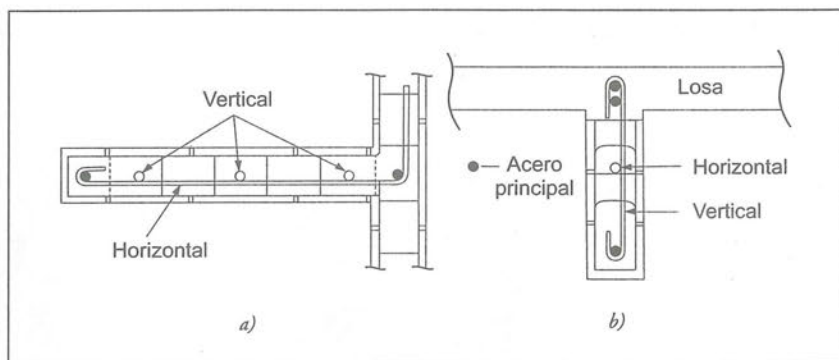


10.59. Ensayo japonés. Vista general del espécimen antes del ensayo [195].



10.60. Ensayo japonés. Unidades de albañilería usadas en el ensayo. Ancho nominal 20 cm [195].

esfuerzos elevados o donde se esperaba la formación de una rótula plástica —tanto en muros como en vigas—, la albañilería fue confinada con espirales de acero colocadas alrededor de las barras en los alvéolos o canales —según correspondía— de la albañilería. Las características de los materiales fueron, en promedio, las

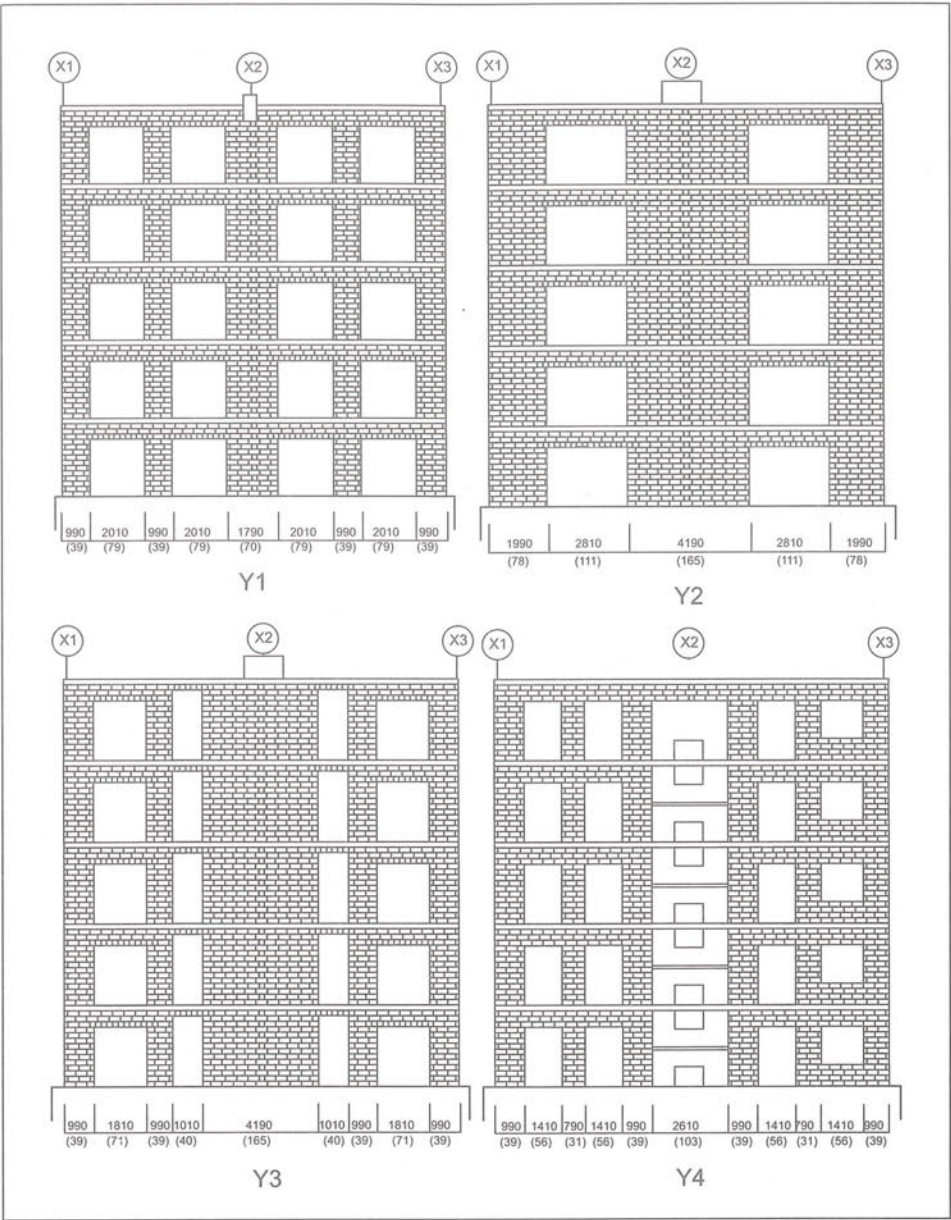


10.61. Ensayo japonés. Colocación de armadura [195]. a) En muros (planta).
b) En vigas (sección)

siguientes: resistencia del concreto líquido, 30 MPa; resistencia de la albañilería, 18 MPa, y esfuerzo de fluencia del acero, 350 MPa.

Tal como puede apreciarse en la figura 10.62, en la que se muestran las elevaciones de los ejes resistentes —paralelos al sentido de la carga—, el edificio tiene esencialmente un esquema aporticado. En este aspecto es conveniente señalar que el ensayo se aplica a un diseño configurado en la técnica del concreto armado, y no a un modelo en el que se hayan aplicado las condiciones particulares que brinda la albañilería armada a la configuración y estructuración de edificios.

De acuerdo con los investigadores, el modelo refleja los nuevos conceptos de la normativa sismo-resistente japonesa en la medida que son aplicables a edificaciones de albañilería de mediana altura. Esta normativa exige: 1) un diseño racional basado en las propiedades estructurales de la albañilería; 2) el diseño por esfuerzos admisibles para la condición de servicio en la que se aplica un cortante basal equivalente a 0,2 veces el peso del edificio, y 3) el diseño por métodos de resistencia para un cortante basal de fluencia que se deduce a partir de una aceleración espectral de 1 g y un factor de comportamiento de 2. La misma normativa busca garantizar ese factor de comportamiento —más que sobre la base de ductilidades de desplazamiento (que considera difíciles de definir)— sustentándolo en una deriva equivalente a 1/100 de la altura en la que no debe ocurrir reducción significativa de la resistencia. La severidad de estas cargas explica en alguna medida que se haya llegado a dimensiones y armados comprobadamente excesivos. En particular, el espesor de los muros excede lo que es la práctica normal en países con sismicidad equivalente y conduce a aumentar significativamente el peso del edificio y, consecuentemente, las fuerzas de inercia. El peso propio fue determinado en 10,22 KN/m², casi 60% mayor que el peso de estructuras equivalentes en Nueva Zelanda, Chile o Perú.



10.62. Ensayo japonés. Elevaciones de los ejes resistentes

Las cuantías de acero promedio en los muros fueron 0,38% vertical y 0,34% horizontal, lo que da un peso promedio del acero de los muros de 0,16 NK por metro cuadrado de área techada, es decir, más del doble de lo que es común en los países anteriormente citados.

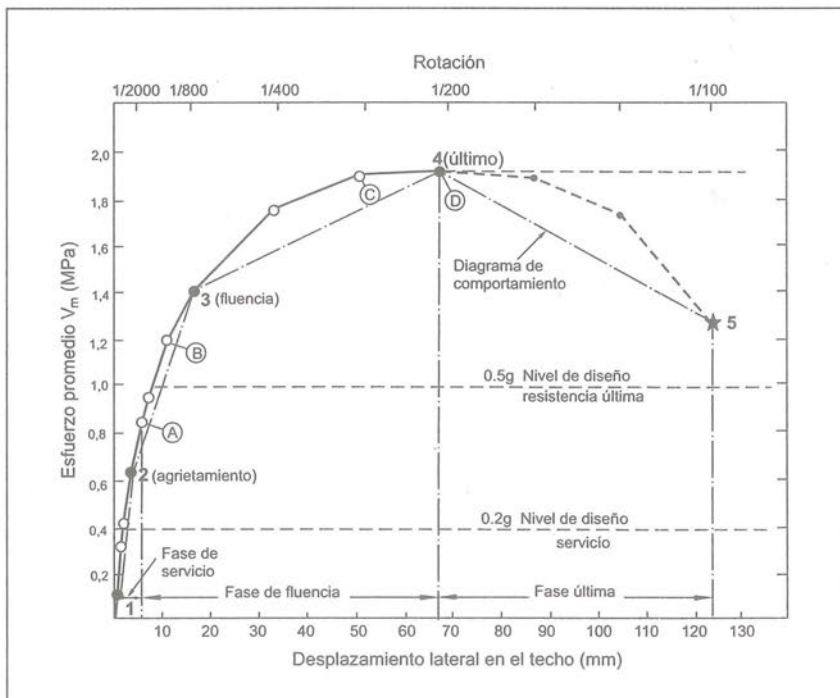
El ensayo se llevó a cabo en dos fases: la primera de carga estática cíclica hasta una carga igual a dos veces el nivel de servicio (cortante basal de 400 KBN y esfuerzo de corte promedio en los muros de 0,8 MPa); la segunda fue el ensayo pseudodinámico de deformación controlada hasta una deriva de 1/100 de la altura del edificio medida en el techo del mismo.

En la figura 10.63 se muestra el diagrama carga-deformación correspondiente a los ciclos estables del ensayo.

En dicho diagrama los puntos notables indican lo siguiente:

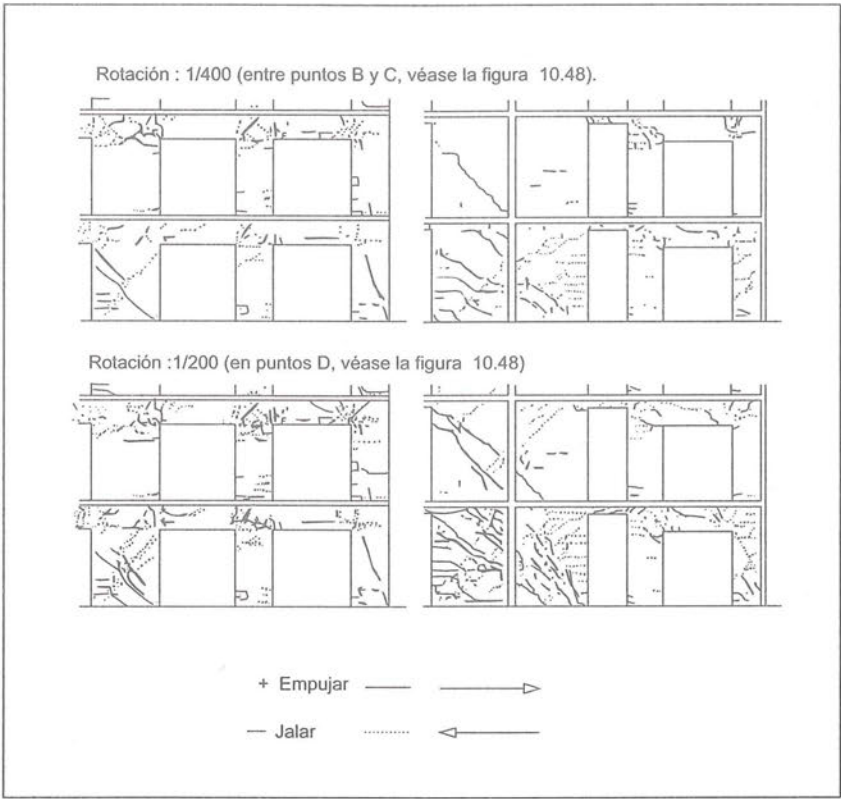
- La fluencia de la primera barra vertical.
- La aparición de rajaduras diagonales en muros y el comienzo de la fluencia en vigas.
- El inicio de la rotura por compresión en los talones comprimidos.
- La abertura de las grietas diagonales en el primer nivel del edificio (figura 10.63).

En este diagrama carga-deformación se ha definido e introducido el diagrama de comportamiento (véase el acápite 10.2.3), que tiene las características típicas correspondientes a una estructura con comportamiento dúctil limitado.



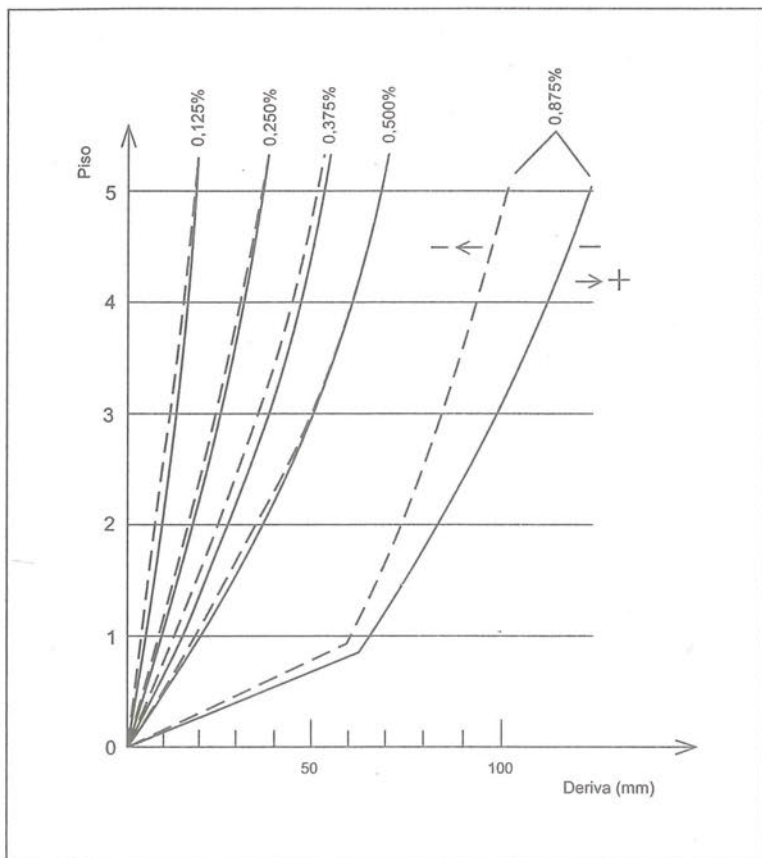
10.63. Ensayo japonés. Envolvente de carga vs. desplazamiento de ciclos estables [195].

El límite de reparabilidad, obtenido del análisis del progreso del agrietamiento, se puede ubicar en una rotación de 1/500 (figura 10.64). Debe notarse, sin embargo, que el comportamiento del edificio en el rango de diseño supuesto para el ensayo es prácticamente elástico.



10.64. Ensayo japonés. Agrietamiento de los dos pisos inferiores [195]

Algunos aspectos adicionales acerca del comportamiento en los tramos finales del ensayo pueden inferirse del diagrama de derivas por piso que se muestra en la figura 10.65. En primer lugar, es notorio que la deformación del edificio en el rango elástico siguió el patrón correspondiente a las estructuraciones aporticadas y, también, que los pórticos dieron la personalidad de deformación al edificio, además de que esta fue complementada por el fuerte acoplamiento de los dos muros importantes con que se contaba. En segundo lugar, es apreciable que, a partir de la deriva de 1/200 de la altura (70 mm) en el techo —cuando se alcanza la resistencia máxima—, el agrietamiento diagonal del primer piso, actuando como piso blando, congeló las deformaciones plásticas del sistema estructural; a partir



10.65. Ensayo japonés. Diagrama nivel-deriva [195]

de ese momento el íntegro de la deformación del edificio sucedió en el piso blando y la falla, en consecuencia, se precipitó rápidamente. Al tenerse en cuenta este aspecto, a pesar de la enorme resistencia del edificio, resulta muy claro que el sistema estructural escogido es vulnerable y no ha sido particularmente exitoso.

10.2.3.3.10. Nuevas experiencias en Japón

Como consecuencia de los resultados positivos de la investigación japonés-norteamericana referidos en el acápite 3.7 y descritos y analizados en el acápite 1.2.3.3.9, se ha desarrollado en Japón interés por el empleo de la albañilería armado totalmente rellena de concreto líquido y ha generado necesidad de mayor investigación. Kikuchi K. y otros [245] basado en el resultado de ensayos comparativos entre el comportamiento de muros de albañilería armada y muros de concreto armado con especímenes a media escala sometidos a fuerza coplanares cíclicas, concluyen que el

comportamiento de los muros de ambos materiales son similares. Se ensayaron dos series de muros, los de la serie A tenía aproximadamente el doble de refuerzo vertical y la mitad de refuerzo horizontal que los muros de la serie B como se muestra en la figura 10.66. Su comportamiento fue frágil y gobernado por corte. Los muros de la serie B mostraron un comportamiento histerético estable como se muestra en la tabla 10.7. Dicha conclusión no puede generalizarse ya que la comparación debe hacerse con materiales de características mecánicas similares como fue el caso de los ensayos descritos.

TABLA 10.7.

Especímenes		Predicción teórica			Resultados de las pruebas				
					Inicial		Rigidez de falla	Modo observado	
		Q_{fu}^{*1} (kN)	Q_{su}^{*2} (kN)		Q_u (kN)		K_0 (x10 ² kN/rad)		
Serie A	A-GM	417	337		S	375	364	5010	S
	A-RC-190		332		S	268	304	4170	S
	A-RC-125		257		S	267	260	5020	S
	A-GM-F		Case1 ^{*4}	220	S	209	202	3590	S
			Case2 ^{*5}	218					
Serie B	B-GM	254	315		F	255	247	4430	F → S
	B-RC-190		328		F	248	248	5140	F → S
	B-RC-125		247		S o F	237	233	2740	FS
	B-GM-F		Case1 ^{*4}	219					
			Case2 ^{*5}	232	S o F	214	209	1450	S

Notas:

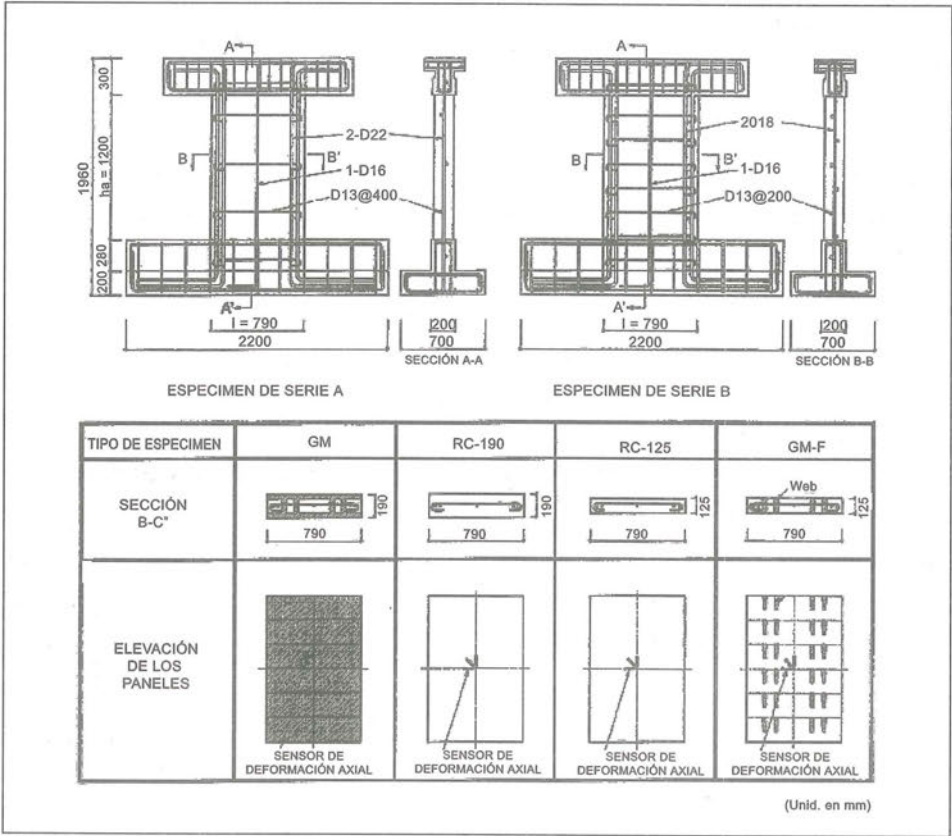
*1 Q_{fu} = Resistencia lateral última en flexión.

*2 Q_{su} = Resistencia lateral última en corte.

*3 F = Falla por flexión, S: Falla por corte.

*4 Case 1: En el caso del muro de concreto armado de 10,5 mm de espesor.

*5 Case 2: En el caso de albañilería armada de 12,5 mm de espesor.



10.66. Características de los especímenes ensayados.

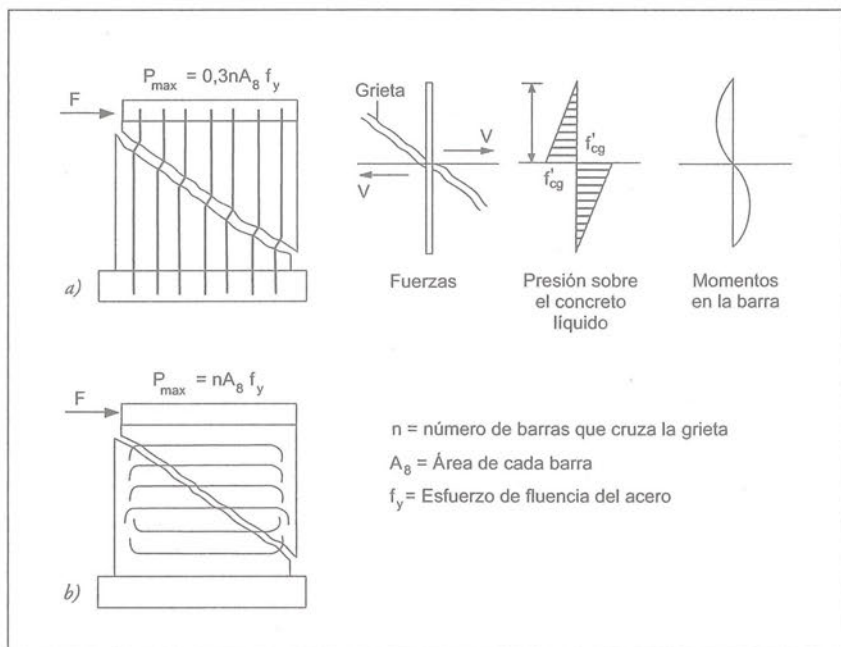
10.2.3.3.11. Comportamiento de muros sometidos a cargas coplanares

Basándonos en la información existente relativa al comportamiento de muros de albañilería armada sometidos a cargas coplanares, gravitacionales y sísmicas, obtenida en ensayos de laboratorio (y confirmados en sismos), se pueden deducir las siguientes características:

- a. Dos distintos modos de comportamiento inelástico han sido observados en los ensayos de muros sometidos a cargas laterales coplanares. Unos tienen su resistencia última gobernada por la influencia en tracción por flexión del acero vertical y por el eventual aplastamiento en compresión de los talones comprimidos; estos muros se clasifican como muros que fallan en flexión. Otros tienen su resistencia última gobernada por agrietamiento en tracción diagonal, y se clasifican como muros que fallan en corte.

- b. Los ensayos cíclicos coplanares muestran que los muros de albañilería sufren severas reducciones de rigidez y resistencia al ser sometidos a desplazamientos cíclicos crecientes. La magnitud de estas reducciones depende de la historia del ciclaje escogido para el ensayo y, sobre todo, de la disposición y cuantías de armadura utilizadas. Los muros que fallan en flexión exhiben menor degradación de resistencia que aquellos que fallan en corte. Ambos modos de falla, de otro lado, muestran importante degradación de rigidez.
- c. En algunos ensayos, bajo determinadas condiciones de esbeltez, relación de cuantías vertical y horizontal de acero y magnitud de carga vertical, los muros presentan un comportamiento mixto de falla en flexión y corte. Las características de la falla son, simultáneamente: fluencia del acero vertical, aplastamiento de los talones y agrietamiento diagonal.
- d. La falla por flexión —producto usualmente de las reducidas cuantías de acero vertical— se inicia con la fluencia del acero en tracción y concluye con el aplastamiento del concreto en el talón comprimido del muro [144]. Esta forma de falla por flexión tiene un comportamiento inelástico predecible, estable y dúctil [124]. Cuando las cuantías son muy elevadas (más de 2% de acero vertical), o la resistencia de la albañilería muy reducida —situaciones ambas que deben ser evitadas—, la falla por flexión puede iniciarse por aplastamiento del talón comprimido, y conducir a un comportamiento frágil.
- e. La falla por corte es frágil y debe ser evitada. Para hacerlo es necesario proveer acero horizontal, correctamente detallado y anclado, en cantidad suficiente para absorber el íntegro del corte asociado con una sustancial sobre-resistencia en flexión. Debe notarse que en muchos ensayos la cuantía de acero provista por corte ha sido insuficiente —inferior a la necesaria para compensar la pérdida de resistencia del muro al ocurrir el agrietamiento— y, en consecuencia, muchos investigadores han llegado a la conclusión equivocada de que la cuantía de acero horizontal no influía significativamente en la resistencia al corte [16].
- f. Se puede forzar un muro, perteneciente a una edificación real, a fallar en flexión cuando la esbeltez (H_r/L_w) es igual o mayor que 2 y la cuantía, disposición y detallado de la armadura —vertical y horizontal— son adecuados [71] [144]. Cuando la esbeltez está entre 1 y 2 es difícil asegurar, aunque se utilicen disposiciones de armadura favorables, que la falla ocurrirá por flexión en edificaciones reales, aunque en ensayos de laboratorio esta ha ocurrido sistemáticamente [144]. Cuando la esbeltez es menor que 1, la falla seguramente ocurrirá por corte, aun en el

- caso que no se provea acero vertical. En este último caso es posible, además, la falla por cizalle en la junta.
- g. La eficiencia del acero horizontal para resistir el corte es más de tres veces la del acero vertical [146]. Esto se debe a que, una vez formada la grieta diagonal, la fuerza cortante tiende a desplazar la porción superior del muro horizontalmente con relación a la porción inferior. En estas condiciones, el acero horizontal resiste la fuerza cortante directamente, mientras que el vertical lo hace, de manera menos eficiente, como *dowel* (figura 10.67). La eficiencia propia del acero horizontal ha sido motivo de investigación, y se ha concluido que la eficiencia no es lineal con la cuantía, sino que decrece a mayor cuantía.
- h. La armadura vertical debe colocarse distribuida en todo el largo del muro con ligera concentración en los extremos manteniendo en lo posible diámetros de refuerzo pequeños. Esta disposición tiene como resultado para la misma resistencia, una ligeramente mayor cuantía de acero; pero proporciona las ventajas de mejorar la adherencia, proveer un engrape adicional para resistencia al corte, reducir la congestión de acero en los extremos del muro y eliminar el posible pandeo en compresión de la armadura extrema [146].



10.67. Eficiencia relativa del acero para corte [142].

a) Acero vertical. b) Acero horizontal.

- i. La resistencia a flexión puede calcularse por métodos simples de resistencia [73]. En los ensayos monotónicos la resistencia excede el valor calculado debido a que las pequeñas cuantías de acero conducen a este a esfuerzos mayores que los de fluencia, cercanos a los de la rotura del material. En los ensayos cíclicos la degradación estructural determina valores resistentes —en los ciclos estables— menores que los calculados [146].
- j. La inclusión de planchas de acero en los talones comprimidos aumenta la resistencia y la capacidad de deformación de la albañilería (véanse, al respecto, los acápites 9.3.7 y 9.4.4) en esta zona crítica del muro, al mismo tiempo que reduce la degradación estructural y conducen a un comportamiento más estable y dúctil del muro [68] [143] [146] [147]. (Véanse los detalles de la forma de falla en el acápite 10.2.5.3.)
- k. La inclusión de zunchos dentro de los alvéolos de los talones comprimidos de unidades apiladas [251, 252] tiene un efecto similar al descrito para las planchas en el punto j precedente.
- l. La falla por deslizamiento reduce drásticamente el comportamiento inelástico de los muros y vuelve ineficiente al refuerzo horizontal. Es indispensable controlar dicha falla; para el efecto se recomienda que los muros con cuantías bajas de acero vertical se refuercen mediante espigas ancladas a la cimentación y que se proyecten dentro del muro con longitud variable alternada del orden de 30 y 50 cm, colocadas en los alvéolos que no llevan refuerzo y eliminando el traslape del refuerzo vertical en la base. Cuando esto no es posible, el traslape debe hacerse mediante espigas de longitud variable alternadas y ancladas a la cimentación.

10.2.3.3.12. Criterios para determinación del refuerzo por corte

La investigación ha señalado que solo a través del comportamiento (la falla) en flexión de los muros sometidos a cargas sísmicas coplanares es posible obtener la ductilidad necesaria —demandada por el ataque sísmico— para lograr la sismo-resistencia. Más aún, la investigación también ha demostrado que siempre es posible conducir un muro para que falle en flexión y evitar la falla frágil por corte (o tracción diagonal). El requisito esencial para conducir la falla es la determinación de la cuantía de acero horizontal. Para calcular correctamente esta cuantía es necesario: 1) entender el mecanismo resistente de la albañilería en corte, y 2) seguir los criterios de diseño por capacidad para lograr una resistencia mayor en corte que en flexión.

El mecanismo de la resistencia en corte de los muros de albañilería armada no puede ser definido a partir de los experimentos llevados a cabo con albañilería simple. En primer lugar, porque estos ensayos, por la naturaleza del material ensayado, son monotónicos y la acción sísmica es por naturaleza cíclica. En segundo lugar, porque no se puede asumir que la resistencia al corte de los muros de albañilería armada proviene de la adición de las resistencias separadas: la de la albañilería, por un lado, y la de la armadura, por otro. Las evidencias de ensayos recientes —y también los experimentos en concreto armado (un material similar) y el sentido común desarrollado por las experiencias sísmicas de la última década— definen el mecanismo resistente al corte de la manera siguiente:

- a. A determinado nivel de carga lateral —dependiendo del nivel de carga vertical— ocurre el agrietamiento diagonal del muro.
- b. En ese momento hay una súbita —pero no total— reducción de la resistencia al corte de la albañilería.
- c. Si la cantidad de armadura horizontal es insuficiente para compensar el íntegro de la reducción de resistencia de la albañilería, ocurre la falla por corte (y la armadura aparece como inútil).
- d. Si, de otro lado, la cantidad de armadura horizontal es suficiente para absorber el íntegro de la reducción, el muro sigue admitiendo carga y la resistencia a la cual se puede llegar es la suma de la resistencia del mecanismo resistente de la albañilería agrietada y del corte máximo que puede asumir la armadura horizontal. La resistencia de la albañilería agrietada será mejorada por la presencia de la carga vertical y disminuirá con incrementos de la ductilidad en flexión.

Si asumimos que la resistencia nominal al corte de un muro es:

$$V_n = V_m + V_s \quad (10-4)$$

ecuación en la que V_m es la resistencia del mecanismo resistente del muro de albañilería agrietado considerando el efecto de la carga vertical, y V_n es el cortante máximo que puede llevar la armadura horizontal; y si, además, V_{md} es el cortante de agrietamiento y V_f el cortante asociado a la resistencia en flexión del muro, es posible establecer cuatro casos:

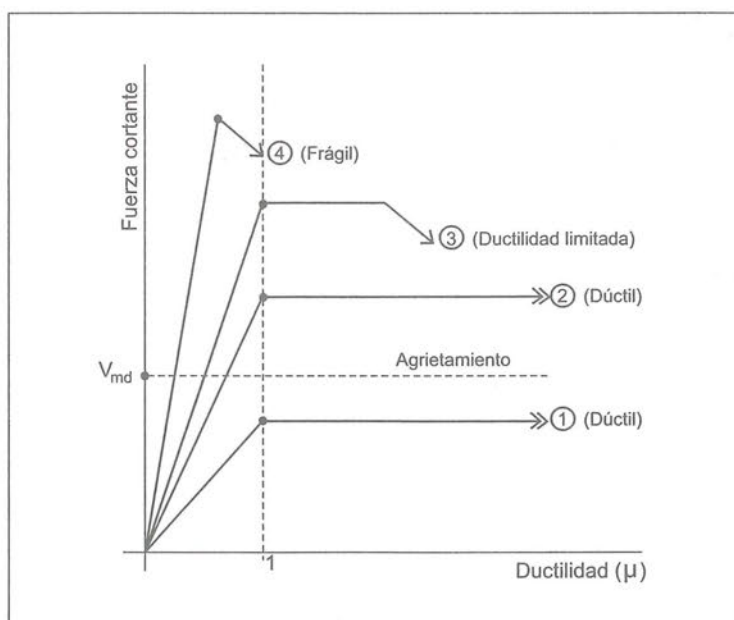
1. $V_{md} > V_f$
2. $V_n \gg V_f$
3. $V_n > V_f$
4. $V_n < V_f$

Estas condiciones se muestran en la figura 10.68.

El caso 1, en el que el cortante asociado a la flexión es inferior al cortante de agrietamiento, es el ideal (en este caso el acero horizontal es teóricamente inefectivo). El caso 2 representa la situación en la que el cortante asociado a la flexión es mucho menor que el cortante último; es el muro dúctil que suele buscarse en la práctica. En el caso 3, el cortante asociado a la flexión es menor que la resistencia máxima al corte, pero cae en la condición de que el cortante se reduce al ingresar al muro crecientemente en el rango plástico y el muro falla por corte con ductilidad limitada; la falla, en este caso, se llama mixta y su aparición señala el límite de la resistencia en flexión del muro o, en otras palabras, de la cuantía vertical. En el caso 4 la falla ocurre por corte y es francamente frágil.

Es evidente que el análisis efectuado se aplica de alguna manera a los muros de albañilería confinada en los que la decisión de no reforzar horizontalmente el paño obligaría a no exceder la condición del caso 1: el corte asociado a la flexión debe ser inferior al corte de agrietamiento. De ser así, la aplicación de la albañilería confinada quedaría limitada a edificios de baja altura —dos o tres pisos como máximo— y con densidad sustancial de muros.

Ibrahim y Suter [246] apoyándose en los resultados de las investigaciones de Shing [196] y en la propias, proponen las siguientes expresiones para calcular la resistencia al corte provista por el refuerzo horizontal (V_s) y la resistencia



10.68. Diagrama fuerza cortante/ductilidad.

residual de la albañilería (V_m) que son los dos componentes de la resistencia total al corte V_n .

$$V_s = \frac{1}{(2-r)} \left[\left(\frac{0.81}{s} \right) \right] A_h + f_{yh} \quad (10-5)$$

En la que l es la longitud del muro, r es la relación de aspecto (altura/longitud) que debe considerarse igual o mayor de 0,5, s es el espaciamiento del refuerzo horizontal, A_h es el área de una barra de acero horizontal y f_{yh} es el esfuerzo de fluencia del refuerzo horizontal. Con la fórmula se obtiene, de acuerdo a los investigadores citados, una mayor aproximación a los resultados experimentales que con las fórmulas dadas en las referencias [247] y [248], que asumen para la resistencia provista por el acero horizontal una eficiencia de 0,5 y 0,6 respectivamente con respecto a la resistencia provista en el caso de muros de concreto armado.

$$V_m = [0,01 \rho_v f_{yv} + 0,03 \sigma_c + v_m] A_n \sqrt{f'_m} \quad (10-6)$$

$$V_m = 0,16(2 - h/l) \quad (10-7)$$

En la que ρ_v es la cuantía del refuerzo vertical y f_{yv} es el esfuerzo de fluencia del refuerzo vertical.

La resistencia nominal a corte V_n está dada por la expresión 10-4,

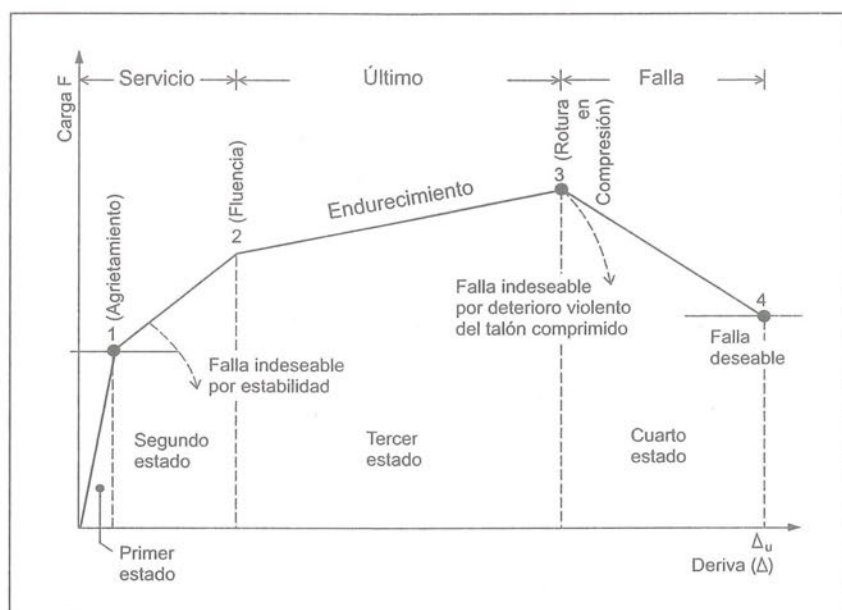
$$V_n = V_m + V_s$$

Los resultados de las investigaciones han demostrado la influencia de la relación de esbeltez, de la cuantía de refuerzo vertical y de la carga axial en el comportamiento de muros de albañilería armada sujetos a la inversión cíclica de desplazamientos.

10.2.3.3.13. Diagrama de comportamiento coplanar de muros dúctiles

En un muro dúctil de albañilería sometido a cargas coplanares —es decir, un muro bajo-armado cuya falla es por flexión y se inicia por tracción de la armadura— se puede asumir que existen estados de comportamiento y límites precisables correspondientes a dichos estados (figura 10.69).

El primer estado de comportamiento corresponde a la sección no agrietada, donde el esfuerzo máximo de tracción en la albañilería es menor que su módulo de ruptura. Cuando el momento actuante en el muro es igual al momento de



10.69. Diagrama de comportamiento de un muro dúctil sometido a cargas coplanares de corte.

agrietamiento —es decir, cuando el esfuerzo en la albañilería en tracción ha alcanzado la resistencia al agrietamiento de esta— se llega al límite 1. Existe evidencia de que los parámetros que controlan este límite están exclusivamente relacionados con 1) la adhesión de la unidad con el mortero y con el concreto líquido, sin influencia de la presencia y cuantía de armadura, y 2) la carga vertical. En este estado de comportamiento no se presentan daños en la estructura, y en él debe ubicarse, de acuerdo a una filosofía muy conservadora de diseño, el muro sometido a sismos moderados.

El segundo estado de comportamiento corresponde a un muro de albañilería ya agrietada donde las tracciones por flexión son absorbidas por la armadura con deformaciones por debajo de las que corresponden a su fluencia. Al alcanzarse la deformación por fluencia del acero se ubica el límite 2. Numéricamente, el valor de momento para este límite es igual al del momento de fluencia. Este estado es equivalente a aquel en el que se diseñan estructuras de concreto armado sometidas a cargas de trabajo: cargas gravitatorias y a sismos moderados; si se considera que la albañilería armada tiene un comportamiento equivalente al concreto armado, la misma condición de diseño, antes señalada para el concreto armado, le sería aplicable. Sin embargo, aspectos relativos al control de daños (véase, al respecto, el acápite 11.5.5) pueden ser los que controlen indirectamente el diseño para cargas de trabajo.

El primer y el segundo estados son los de servicio de un muro, y en ellos el amortiguamiento de una excitación vibratoria —como la que ocasiona un sismo— es esencialmente inercial.

En el tercer estado de comportamiento —o estado último— la máxima deformación en el acero excede la deformación por fluencia de este, pero la máxima deformación unitaria en compresión en la albañilería es inferior al valor de la deformación utilizable de esta (acápites 9.3.7 y 9.4.4). En este límite se supone que se ha alcanzado el nivel máximo de la competencia estructural del muro: su resistencia máxima.

El cuarto estado de comportamiento se inicia cuando se alcanza la resistencia máxima y termina cuando ha ocurrido una pérdida considerable de esa resistencia (usualmente se admite 30% de pérdida). El desarrollo del cuarto estado depende sobre todo de la capacidad del talón comprimido del muro para evitar su deterioro. Si el talón se rompe rápidamente por compresión, la pendiente de caída de la línea carga-deformación será elevada, mientras que si el talón logra mantener su integridad —lo que se obtiene, por ejemplo, cuando se han incorporado planchas de confinamiento en las hiladas— la pendiente de dicha línea puede ser reducida y el muro puede alcanzar mayores deformaciones sin pérdida considerable de resistencia.

En este cuarto estado se ubica la deformación del muro bajo un sismo severo, y en ese contexto debe efectuarse el análisis correspondiente a la ductilidad máxima demandada o, cuando se limitan las derivas, a la ductilidad útil.

En este estado, así como en el tercero, el amortiguamiento se debe a la capacidad histerética de disipación de energía. De otro lado, a partir del momento que el muro alcanza su resistencia máxima, y ante deformaciones crecientes, sufrirá mayores agrietamientos y su reparación será cada vez más costosa y difícil; por ello, en muchos casos no se permite que el muro ingrese francamente en este cuarto estado ante el ataque de sismos severos.

10.2.3.3.14. Influencias en el comportamiento coplanar de los muros

En la tabla 10.8 se muestran las influencias de diferentes variables en las características resistentes de los muros de albañilería armada sometidos a cargas coplanares. Algunas de estas influencias han sido ya explicadas y justificadas al analizarse, en los acápites precedentes, la naturaleza de la albañilería armada y el comportamiento de los muros, establecidos ambos mediante ensayos de laboratorio. En efecto, se ha señalado que la resistencia al agrietamiento depende exclusivamente de la resistencia a tracción de la albañilería —que se puede considerar aumentada por la precompresión que proveen las cargas verticales— sin que haya

TABLA 10.8.
Influencias en el comportamiento de muros de
albañilería sometidos a cargas coplanares

	Resistencia a compresión	Resistencia a tracción	Influencias por aumento de		Carga vertical	Esbeltez
			Acero vertical	Acero horizontal		
Resistencia al agrietamiento		(++)			(+)	
Resistencia última: corte			(+)	(++)	(+)	
Resistencia última: flexión	(+)		(++)		(+)	
Ductilidad	(++)		(-)	(+)	(-)	(-)
Degradación de resistencia	(-)		(-)	(-)	(+)	
Degradación de rigidez	(-)		(-)	(-)		(+)
Deslizamiento			(-)		(-)	(+)

influencia alguna de la cuantía de acero. Asimismo, que la resistencia al cortante es controlada, prácticamente de modo total, por la cuantía de acero horizontal; de modo tal que si esta cuantía es lo suficientemente elevada, esta forma de falla puede evitarse. También se ha definido que la cuantía de armadura vertical es la mayor influencia en la resistencia máxima del muro, la que aumenta con el aumento de esta cuantía. El deslizamiento del muro se inicia por la fisuras de flexión en los extremos de un muro sometidos a inversión de desplazamientos cíclicos; la fisura, inicialmente en los extremos, se corre hacia el centro y termina en una falla por deslizamiento que puede alterar totalmente el comportamiento del muro, aumentar de desplazamiento lateral y reducir su ductilidad y resistencia. La posibilidad de deslizamiento se reduce con cuantías mayores de acero vertical y con presencia de carga axial.

Quedan por analizar los parámetros que definen las influencias de las variables en la ductilidad de los muros sometidos a cargas cíclicas coplanares.

La ductilidad de un muro (μ) se mide por su capacidad de deformación, que se expresa como la relación de δ_g —la deformación (o deriva) máxima admitida

dentro del límite de la deformación máxima que el muro es capaz de sostener— y γ_y que es la deformación (o deriva) al inicio de la fluencia, medidas ambas arbitraria, pero razonablemente, a la altura (H_r) de la aplicación de la resultante de las fuerzas laterales. De este modo.

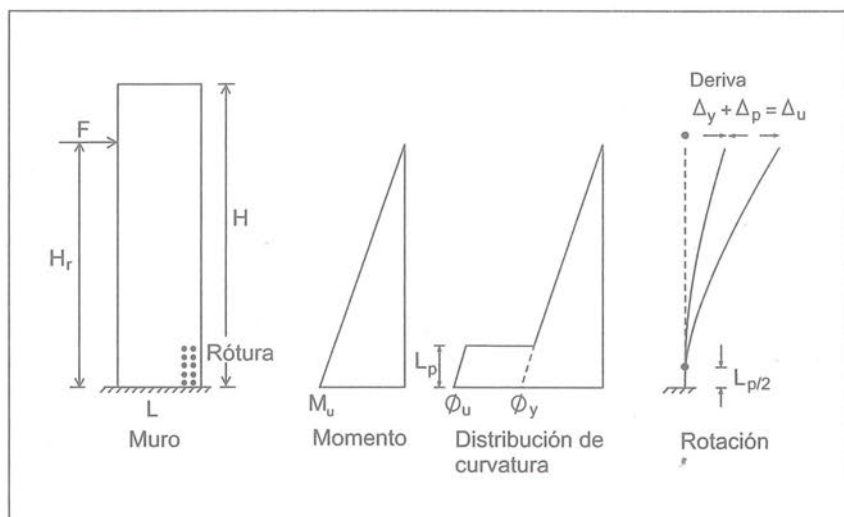
$$\mu = \delta_u / \delta_y \quad 10-8$$

Haciendo referencia a la figura 10.70, en la que se muestra un muro sometido exclusivamente a una fuerza lateral F , y sus correspondientes diagramas de momentos, de curvatura y de rotación, y siguiendo las reglas de la resistencia de materiales, se puede precisar la deformación de fluencia y última de la manera siguiente:

$$\delta_y = (\phi_y H_r / 2)(2 H_r / 3) = \phi_y H_r^2 / 3, y \quad (10-9)$$

$$\delta_u = \delta_y + (\phi_u - \phi_y)(L_p)(H_r - 0.5L_p) \quad (10-10)$$

En estas ecuaciones, ϕ_y es la curvatura de fluencia y ϕ_u la curvatura admitida en rotura. Asimismo, L_p es el largo de la rótula cuya medida —establecida mediante el análisis de propagación de la fluencia del acero y confirmada mediante ensayos— varía entre 0,4 (para muros de poca esbeltez) y 0,6 (para muros muy esbeltos) de largo del muro (L_w); el valor de L_p para los muros usuales en albañilería se puede definir, sin error importante, como igual a $0,5L_w$.



10.70. Parámetro para la definición de la ductilidad de un muro sometido a una carga lateral.

De este modo:

$$\mu = \delta_u / \delta_y = 1 + \frac{3}{a} (\phi_u / \phi_y - 1) (1 - 1/2a) \quad (10-11)$$

en la que $a = H_r/L_w$. Como, además, el valor de a está usualmente entre 2 y 4, el término $(1 - 1/2a)$ puede aproximarse con el valor 0,83, y la expresión final de la ductilidad de desplazamiento será:

$$\mu = 1 + \frac{2.5}{a} (\phi_u / \phi_y - 1) \quad (10-12)$$

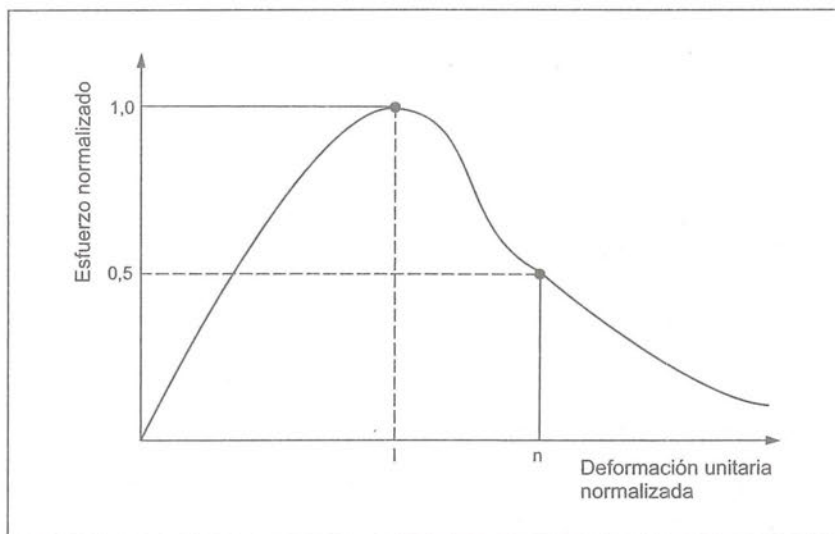
El análisis de estos parámetros conduce a lo siguiente:

- a. La ductilidad varía en forma inversamente proporcional a la esbeltez ($a = H_r/L_w$). A mayor esbeltez, menor ductilidad.
- b. La ductilidad decrecerá con el aumento de la cuantía vertical de acero, ya que este aumento conduce a mayores rotaciones de fluencia y menores rotaciones de rotura.
- c. Si la cuantía de acero vertical está determinada, la ductilidad dependerá de la rotación última. Esta aumenta con el aumento de la deformación unitaria última de la albañilería si se impide el deterioro del talón comprimido.

En la figura 10.71 se muestra el diagrama normalizado esfuerzo-deformación unitario de prisma de albañilería asentada. Asumiendo que la deformación máxima se ubica en la curva descendente a un esfuerzo de 0,5 del máximo, el valor de h definirá la rotación última. Ese valor de h es alrededor de 1,6 para albañilería en la que no se han incorporado planchas (u otros sistemas) de confinamiento, y está entre 4 y 6 si se confina la albañilería para evitar su expansión lateral. En los acápites 9.3.7 y 9.4.5 se fijan valores absolutos para las deformaciones unitarias últimas.

10.2.3.3.15. Albañilería armada parcialmente rellena

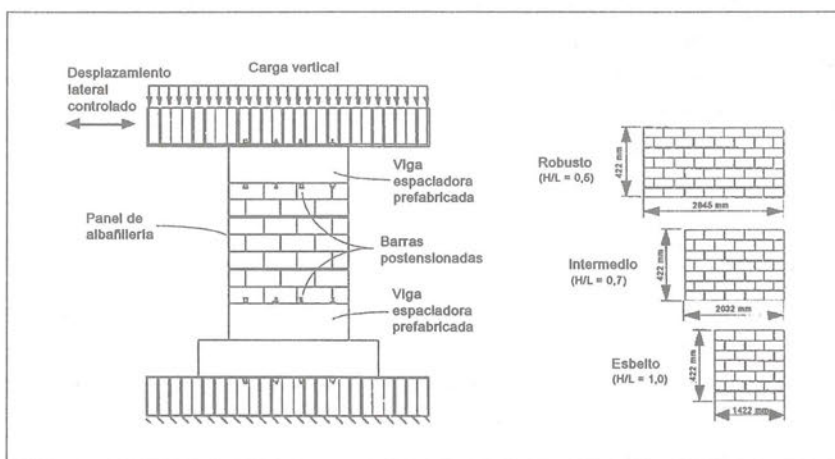
En los últimos años se desarrolló en los Estados Unidos gran interés por investigar el comportamiento de muros parcialmente llenos como una alternativa económica a la albañilería armada tradicional, con todas las celdas rellenas de concreto líquido, para edificaciones de 1 y 2 niveles. En la albañilería parcialmente llena sólo las celdas con refuerzo vertical se llenan con concreto. Las investigaciones llevadas a cabo por Schultz y otros [233] de muros de albañilería



10.71. Diagrama normalizado para el ensayo de compresión de prismas de albañilería

parcialmente llena con refuerzo en las hiladas, demostró que la albañilería parcialmente llena es una alternativa viable y económica para las características de bloques y mortero usados en los ensayos y que son disponibles en el mercado norteamericano.

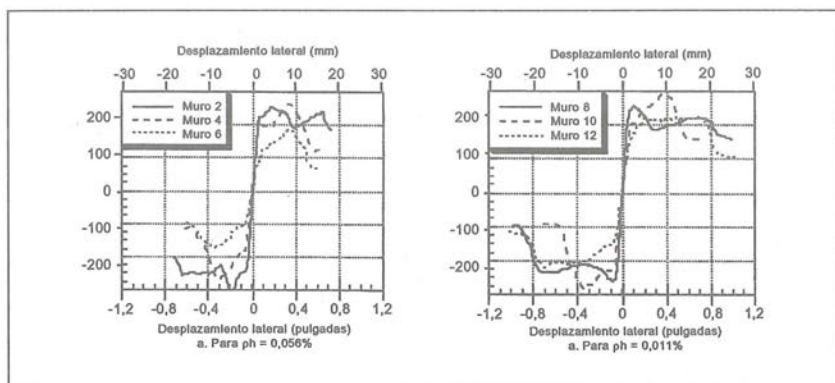
Los especímenes ensayados cuyo esquema se muestra en la figura 10.72, fueron construidos con bloques de concreto de dos celdas de dimensiones nominales $400 \times 200 \times 200\text{mm}$; los bloques fueron 51% sólidos y con espesor de pared mínimo de 33,7 mm. Las unidades se asentaron con mortero solo en las



10.72. Arreglo de la prueba - Configuración de los especímenes. [233]

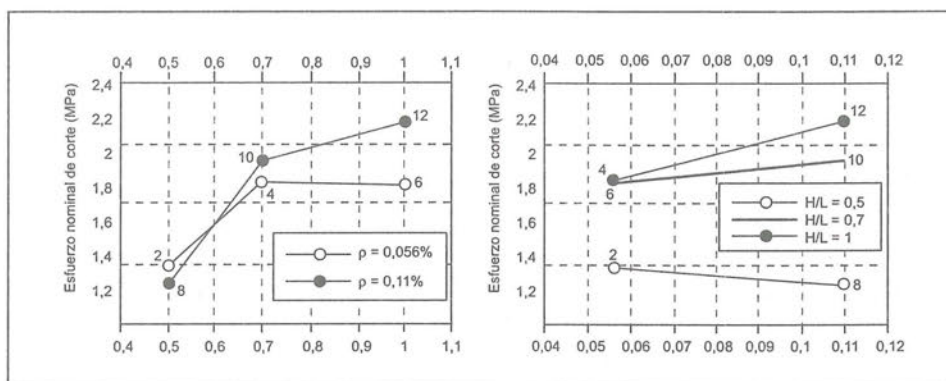
caras exteriores usando mortero ASTM C270 tipo S. La resistencia a compresión de la albañilería, f'_m , fue de 23 MPa. Como refuerzo horizontal fueron escalerillas de alambre electrosoldado con elongación mayor al 6% y rotura por tracción fuera de las uniones soldadas. Solamente se rellenó con concreto líquido las celdas extremas que son las que llevaban el refuerzo vertical.

Se encontró que la resistencia lateral de los muretes ensayados a ciclos de fuerza lateral coplanar con deformación controlada era estable, con gran rigidez inicial y suficiente disipación de energía. Luego de la formación de las fisuras verticales debidas a la concentración de esfuerzos entre las celdas rellenas de concreto y las vacías, el refuerzo horizontal en las hiladas fue capaz de puentear las rajaduras verticales y continuar aceptando carga, a diferencia de lo ocurrido en ensayos anteriores en los se usó refuerzo central en recesos verticales. Se encontró que la relación de aspecto altura/longitud tiene una influencia positiva en la resistencia a corte última pero negativa para la capacidad de deformación y disipación de energía (véase la figura 10.73). La cuantía de refuerzo horizon-

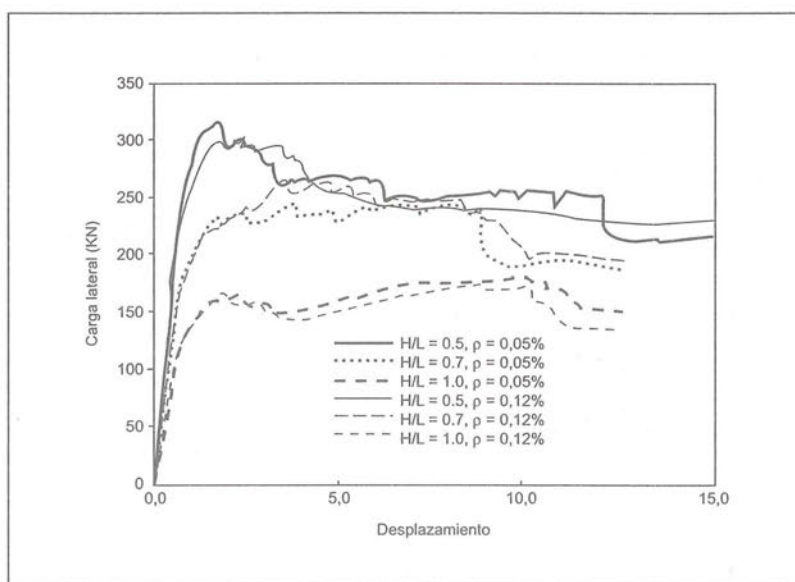


10.73. Envolventes de respuesta. [233]

tal mostró un efecto positivo modesto en la resistencia última a corte y en la capacidad de deformación pero no mejoró la capacidad de disipación de energía (véase la figura 10.74). Shing y Cao [234] analizaron, usando modelos con elementos finitos, muros parcialmente rellenos ensayados por Shultz, encontrando que el comportamiento de muros parcialmente rellenos se puede asimilar al de pórticos rellenos donde las celdas rellenas de concreto proveen la acción de pórtico y las celdas vacías hacen las veces del panel de albañilería. Puede verse en la figura 10.75 que a menor relación H/L la resistencia es mayor. Los muros con $H/L=0,5$ tuvieron una caída mas significativa de resistencia que las otras. La influencia de la cuantía de refuerzo horizontal es insignificante probablemente por las características del mecanismo de falla de los muros.



10.74. a) Esfuerzo promedio último de corte vs. relación de aspecto. b) Esfuerzo promedio último de corte vs. cuantía de refuerzo [233]



10.75. Curvas: Carga lateral – desplazamientos. [234]

Los muros con relación de esbeltez H/L bajas mostraron falla por deslizamiento a mitad de altura mientras que los muros mayor relación de esbeltez tuvieron agrietamiento vertical pronunciado en las juntas verticales entre las celdas rellenas y las vacías.

Las conclusiones de las investigaciones arriba mencionadas no pueden ser extrapoladas para muros con unidades de menor calidad porque, además del problema de discontinuidad en el flujo de las cargas verticales debe tenerse cuidado en una posible falla por compresión diagonal, posibilidad que se incrementa cuando

el espesor de las paredes es reducido. El uso de albañilería parcialmente rellena debe limitarse a muros con demandas sísmicas coplanares reducidas para evitar fallas frágiles. Este puede ser el caso de edificaciones de uno o dos pisos diseñadas para comportarse en el rango elástico.

San Bartolomé y otros [232] ensayaron dos muros parcialmente rellenos con concreto $f'_c=20$ MPa contruidos con bloques con 36% de vacíos y con escalerillas electrosoldadas en las hiladas como refuerzo horizontal. Los muros tuvieron buen comportamiento y demostraron que la albañilería parcialmente llena puede ser usada en edificaciones de 1 y 2 niveles.

10.3. ALBAÑILERÍA CONFINADA

10.3.1. Tipología

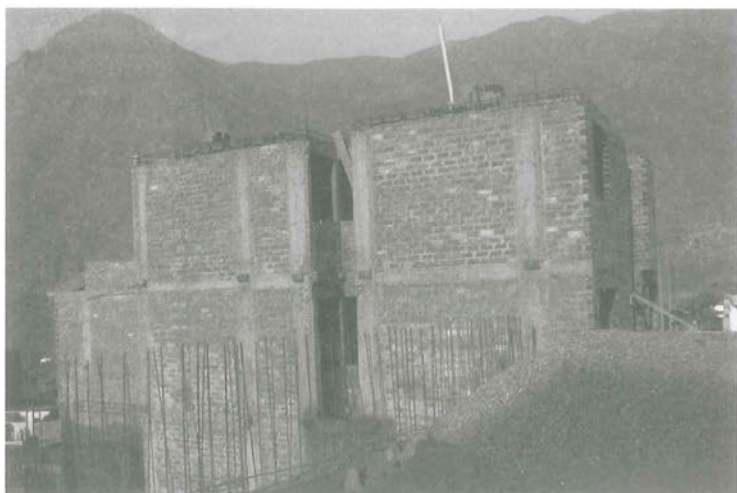
La albañilería de los muros de las edificaciones diafragmadas —en los que las acciones coplanares controlan el comportamiento y, como consecuencia, el diseño estructural— puede ser reforzada enmarcando paños de albañilería, generalmente llenos —sin vanos— con elementos de concreto armado que, en determinadas formas de construcción, actúan como su confinamiento. En la tabla 10.9, se indican los diferentes tipos posibles de muros de albañilería enmarcada por elementos de concreto.

Los muros de albañilería (simple) confinada —abreviadamente: muros confinados— son los de aplicación más difundida en las construcciones de albañilería de altura media —uno a cuatro niveles— y los que han sido estudiados en años recientes en el Perú, tanto analítica como experimentalmente, con mayor profundidad y detalle (véase la figura 10.76). Son características esenciales de este tipo de muro las siguientes: 1) que el paño de albañilería se asiente —dejando, las más de las veces, sus bordes verticales endentados— antes de llenar el concreto de los confinamientos; 2) que los paños de albañilería estén enmarcados en todo su perímetro; 3) que los paños de albañilería tengan una forma cercana a la cuadrada, y 4) que la albañilería no sea propensa a fallas frágiles en compresión. En algunos casos se coloca una cuantía nominal de armadura horizontal en las hiladas del paño de albañilería, con el propósito de diseminar el agrietamiento —evitando la formación, típica de la albañilería simple, de una sola grieta diagonal— y, también, de impedir el vaciamiento del paño agrietado como consecuencia de las acciones sísmicas perpendiculares al plano del muro. El modelaje de este tipo de muros depende, como se señala en la tabla 10.4, de la rigidez relativa de los confinamientos y del paño de albañilería (tema que se trata en detalle en los acápites 10.3.3 y 10.3.4.).

TABLA 10.9.
Clasificación y características de los muros de albañilería confinada
por elementos de concreto

Aspectos	Albañilería (simple) confinada	Albañilería (armada) confinada	Pórticos rellenos
Construcción	El concreto se llena alrededor del paño de albañilería	El concreto se llena alrededor del paño de albañilería.	Primero se construye el confinamiento, y luego se asienta el paño de albañilería
Paño de albañilería. Refuerzo	Simple o con cuantías nominales de acero horizontal	Con armadura horizontal para integrar permanente el paño de albañilería con el confinamiento, evitar el vaciamiento del paño y contribuir a la resistencia al corte.	Simple o armada
Acción de la carga vertical sobre la albañilería	Sí	Sí	No
Integración	Parcial y temporal	Total y permanente	Prácticamente nula con albañilería simple. Puede ser total o permanente con albañilería armada
Modelo	Depende de la rigidez relativa de los confinamientos y del paño de albañilería (véanse los acápites 10.3.3 y 10.3.4).	Muro homogéneo	Pórtico arriostrado

En la albañilería armada confinada, el paño es reforzado ya sea con cuantías de acero horizontal que aseguren la integración estructural total y permanente de los confinamientos y del paño, permitiendo que el muro alcance adecuada



10.76. Edificación de muros portantes utilizando muros confinados.

ductilidad o con cuantías de acero determinadas en función del comportamiento estructural y con criterios de capacidad que aseguren que el muro será débil en flexión y fuerte en corte. La albañilería armada confinada cuyo refuerzo se determina por capacidad puede ser tratada como lo son los muros de albañilería armada, con las siguientes excepciones: 1) las armaduras de flexión —armaduras verticales— se concentran en los confinamientos en vez de estar difundidas a lo largo del muro; 2) se puede utilizar la armadura vertical para resistir compresión, lo que demandará seguramente la colocación de estribos o espirales, y 3) el cortante es asumido mediante un mecanismo de corte-fricción por los elementos de confinamiento vertical y por el paño de albañilería reforzada mediante armadura horizontal colocada en el paño de albañilería y anclada en los confinamientos verticales. Ella, de otro lado, comparte una serie de características y condicionantes —que se irán haciendo evidentes a lo largo del texto— correspondientes a los muros (simples) confinados.

El pórtico relleno proviene de la construcción de muros no portantes de cierre o de división de una edificación ubicados en el vano de los pórticos estructurales (véase la figura 10.77). Inicialmente esta construcción se llevaba a cabo sin ninguna consideración sísmica. La evaluación del efecto de las acciones sísmicas en estructuras dañadas condujo a detectar que la inclusión de la albañilería modificaba las características estructurales de los pórticos, y que estos no necesariamente proveían arriostramiento al muro. Más recientemente, el tipo de estructura ha sido definido; se ha aceptado la posibilidad de su competencia estructural y, como consecuencia, ha merecido análisis e investigación más



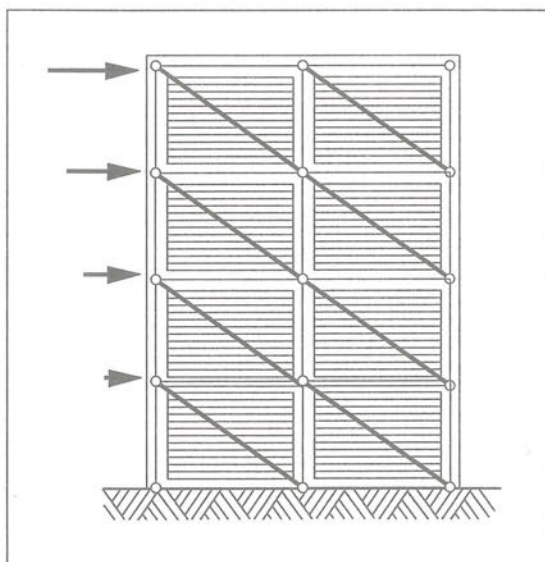
10.77. Pórtico relleno.

detallados. El estudio del comportamiento de los pórticos rellenos —en los que el confinamiento es inexistente y resulta más bien el paño de albañilería el que rigidiza al pórtico— se puede realizar asumiendo que se trata de un pórtico contraventado con diagonales en compresión. (El esquema de esta suposición se muestra en la figura 10.78.) Investigaciones analíticas y experimentales recientes demuestran que los pórticos rellenos pueden mejorar sustancialmente el comportamiento de los pórticos de concreto armado en rigidez, ductilidad y capacidad de disipación de energía aún en condiciones que involucran fuerzas en el plano simultáneas con fuerzas normales al plano. De otro lado, el detalle de este análisis está fuera del alcance de este libro, y los lectores interesados pueden dirigirse a las referencias [199, 223, 247, 249, 250] para un tratamiento exhaustivo del tema.

10.3.2. Naturaleza

El confinamiento, como ya se ha señalado, está destinado a proveer competencia estructural al muro para acciones coplanares laterales. Por ello, tanto para muros portantes de edificaciones sin diafragma horizontal como para muros no portantes

10.78. Modelo estructural utilizado para el análisis de pórticos rellenos.



—en ambos casos las cargas críticas son las cargas perpendiculares al paño del muro— el confinamiento es solo aparente; en estos muros los elementos de concreto armado que enmarcan el paño no son sino arriostros de este: proveen estabilidad y resistencia para las cargas prioritarias perpendiculares al plano. En esta situación, como es obvio, algunas de las restricciones señaladas para considerar a un paño confinado —enmarcado en todo el perímetro y de proporción cuadrada—, y la exigencia de usar albañilería con elevada resistencia a la compresión, no son aplicables. Las características de los muros arriostros deben definirse en función de la resistencia a la tracción por flexión de la albañilería, considerando que el paño trabaja a flexión con cargas perpendiculares a su plano. Como quiera que la resistencia a tracción por flexión depende de la adhesión entre mortero y la unidad y no de la resistencia a tracción de la unidad, no se requiere que las unidades sean sólidas; es más, deben usarse las unidades más livianas compatibles con la capacidad a compresión requerida, con el propósito de disminuir la masa sísmica del muro y por tanto los efectos perpendiculares a su plano.

En el caso de los muros portantes de edificaciones diafragmadas, la función de los confinamientos es doble. De un lado, aun cuando no provienen de este propósito, los confinamientos actúan de arrioste —o de apoyo— del paño de albañilería para cargas perpendiculares a su plano.

Para cargas coplanares, función original y esencial de los confinamientos, ellos proveen, junto con el paño de albañilería, una segunda línea resistente que comienza a ser operativa una vez que el paño de albañilería —que provee

la primera línea resistente— se agrieta diagonalmente. Hasta el momento del agrietamiento es posible suponer un comportamiento integrado y elástico del muro confinado, que puede ser asimilado al comportamiento de una viga de gran peralte. Una vez ocurrido el agrietamiento diagonal el sistema resistente se modifica súbitamente, aunque mantiene aún, con rigidez reducida, un comportamiento que se puede considerar elástico; en esta etapa del comportamiento del muro confinado ante carga lateral creciente aquel se puede asimilar al de un sistema triangulado: la albañilería actúa como diagonal en compresión o una sucesión de puntales diagonales paralelos en compresión y los elementos de concreto armado como tirantes del sistema. Este modelo representa el comportamiento del muro durante una etapa muy breve, y elástica, del proceso de carga lateral creciente; él no puede ser extrapolado (como no puede ser extrapolado ningún comportamiento elástico) para representar el comportamiento plástico al aumentar las distorsiones angulares.

Las investigaciones realizadas en las últimos dos décadas en los países donde este sistema constructivo está difundido y en el Perú, lideradas por San Bartolomé en el Laboratorio de Estructuras Antisísmicas de la Pontificia Universidad Católica del Perú, han permitido conocer mejor el comportamiento de los muros confinados una vez ocurrido el agrietamiento lateral; dicho conocimiento se ha traducido en recomendaciones sobre las limitaciones del sistema y sobre las características del refuerzo de los muros, en particular del refuerzo horizontal. Finalmente, ello ha permitido a los ingenieros proyectistas y luego a los reglamentadores de los diferentes países, a señalar condiciones mínimas para su diseño, dimensionamiento y construcción. Ha permitido desarrollar procedimientos de diseño límite que cubran tanto la etapa elástica como la inelástica. Estas condiciones están sustentadas tanto en modelos simplificados de un comportamiento asumido pero posible, como en el sentido común *ingenieril*, y han conducido, a pesar de sus limitaciones, a una aplicación razonablemente segura y económica del sistema. Es casi general la exigencia de refuerzo horizontal en los muros del primer piso de edificaciones de más de tres pisos y que se limite la altura de los muros a cinco pisos o 15 m de altura. La falta de investigaciones y las dudas con relación a si el refuerzo horizontal diseñado por capacidad modificará realmente el comportamiento del muro llevándolo a un comportamiento por flexión ha hecho que no se permita ir a mayor altura con albañilería confinada.

Es usual que los reglamentos exijan que se respeten las características esenciales que definen la naturaleza de la albañilería confinada, y, además: 1) que el análisis se efectúe mediante procedimientos elásticos asumiendo que la falla del muro ocurrirá por corte y no por flexión; 2) que el dimensionamiento del panel de albañilería se haga para evitar su fisuración ante sismos leves y frecuentes;

3) que el diseño de los confinamientos se haga bajo criterios de rotura para las fuerzas generadas por el sismo severo y, 4) que se cumpla lo siguiente:

- a. Que se configure la estructura utilizando paños de albañilería que no sean excesivamente alargados y que puedan impedir, por ello, la formación de una diagonal de compresión eficiente en el paño de albañilería. Con este propósito, si el largo del mundo confinado es superior a dos veces la altura del entrepiso, deben colocarse elementos de confinamiento verticales intermedios, que mantengan una relación máxima de dos entre la distancia libre entre confinamientos verticales y la altura del entrepiso.
- b. Que se asiente la albañilería con unidades —usualmente ladrillos— macizas, y que si son perforadas el área alveolar no exceda el 30%. Esta exigencia proviene de la experiencia: las unidades excesivamente perforadas o huecas han conducido a graves fallas frágiles en compresión del paño de albañilería.
- c. Que las características estructurales —particularmente el espesor— del paño de albañilería se definan en función de la resistencia de la albañilería al corte.
- d. Que el panel de albañilería se refuerce con armadura horizontal por lo menos en el primer piso y cuando su esfuerzo en compresión sea igual o mayor de $0.05f'm$.
- e. Que las características estructurales de los confinamientos —secciones, cuantía y forma del refuerzo y características resistentes del concreto— se definan a partir de un modelaje estructural racional, aunque este pueda ser arbitrario.

Los ensayos, los análisis teóricos y el comportamiento ante sismos señalan que dos características son esenciales para definir la naturaleza de la albañilería confinada, ya que ellas condicionan la calidad de su comportamiento sismo-resistente o poselástico. La primera de estas características es el (ya señalado) inevitable agrietamiento por corte (grieta escalonada a lo largo de las juntas) o por tracción diagonal (grieta que atraviesa las unidades y que ocurre cuando la resistencia a la tracción de la unidad es inferior a la adhesión unidad-mortero); este agrietamiento, aunque conduce inicial y brevemente a un comportamiento elástico de rigidez y resistencia reducidas, produce luego un severo ablandamiento —pérdida creciente de rigidez— del entrepiso donde el agrietamiento ocurre generalmente en el primer nivel. Inicialmente, luego del agrietamiento diagonal, el panel queda dividido en dos bloques triangulares donde el bloque superior tiende a girar alrededor de su extremo inferior o talón comprimido del muro y ejerce fuerzas concentradas sobre este y contra el confinamiento del extremo superior opuesto. Grietas diagonales

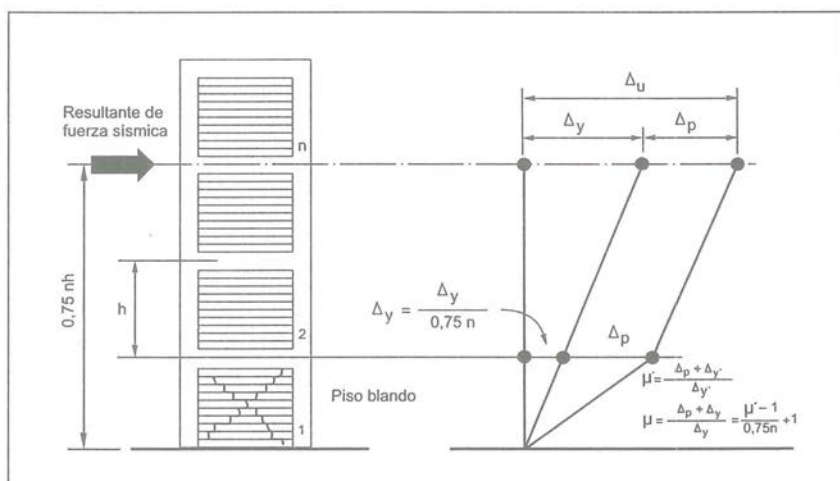
sucesivas y cruzadas conducen, en edificaciones de varios niveles, a la formación de un *piso blando* —un entrepiso en el que se concentre el íntegro de la deformación sísmica— que, como consecuencia, sufre demandas de ductilidad que le son inalcanzables. En la figura 10.79 se cuantifica esta demanda de ductilidad en el entrepiso. Se ha determinado, mediante análisis comprobados por ensayos, que estos agrietamientos diagonales o de corte escalonado, precipitados por la tracción diagonal y los esfuerzos cortantes, se inician en el centro del muro, donde los márgenes de seguridad son mínimos.

Se ha establecido, también, que la magnitud de los esfuerzos actuantes y, como consecuencia, la de las correspondientes cargas de falla, son gobernadas casi exclusivamente por la esbeltez (relación alto/ancho) del paño de albañilería.

La segunda de estas características es la separación que ocurre en la interfase entre los confinamientos y el paño de albañilería, inexorablemente cuando la rigidez del confinamiento es excesiva y que conduce —particularmente cuando el agrietamiento diagonal ya está presente— a la desintegración del sistema estructural (véase, al respecto, la figura 10.80). En un sismo, caracterizado por la simultaneidad de acciones coplanares y perpendiculares al plano de albañilería, esta separación puede conducir a fallas catastróficas, porque al vaciarse total o parcialmente el paño se pierde la indispensable competencia para trasladar las cargas verticales al suelo.

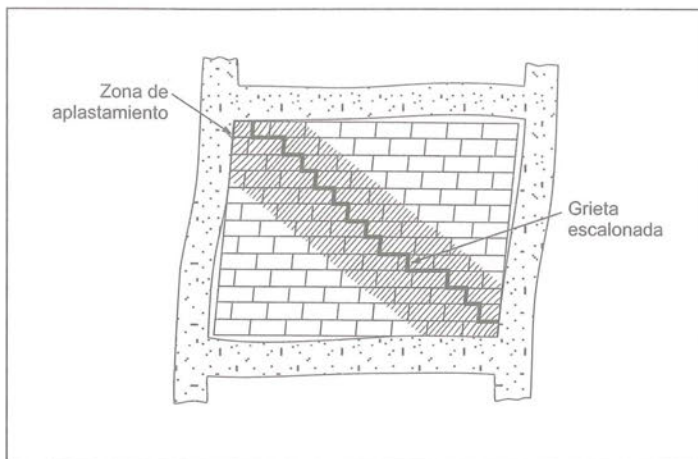
El análisis de estas dos características conduce a lo siguiente:

- a. Los muros (simples) confinados solo deben ser empleados en edificaciones en áreas sísmicas cuando se puede prever que los cortantes causados



10.79. Ductilidad demandada del piso blando en función de la ductilidad global. Para una ductilidad global de cuatro, en un edificio de cuatro pisos, se requiere una ductilidad de diez en el piso blando.

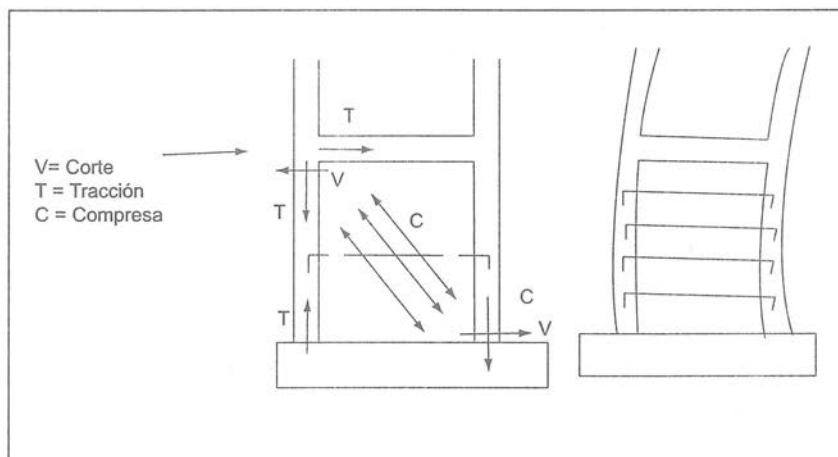
10.80. Formación de la diagonal en compresión y de la zona de aplastamiento después del agrietamiento diagonal por corte de un muro confinado.



por la vibración sísmica no ocasionarán el agrietamiento de los paños de albañilería; esto significa que en áreas de sismicidad severa:

- 1) el límite de la altura de edificaciones con muros confinados es del orden de tres a cuatro niveles, 2) el diseño del panel de albañilería debe ser efectuado por métodos elásticos (véanse los párrafos finales del acápite 10.3.5.1) y el diseño del confinamiento debe ser diseñado por procedimientos de capacidad.
- b. Para edificaciones de mayor altura es necesario utilizar muros armados confinados, pues ellos pueden ser diseñados, dimensionados y construidos para comportarse dúctilmente. En otras palabras, los muros confinados deben ser provistos con armadura horizontal —colocada en las hiladas— en la cantidad necesaria para que mantenga la integridad del paño de albañilería luego de la formación de la grieta diagonal y evitar el desplazamiento horizontal de los bloques triangulares y el vaciamiento del paño de albañilería.

En la albañilería confinada tanto simple como armada, el confinamiento debe proveer una segunda línea de resistencia —esencial para el comportamiento del muro— y resistir el cortante, debido a la acción del puntal en compresión, mediante un mecanismo de corte fricción y tracción o compresión; los confinamientos sirven además para alojar la armadura vertical requerida por flexión y posibilitar —añadiendo estribos o espirales— que dicha armadura pueda ser útil en compresión y que al confinar el concreto le den gran capacidad al talón comprimido. En los muros armados confinados, la ocurrencia de la falla por corte y la consecuente pérdida de rigidez en el primer piso genera un esquema de comportamiento similar al mostrado en la figura en 10.81, es decir,



10.81. a) Comportamiento de muro confinado con confinamientos de rigidez controlada y refuerzo horizontal que integra comportamiento del panel con el del confinamiento vertical. b) Fuerzas internas actuantes.

un puntal de compresión de un ancho considerable, un tirante horizontal en la parte alta y elementos verticales a tracción en un extremo y compresión en el otro. Este comportamiento obliga a colocar el confinamiento horizontal a nivel de la losa, además del refuerzo horizontal distribuido en la altura del muro. El refuerzo horizontal contribuye a la integración entre el confinamiento y el paño de albañilería; sin embargo, dicha integración depende, además, de la rigidez relativa entre el confinamiento y el paño de albañilería, como se verá más adelante.

Finalmente, para el diseño de estas edificaciones se podrá suponer que cuando ocurran sismos severos ellas ingresarán en el rango plástico y, consecuentemente, podrán utilizarse cortantes basales inferiores a los elásticos, cuyo valor será función de la ductilidad disponible del mecanismo plástico adoptado.

10.3.3. Análisis teórico

10.3.3.1. Parámetro de rigidez relativa

La relación entre la rigidez de los confinamientos y la del paño de albañilería puede ser cuantificada mediante el parámetro de rigidez relativa (b_s), definido por la ecuación:

$$b_s = (E_m t / 4 E I h)^{1/4} \quad (10-13)$$

en la que E_m y t son el módulo de elasticidad y el espesor del muro de albañilería, y EI y h son la rigidez a flexión del confinamiento vertical en el plano y la altura del entrepiso, respectivamente.

De acuerdo con la evaluación de los múltiples ensayos efectuados en muros confinados sometidos a cargas coplanares, es posible identificar el comportamiento probable de un muro confinado sobre la base del valor del parámetro de rigidez.

Cuando b_s es menor que 0,11/cm, lo que indica que los confinamientos son muy rígidos en comparación con el paño de albañilería, el comportamiento puede asimilarse, como en el caso de los pórticos rellenos, al de un pórtico contraventeado. Cuando, de otro lado, b_s es mayor que 0,14/cm, se trata de confinamientos muy flexibles, que se mimetizan con el paño de albañilería: en este caso, el comportamiento puede asumirse como homogéneo y, consecuentemente, similar al de un muro de albañilería armada. El comportamiento cuando b_s se encuentra entre los valores anteriormente señalados —rango que además corresponde a los muros confinados usuales en la práctica— es difícil de predecir; consecuentemente, el diseño de muros ubicados en este rango de rigidez relativa debe ser conservador. Esto se logra asumiendo que son posibles las dos condiciones extremas y definiendo las características resistentes con las condiciones más desfavorables.

10.3.3.2. Comportamiento [175] [178]

De acuerdo con los diferentes análisis llevados a cabo en muros confinados (usualmente con valores de la rigidez relativa inferiores a 0,125/cm), utilizando la herramienta de los elementos finitos y la verificación mediante ensayos, se puede asegurar que una vez concluido el transitorio, breve e irre recuperable comportamiento elástico de los muros confinados sometidos a carga lateral creciente los confinamientos se deforman y se apoyan contra el paño de albañilería a través de una acción diagonal, que obliga al paño de albañilería a funcionar como puntal diagonal en compresión. El sistema es así análogo a un pórtico arriostrado con diagonales, aunque debe reconocerse que la competencia lateral del sistema de confinamientos que actúa solo es muy débil para cargas laterales y que, como consecuencia, la analogía tiene limitaciones severas.

Al aumentarse la carga horizontal, el muro confinado puede sufrir —alternativa o conjuntamente— dos modos de falla. La primera falla posible, aunque improbable, es el aplastamiento de una (o las dos) esquina(s) del paño de albañilería, donde ocurren las concentraciones del esfuerzo de compresión. Esta falla está gobernada, por lo tanto, por la intensidad del esfuerzo de compresión en la

esquina y por la resistencia a la compresión de la albañilería. La intensidad está relacionada con la longitud de contacto, la que a su vez es función del parámetro de rigidez. Los análisis indican que la longitud de la zona aplastada del paño de albañilería (a) se puede estimar mediante la fórmula:

$$a = 1,5/b_s \quad (10-14)$$

en la que b_s es el parámetro de rigidez definido en el párrafo 10.3.3.1. Si se asume que la resistencia última de la albañilería corresponde a la de un bloque rectangular vertical de altura a —que es la dimensión antes determinada—, de ancho igual al espesor del muro y a un esfuerzo uniforme igual a la resistencia a la compresión de la albañilería ($f'm$), es relativamente simple determinar la magnitud de la fuerza horizontal que causa el aplastamiento.

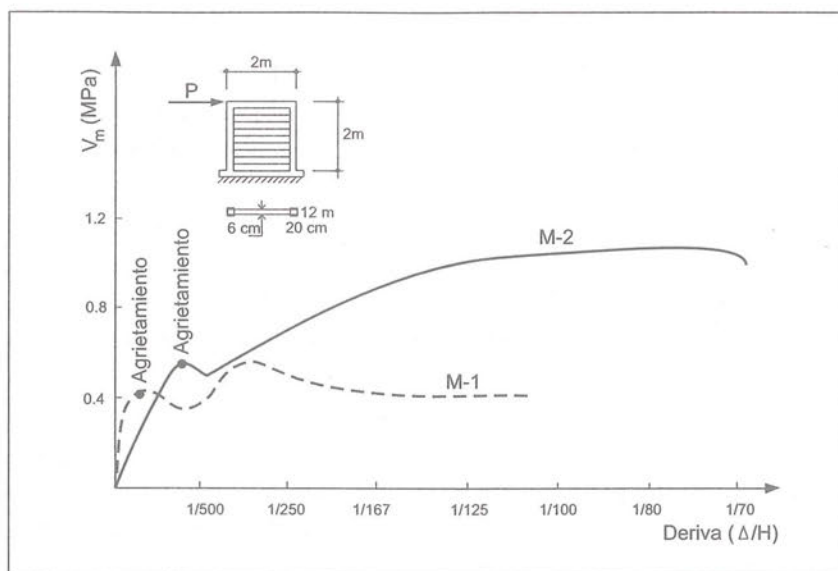
La segunda forma de falla corresponde a los modos potenciales de falla de los confinamientos. Al aumentarse la carga, los confinamientos pueden fallar, antes del aplastamiento del paño de albañilería, por alguno de los siguientes motivos: 1) falla por tracción en el confinamiento vertical, derivada ya sea de falla en la armadura o en sus anclajes; 2) falla por corte —corte-fricción— en los confinamientos horizontales o verticales, y 3) falla por acción combinada de acciones directas y momentos en los mismos confinamientos.

10.3.4. Ensayos

10.3.4.1. Ensayos monotónicos

En uno de los primeros esfuerzos de investigación destinados a racionalizar la utilización de la albañilería en sus diferentes formas estructurales, Meli y Salgado [128] ensayaron en 1965 cuatro muros confinados sometidos a carga lateral monotónica. Las dimensiones de los muros, el esquema del sistema de aplicación de la carga y el diagrama de comportamiento carga-deformación para los dos muros con resultados significativos se muestran en la figura 10.82.

Las características básicas de los materiales utilizados fueron las siguientes: la albañilería fue elaborada con ladrillos de arcilla sólidos (sin alvéolos o perforaciones), de fabricación industrial, que se asentaron con morteros cemento:arena 1:3; la albañilería tuvo una resistencia a la compresión de 10 MPa; el concreto un promedio de resistencia de 15 MPa y el acero un esfuerzo de fluencia de 40 MPa. La construcción siguió el procedimiento típico de los muros confinados: se asentó el paño de albañilería y luego se llenaron los confinamientos. El parámetro de rigidez de los muros fue 0,123/cm.



10.82. Resultado de ensayos monotónicos[28]

Los aspectos relevantes del comportamiento ante carga creciente fueron los siguientes:

- El agrietamiento diagonal visible ocurrió con derivas muy reducidas 1/500 de la altura, demostrando la brevedad del rango elástico inicial.
- En uno de los muros, en el que la resistencia del concreto era inferior al valor promedio antes señalado, la grieta diagonal se prolongó muy rápidamente al confinamiento vertical en tracción, lo que impidió que la carga aumentara mucho más allá del valor de agrietamiento.
- En el otro muro, con resistencia del concreto equivalente a 4/3 del promedio, la grieta diagonal fue contenida por los confinamientos, se obtuvo un incremento importante de resistencia, y el ensayo se detuvo a una deriva de 1/100 de la altura cuando comenzaba el aplastamiento de la albañilería.

10.3.4.2. Ensayos cíclicos

10.3.4.2.1. Ensayos de Klingner y Bertero [104]

Los investigadores ensayaron, a escala 1/3, tres pórticos dúctiles rellenos con albañilería —dos con albañilería de bloques de arcilla y el otro con albañilería de bloques de concreto—, aplicando carga vertical constante y ciclos de carga

lateral. Los especímenes fueron diseñados, detallados y construidos aplicando los siguientes criterios:

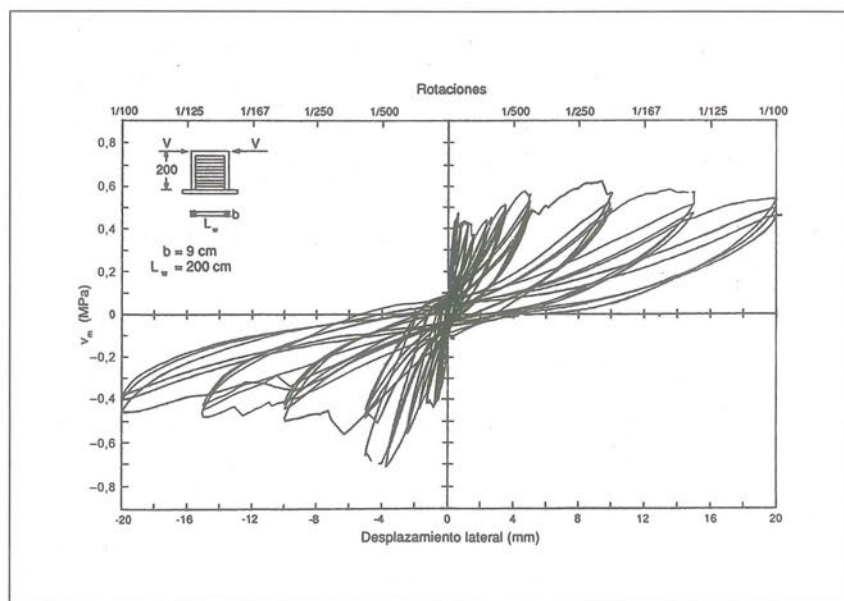
- a. Los pórticos —principalmente sus elementos verticales— debían poseer elevada ductilidad rotacional y ser resistentes a la degradación bajo la acción de cargas cíclicas.
- b. Los paños de albañilería no debían sufrir deterioro brusco —caracterizado, o expresado, por la grieta diagonal— sino una degradación gradual con agrietamiento diseminado. Este objetivo se logró colocando armadura horizontal y vertical en cantidad importante —barras lisas de 6 mm de diámetro a 100 mm centro a centro— en los alvéolos verticales de las unidades y en las juntas horizontales, anclando la armadura en los confinamientos y llenando los alvéolos con concreto líquido.
- c. El espesor del paño de albañilería fue determinado condicionándolo a que en cualquier sección horizontal la resistencia al corte del paño fuera inferior a la resistencia al corte de las columnas.
- d. La construcción debía efectuarse de manera de asegurar un comportamiento monolítico del paño de albañilería con el pórtico periférico.

Es oportuno señalar aquí que debe diferenciarse el comportamiento de un pórtico relleno —aunque sea construido, como lo fue en este caso, utilizando todos los procedimientos posibles, con el propósito de lograr la integración—, del de un muro dúctil (de concreto armado o de albañilería armada). El muro dúctil se diseña, detalla y construye de manera que la falla se produzca con flexión. La falla por corte se evita incorporando al muro, a través de los procedimientos antes mencionados, características obtenidas aplicando procedimientos de capacidad. El pórtico relleno, de otro lado, y al margen de su forma de construcción, está diseñado y construido para comportarse inelásticamente como un pórtico con arriostres diagonales en compresión. En consecuencia, su diseño debe ser tal que su resistencia a flexión exceda siempre la resistencia al aplastamiento de las diagonales del paño de albañilería, y sea mayor también que los valores de los cortantes asociados a las potenciales fallas de los confinamientos. Esto es particularmente aplicable al entendimiento de este ensayo, ya que el parámetro de rigidez era prácticamente 0,11/cm, o sea indicativo de la imposibilidad de conducir al muro a un comportamiento dúctil en flexión.

La secuencia general de falla reportada por los investigadores fue la siguiente:

- a. Inicialmente el sistema se comportó elásticamente como una viga de gran peralte.

- b. Al aumentarse las deformaciones se formaron grietas en los paños de albañilería en direcciones consistentes con la orientación de las tracciones principales predichas por la teoría elástica de las vigas de gran peralte. El inicio del agrietamiento ocurrió con una deriva de $1/500$ de la altura. Cuando la deriva aplicada llegó a $1/100$ de la altura se alcanzó la resistencia máxima.
- c. En ese momento comenzó la separación del pórtico y del paño de albañilería. El muro pasó a comportarse como un pórtico contraventeado con diagonales en compresión, y al alcanzarse una deriva de $1/80$ de la altura comenzó a decrecer la resistencia debido al aplastamiento de las diagonales comprimidas. A partir de ese momento el muro comenzó a exhibir una gradual reducción de resistencia y el paño de albañilería un deterioro creciente y acelerado.
- d. El proceso de carga creciente fue continuado hasta alcanzar una deriva de $1/30$ de la altura. En esta deformación la resistencia residual equivalía a un tercio de la resistencia máxima y era prácticamente igual a la del pórtico dúctil. Físicamente, al alcanzarse esa deriva, el pórtico se había desembarazado de todo el apoyo resistente y rigidizante que le brindaba el paño de albañilería; este, como es obvio, estaba en ese momento totalmente destruido.



10.83. Diagrama histerético típico de muros confinados [104]

10.3.4.2.2. Ensayos de Gallegos y Casabonne [55]

En la figura 10.83 se muestra el diagrama histerético representativo de cuatro ensayos de muros confinados elaborados con unidades de arcilla y sílico-calcáreas, ambas de fabricación industrial y con resistencias de orden de 18 MPa, asentados con morteros de cemento:cal:arena de proporción 1:1/2:4, y confinados por elementos de concreto armado llenados con posterioridad a la construcción del paño de albañilería contra los bordes verticales endentados del mismo. El parámetro de rigidez relativa fue de 0,124/cm.

Los criterios de diseño, detallado y fabricación de los especímenes fueron los siguientes:

- a. que el espécimen no fallara en flexión; con este propósito se proveyó armadura vertical, colocada en los confinamientos, en exceso de la asociada con el valor del cortante estimado de falla.
- b. que la resistencia al cortante de los dos confinamientos verticales fuera mayor que la resistencia estimada al corte del paño de albañilería. Esto se consiguió proveyendo suficiente sección de concreto y colocando estribos concentrados, arriba y abajo, en los confinamientos verticales.

Los especímenes no mostraron daños hasta una deriva del orden de 1/800 de la altura, en la que ocurrieron, bruscamente, una única grieta de corte escalonada a 45° siguiendo las juntas, y una severa reducción de resistencia. Al aplicarse derivas crecientes la resistencia al corte se recuperó ligeramente, pero no superó un valor unitarios promedio de 0,4 MPa, mientras que la rigidez continuó decreciendo. Cuando la deriva alcanzó 1/150 de la altura la separación de confinamiento y paño de albañilería era notoria. El ensayo se prolongó hasta alcanzar una deriva de 1/100 de la altura; en este rango de deformaciones el agrietamiento se propagó en el paño de albañilería y también en los confinamientos, pero no se llegó al aplastamiento de los diagonales o a daños críticos en los confinamientos.

10.3.4.2.3. Ensayos de San Bartolomé y otros [156] [157] [158]

En estas investigaciones se han utilizado muros confinados asentados con ladrillos de arcilla de fabricación artesanal e industrial, tanto sólidos—sin alvéolos o perforaciones— con perforados con hasta 30% de área alveolar. Los confinamientos se han llenado siempre con posterioridad al asentado del paño de albañilería. La forma de los muros, salvo los destinados a investigar el efecto de esta, ha sido cuadrada, y el parámetro de rigidez relativa ha variado entre 0,119 y 0,126 cm.

Los objetivos de los ensayos fueron diversos:

- a. Buscar correlaciones entre las características resistentes de los especímenes a escala natural y los testigos convencionales para ensayos de compresión axial y compresión diagonal.
- b. Establecer el efecto de colocar refuerzo horizontal en el paño de albañilería.
- c. Calibrar el efecto de la carga vertical en el comportamiento del muro confinado.
- d. Investigar el efecto de la forma.
- e. Definir procedimientos de reparación efectivos para muros dañados por las deformaciones aplicadas en los ensayos.

En esencia, el comportamiento cualitativo y los resultados cuantitativos determinados por los investigadores coinciden con lo obtenido en otros ensayos. Así, 1) ocurrió el agrietamiento por corte —en el caso de los muros asentados con unidades artesanales por tracción diagonal— con una deformación angular de valor muy reducido; 2) el agrietamiento marcó el límite del nivel resistente de los muros; 3) el agrietamiento inició un proceso de ablandamiento que se mantuvo hasta el término del ensayo con una deriva de 1/100 de la altura sin llegar al aplastamiento de la albañilería, y 4) los valores resistentes al corte fueron típicamente 0,5 MPa para los muros asentados con unidades industriales y 0,3 MPa para los asentados con unidades artesanales.

En adición, los investigadores señalaron lo siguiente:

- a. que el refuerzo horizontal con cuantías entre 0,18 y 0,16% atenúa el deterioro del paño de albañilería, pero no eleva su resistencia;
- b. que al aumentarse la carga axial se incrementa la resistencia al agrietamiento diagonal en función de un coeficiente; y
- c. que la resistencia al corte decrece con la esbeltez.

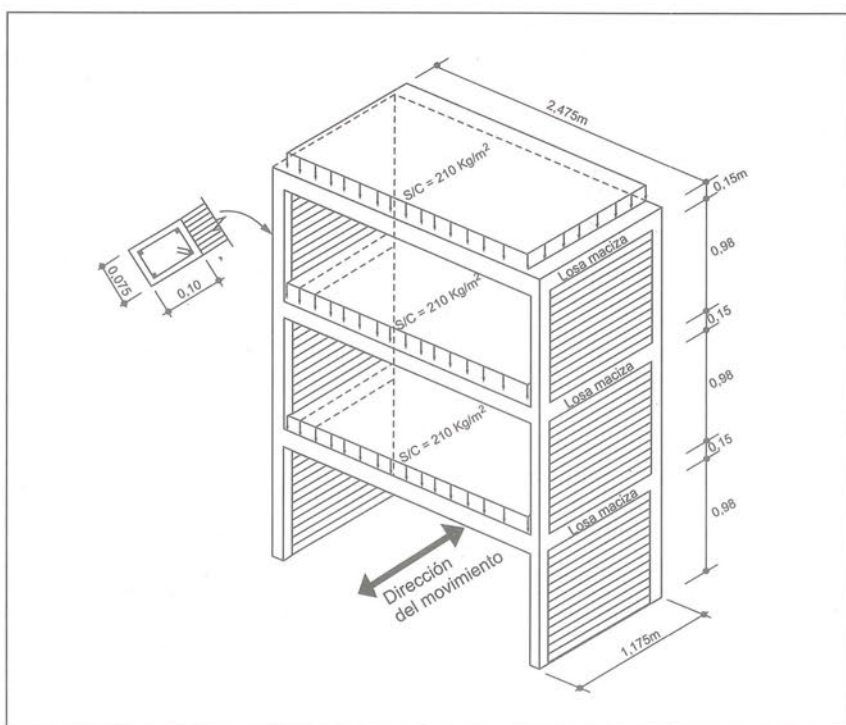
10.3.4.2.4. Ensayos en mesa vibradora

Con el objetivo de estudiar en forma teórica y experimental el comportamiento sísmico de muros (simples) confinados —aunque se reforzó horizontalmente con una cuantía de 0,116% los muros del primer nivel—, San Bartolomé y Quiun [219] efectuaron el ensayo en mesa vibradora de un edificio de tres niveles a escala 1/2,5. En la figura 10.84 se muestra un esquema del modelo y sus dimensiones básicas. Las características de los materiales empleados fueron las siguientes: resistencia-promedio de la albañilería, 6 MPa;

resistencia-promedio del concreto, 15 MPa, y esfuerzo de fluencia del acero, 220 MPa.

El modelo tenía un parámetro de rigidez relativa de 0,145/cm; es decir, se acercaba al rango en el que los confinamientos se mimetizan con el paño de albañilería, en el cual es posible efectuar el diseño, detallado y dimensionamiento como si el muro fuese de albañilería armada y, más aún, en el que es posible conducir el muro a comportarse dúctilmente con falla en flexión. Sin embargo, los investigadores prefirieron efectuar el diseño asumiendo el comportamiento, supuesto en la reglamentación peruana, equivalente al de un pórtico contraventeado; como consecuencia de esta suposición, la armadura horizontal no parecía ser requerida y se procedió a colocar, como se ha señalado anteriormente, solo una insignificante cantidad de acero en el primer nivel.

Cada muro del modelo fue sometido a una carga vertical total de 29 kN y diseñado para un momento último (sin reducción de capacidad) de 26 kNm, asociado a un cortante de 9,8 kN aplicado a 2,64 de la base (equivalente a 0,78 de la altura total). La cuantía de acero vertical fue 0,22%. El cortante resistente máximo del paño de albañilería simple se estimó, a partir de los resultados de testigos ensayados en compresión diagonal, en 22 kN para cada muro.



10.84. Esquema del modelo sometido al ensayo en mesa vibradora [219]

El movimiento de la mesa vibradora fue unidireccional coplanar con los muros y controlado, en fases definidas, por la amplitud del desplazamiento. El informe de los investigadores señala que hasta alcanzar una aceleración de 0,14g, no se había producido ningún daño en la estructura; cuando se alcanzó una aceleración de 0,51g, se inició la falla por flexión, pero se mantuvo el comportamiento elástico, y, finalmente, el espécimen falló por corte con una aceleración basal de 0,53g correspondiente a un cortante de 25 KN por muro.

Es probable que la lección más significativa de este ensayo sea que la falla por corte de los muros confinados es prácticamente inevitable cuando, para determinar sus dimensiones y refuerzos, se extrapola el comportamiento elástico. Sólo es posible cambiar esta forma de falla utilizando un modelo estructural viable y efectuando un diseño por capacidad que permita al diseñador la conducción del comportamiento del muro en el rango plástico.

10.3.4.2.5. Ensayos de muros confinados con refuerzo horizontal [227, 228, 229, 235]

Alcocer y Zepeda [227] realizaron una serie de ensayos de muros confinados con unidades multiperforadas con una proporción de vacíos del orden de 44% del área bruta y realizaron un análisis comparativo con los resultados de ensayos efectuados por otros investigadores con unidades sólidas (figura 10.85). Tres de los especímenes ensayados tenían el confinamiento alojado en el alvéolo de unidades huecas y otro tenía confinamiento externo al panel de albañilería. Las conclusiones de los ensayos y de la comparación con investigaciones anteriores demuestran que:

1. La resistencia a compresión diagonal de la albañilería, relacionadas con los esfuerzos de diseño a corte, varía con la penetración de mortero en las perforaciones de la unidad. Mayor resistencia se consiguió con morteros fluidos.
2. La primera grieta inclinada ocurrió con derivas de 0,1%, independientemente de la cuantía de refuerzo horizontal y del tipo y refuerzo de las columnas de confinamiento.
3. El comportamiento de los muros estuvo gobernado por deformaciones por corte.
4. Comparado con el comportamiento de muros confinados de albañilería simple, los muros reforzados horizontalmente mostraron un comportamiento superior en términos de resistencia lateral, capacidad de deformación y de disipación de energía, degradación de resistencia, distribución de daños y ancho de fisuras.

5. El incremento de resistencia lateral no es proporcional a la cantidad de refuerzo. Es más, la forma de falla depende fuertemente en la cuantía de refuerzo horizontal p_h y en su esfuerzo de fluencia f_{yh} . Para valores bajos $p_h * f_{yh}$, la falla es controlada por la fractura de las varillas de refuerzo y para valores altos controla la resistencia a corte-compresión, (figura 10.86).
6. La contribución del refuerzo horizontal a la resistencia del muro es función del desplazamiento lateral, del valor $p_h * f_{yh}$ y del tipo de confinamiento.
7. Los muros con confinamiento externo mostraron mayor resistencia lateral, rigidez, disipación de energía y capacidad de deformación y comportamiento más estable.
8. La cuantía de refuerzo horizontal propuesta como mínima es de 0,05%, la cuantía máxima propuesta está relacionada con la calidad de la unidad albañilería; para unidades multiperforadas recomiendan limitar la cuantía de refuerzo horizontal a 0,15% con el propósito de evitar una falla frágil por compresión diagonal. Recomendán también, con igual propósito, limitar la deriva a 0,006, es decir $h/166$. Para calcular la resistencia a corte considerando la efectividad del refuerzo horizontal, proponen la fórmula siguiente, cuyos resultados concuerdan bien con los experimentales:

$$V_u = (0,5v * A_T + 0,3P) + \eta p_h f_y A_T$$

v^* es la resistencia de diseño a compresión diagonal

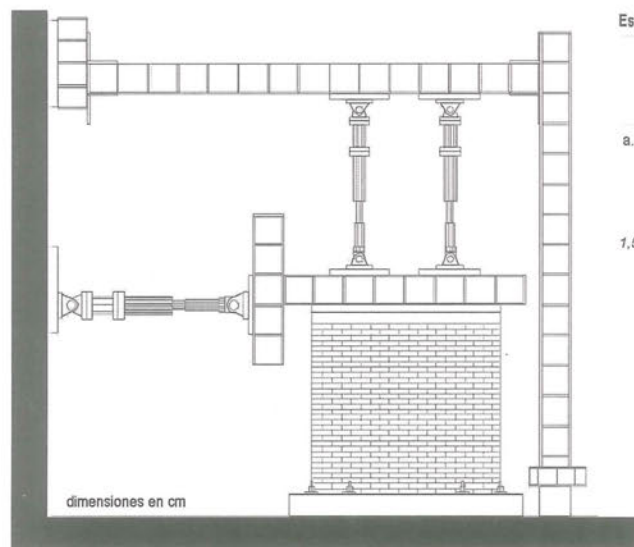
A_T es el área transversal del muro

P es la carga vertical aplicada

p_h es la cuantía de refuerzo horizontal

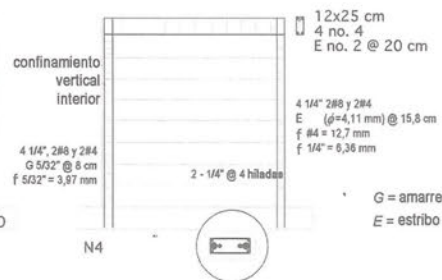
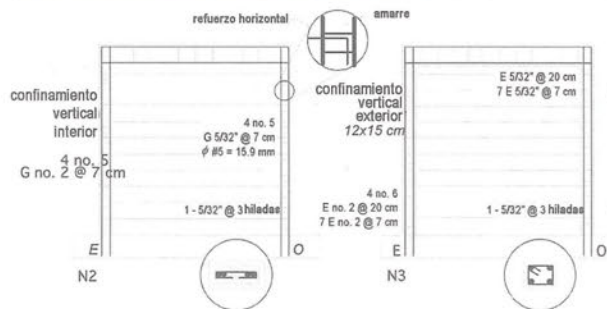
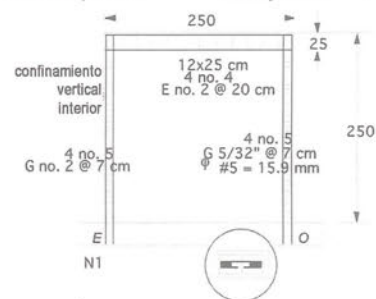
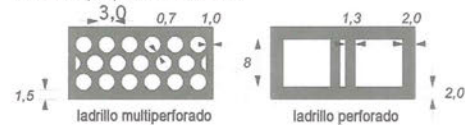
Si $p_h f_y = 0,59$ MPa, $\eta=2/3$; si $p_h f_y = 0,98$ MPa, $\eta=0,40$. Para valores de $p_h f_y$ entre 0,59 y 0,98 MPa interpolar linealmente.

Experiencias llevadas a cabo en México por Aguilar, Meli y otros [229] para estudiar la eficiencia relativa entre dos técnicas de refuerzo horizontal, escalerilla electrosoldada y alambres corrugados estirados en frío demostró que: a) los muros reforzados horizontalmente mostraron una distribución más uniforme del agrietamiento que los muros no reforzados; b) los especímenes reforzados con alambres corrugados mostraron un comportamiento considerablemente mejor bajo cargas laterales cíclicas con un aumento sustancial de la resistencia, capacidad de deformación y disipación de energía; debido al tipo de falla frágil de los



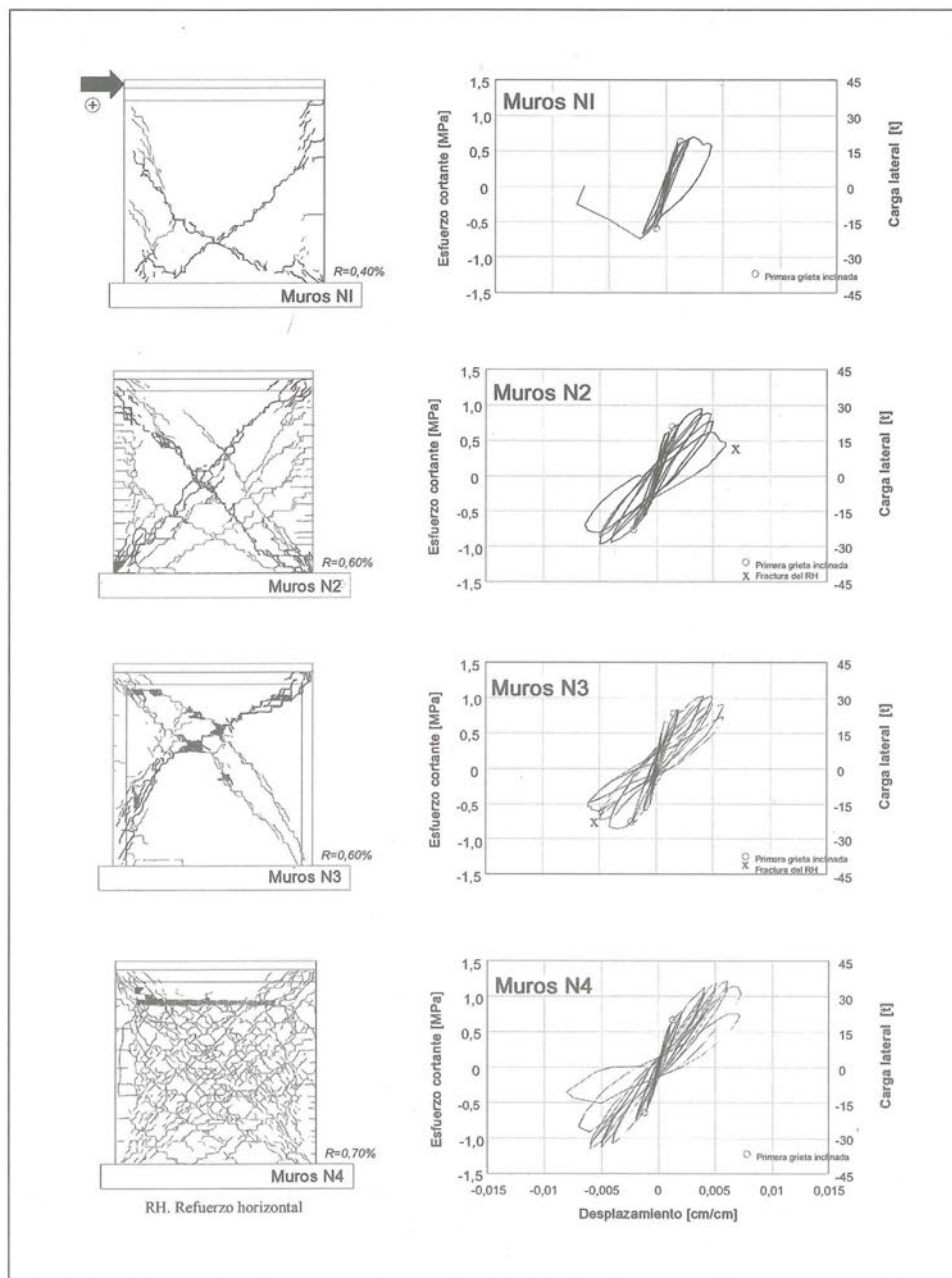
Especimen	Mortero ^a (kg/cm ²)	v_m^a [MPa]	p_h [%]	p_{hf} [MPa]
N1	1:0:3 (265)	1,08	-	-
N2	1:1/2:3 (195)	1,05	0,05	0,29
N3	1:1/2:3 (196)	0,79	0,05	0,29
N4	1:1/2:3 (297)	0,49	0,19	1,12

a. cemento, cal, arena. En volumen

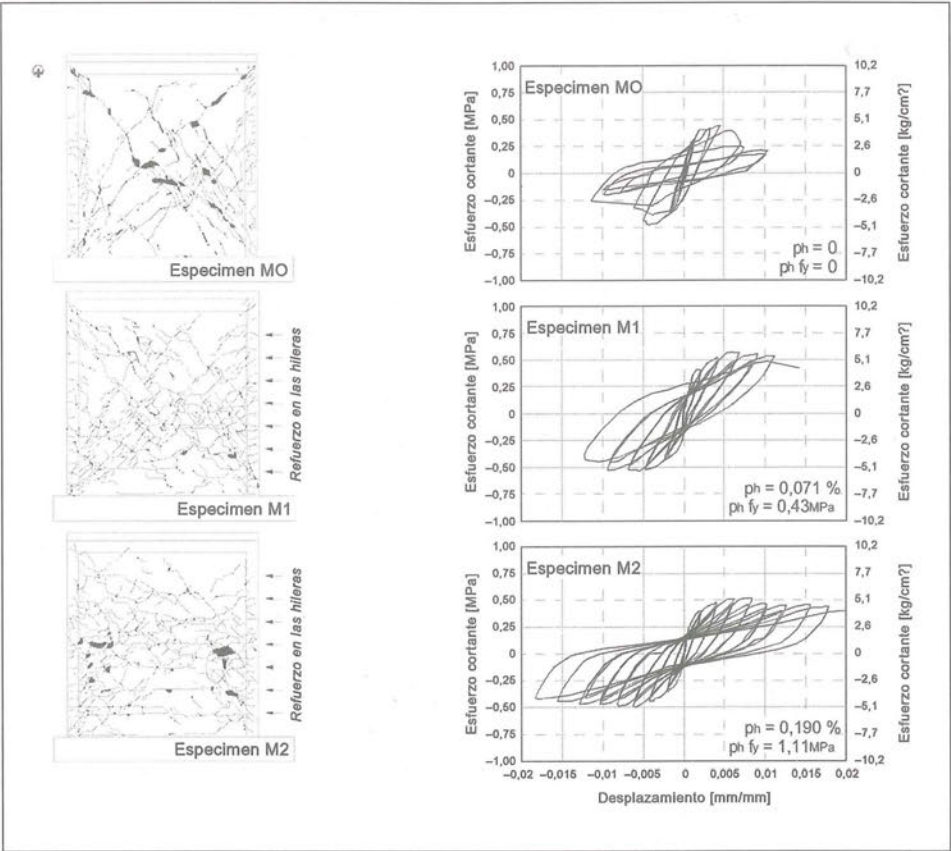


10.85. Ensayo de muros con unidades multiperforadas. Características de los muros.

muros confinados reforzados, se considera que la deriva máxima no debe exceder de 0,006; el anclaje de l refuerzo horizontal con gancho a 90 grados es satisfactorio. (figuras 10.86 y 10.87).



10.86. Configuración final del agrietamiento y curvas histeréticas.



10.87. Agrietamiento final y curvas histeréticas.

10.3.4.2.6. Densidad de muros en una edificación.

La cantidad de muros provista en una edificación en cada dirección es un parámetro importante para controlar el comportamiento de los muros y del edificio. La cantidad de muros regula el esfuerzo cortante en los muros y sirve para evitar fallas frágiles por corte. Moroni, Astroza y Caballero [262], basándose en el concepto de densidad de muros que Meli [263] define como la relación del área total de muros en una dirección y el área del piso, han definido el parámetro de densidad de muros por peso unitario por piso, δ , es decir la densidad de muros dividida entre el peso unitario de la edificación y han relacionan este valor con el nivel de daños observados en sismos reales en edificaciones en México y en Chile. Demuestran que la capacidad de deformación de un edificio depende de la densidad de muros y del tipo de acoplamiento entre muros. Concluyen que la densidad de muros es un buen indicador del comportamiento esperado de edificios

de muros confinados y que la densidad de muros por peso unitario por piso debe ser alrededor de $0.012\text{m}^2/\text{t}$. para garantizar que la capacidad de desplazamiento sea mayor que el desplazamiento demandado.

10.3.5. Comportamiento

10.3.5.1. Aspectos básicos

Las siguientes son las conclusiones básicas relativas al comportamiento de los muros confinados que pueden extraerse de los análisis y ensayos llevados a cabo:

- a. Se ha sostenido que la diferencia fundamental entre un muro confinado y un pórtico relleno es que en el primero existe una integración efectiva permanente de los marcos de concreto y del paño de albañilería, mientras que en el pórtico relleno esa integración no existe y la separación de ambos ocurre con deformaciones angulares muy reducidas. En otras palabras, se supone que en el muro confinado se integran las deformaciones de flexión y corte, mientras que en los pórticos rellenos ocurren separadamente las deformaciones de flexión en los marcos y las de corte en el paño de albañilería. Se ha sostenido también que esta diferencia de comportamiento proviene de la secuencia constructiva: para obtener muros confinados se debe vaciar el concreto alrededor del paño ya asentado, mientras que cuando se rellena el marco ya construido se obtiene pórticos rellenos.
- b. La realidad es que la secuencia constructiva —siempre y cuando el diseño detallado y construcción se realicen con el objetivo de lograr la integración plena y permanente— no influye en el comportamiento antes descrito. Es indudable que resulta más fácil alcanzar la integración cuando el concreto —que es moldeable— se llena posteriormente, lo que quiere decir que la secuencia recomendable de construcción es primero la albañilería y luego el concreto.
La práctica usual de dejar los muros dentados, para lograr la integración entre el panel de albañilería y la columna de confinamiento, ha probado ser intrascendente en el comportamiento y puede ser reemplazada por mechas de acero dejadas en hiladas alternas que luego anclarán en las columnas [256] cuando se desea mostrar la unión entre concreto y albañilería como un brufía vertical.
- c. Sin embargo, aun utilizando estos procedimientos, se ha encontrado que la integración en el rango plástico útil no es permanente.

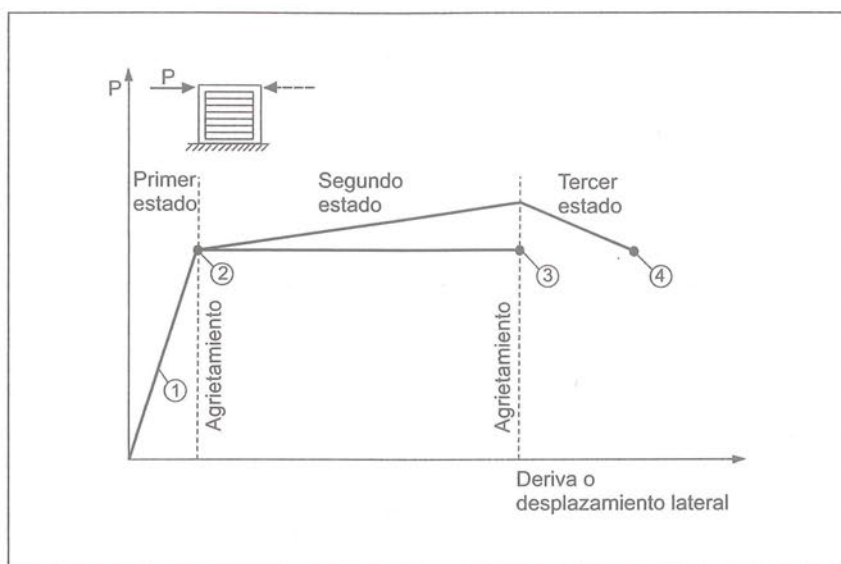
- d. Ello se debe a que existen otras tres condiciones, adicionales a la de la secuencia constructiva, que deben ser satisfechas para asegurar la deseada permanencia de la integración.
- e. La primera de esas condiciones adicionales se refiere a la rigidez relativa de los confinamientos y del paño de albañilería; ella puede cuantificarse utilizando el parámetro de rigidez relativa. Cuando el valor del parámetro (b_s), calculado utilizando la ecuación 10-13, es reducido —menor de 0,11/cm—, los elementos de concreto constituyen un marco muy rígido y la tendencia, ante deformación angular creciente, es a su separación temprana del paño de albañilería. Cuando el parámetro es mayor de 0,14/cm el paño de albañilería está débilmente confinado; en este caso, el confinamiento se mimetiza con el paño y es posible, con relativa facilidad, integrar el comportamiento. Finalmente, para los valores de la rigidez relativa intermedios —entre 0,11 y 0,14/cm—, que caracterizan a los muros confinados más utilizados en la práctica, se produce todo el rango de comportamientos posibles y es difícil asegurar que la integración permanente será obtenida.
- f. La segunda condición está vinculada a la cuantía de acero horizontal, incorporada en el paño de albañilería. No basta colocar cuantías nominales para lograr la integración. Para alcanzarla es indispensable colocar la cantidad de acero definida cuantificando todos los posibles modos de falla —incluyendo la falla caracterizada por la separación en la interfase confinamiento-paño—, y proveyendo la cuantía y disposición definidas mediante procedimientos de capacidad.
- g. La tercera condición está relacionada con la aplicación de carga vertical al paño de albañilería: si el procedimiento constructivo es tal que el paño no recibe carga al unísono con el confinamiento, este es tan rígido que la carga vertical no discurre a través de la albañilería y no es posible asegurar el comportamiento integrado. En estos casos, es posible incluso el agrietamiento horizontal del paño de albañilería, lo que genera una condición de ablandamiento que es aún más severa que la que corresponde al agrietamiento diagonal.
- h. En los muros confinados convencionales, y hasta un límite muy reducido de distorsión angular —con derivas no mayores de 1/500 de la altura—, se puede asumir un comportamiento elástico equivalente al de una viga de gran peralte. Al llegarse a esa deriva el esfuerzo de corte es del orden de 0,4 MPa y los muros sufren su primer agrietamiento. Este agrietamiento puede ser escalonado por corte o diagonal por tracción, dependiendo sobre todo de la calidad de la unidad de albañilería.

- i. Cuando los confinamientos son débiles en corte —sección reducida o falta de estribos— la grieta los atraviesa simultáneamente con el muro, generándose una situación terminal. En cambio, cuando los confinamientos tienen una resistencia al corte mayor que la del paño que confinan y la grieta es contenida; en este caso, aunque ocurre un cambio de comportamiento, este no es terminal. Este cambio se caracterizará por que el muro admitirá distorsiones crecientes sin aumentar su capacidad resistente, lo que quiere decir que se trata de un típico proceso de ablandamiento. El aplastamiento de la albañilería, de otro lado, es improbable cuando esta construida con unidades sólidas y parece ser posible solo cuando ella tiene una resistencia muy reducida o, alternativamente, cuando se la somete a deformaciones angulares sustanciales, mayores a las que pueden admitirse en la práctica, aun en condiciones sísmicas extremas.
- j. Sin embargo, el hecho de que el ablandamiento ocurre en el paño completo y en un nivel determinado implica que si el muro tiene varios niveles se presentará —como consecuencia del deterioro en ese nivel— el indeseable fenómeno del piso blando. En consecuencia, la grieta diagonal en el panel de albañilería simple —cuando no hay refuerzo horizontal— debe considerarse como terminal, y los diseños sismo-resistentes que contemplen este mecanismo de falla tendrán que efectuarse considerando que la ductilidad de desplazamiento tiene un valor de uno.
- k. Finalmente, debe tenerse en cuenta que durante un movimiento sísmico las acciones sobre el muro serán simultáneamente coplanares y perpendiculares al plano. Como resultado de esta compleja acción es posible —y hay evidencias de que así ha ocurrido— el vaciamiento de los paños de albañilería una vez que han sufrido el agrietamiento diagonal. Esta forma de falla es de consecuencias catastróficas y debe ser evitada. Con este propósito, la colocación de una armadura horizontal será siempre conveniente.

10.3.5.2. Diagrama de comportamiento

En la figura 10.88 se muestran los diagramas de comportamiento —carga lateral vs. deriva— posibles en muros confinados.

El trazo 1 corresponde a muros que fallan frágilmente en compresión. El trazo 2 corresponde a muros que fallan frágilmente en corte: la primera grieta atraviesa tanto el paño de albañilería como los confinamientos. El trazo 3 corresponde a muros confinados en los que los confinamientos tienen una resistencia al corte



10.88. Diagramas de comportamiento de los muros confinados.

mayor que la del paño de albañilería y en los que, como consecuencia, la primera grieta es detenida por los confinamientos; estos muros pueden —mejor aún: deben— tener una cuantía nominal de armadura horizontal. El trazo 4 corresponde a muros en los que se ha incorporado una cuantía suficiente de armadura horizontal que capacita al muro para alcanzar la resistencia correspondiente al aplastamiento del diagonal en compresión del paño de albañilería.

En estos diagramas el primer estado corresponde al muro no agrietado funcionando elásticamente como viga de gran peralte. El segundo estado corresponde al comportamiento del muro agrietado, con puntales en compresión y confinamientos competentes que se puede suponer asimilable al de un pórtico arriostrado por diagonales en compresión. Finalmente, el tercer estado corresponde al de la destrucción definitiva e irreparable del paño de albañilería.

Los límites de los estados se pueden definir cuantitativamente del modo siguiente:

- El agrietamiento se supone que ocurre cuando el esfuerzo cortante alcanza la resistencia al corte del muro o la resistencia a la tracción diagonal (la que sea menor). La determinación de este valor (V_m) debe considerar la influencia que tiene en la resistencia al corte la presencia de carga vertical sobre el muro mediante la utilización de una fórmula de la forma:

$$V_m = (\alpha \beta v'_m + f P_g) A \quad (10-15)$$

esta expresión, con algunas variantes, ha sido adoptada por la nueva norma peruana de albañilería [226].

- b. El aplastamiento de la esquina se supone que ocurre cuando el esfuerzo de compresión sobre la zona de contacto —asumida como el área de un rectángulo que tiene de ancho el espesor del muro (b) y de alto la dimensión vertical de la zona de contacto (a) definida en el acápite 10.3.3.2— alcanza la resistencia a la compresión de la albañilería (f'_m); en otras palabras, el valor del cortante de aplastamiento (V_{au}) será:

$$V_{au} = abf'_m \quad (10-16)$$

El análisis de los diferentes tipos de comportamiento posibles en los muros confinados en función de sus responsabilidades sismo-resistentes conduce a descartar, debido principalmente a su fragilidad, a los muros que tienen comportamientos representables por los trazos 1 y 2. Los muros que tienen comportamientos como el representado por el trazo 3 serán competentes siempre y cuando el muro no abandone el rango elástico durante los sismos más severos; en otras palabras, el diseño de edificaciones con este tipo de muros tendrá como objetivos: 1) asegurar que para el cortante basal elástico los cortantes actuantes sean inferiores a los resistentes, y 2) que los confinamientos tengan más resistencia al corte que los paños.

Finalmente, para edificaciones con un mayor número de niveles, en las que es posible tolerar, sin grave menoscabo de la sismo-resistencia del conjunto estructural, que algún muro ingrese al rango del comportamiento identificado como piso blando, será indispensable que los muros tengan un comportamiento como el mostrado en el trazo 4. Más aún, en estos casos será necesario que exista diferencia considerable (una exigencia fácil de cumplir con albañilería de buena calidad y muy difícil de cumplir con albañilería con unidades huecas) entre la deformación correspondiente al aplastamiento diagonal y la correspondiente al agrietamiento. Cuando esta condición no es posible de ser aceptada, los muros importantes de la edificación deberán ser diseñados, dimensionados, detallados y contruidos como muros armados confinados.

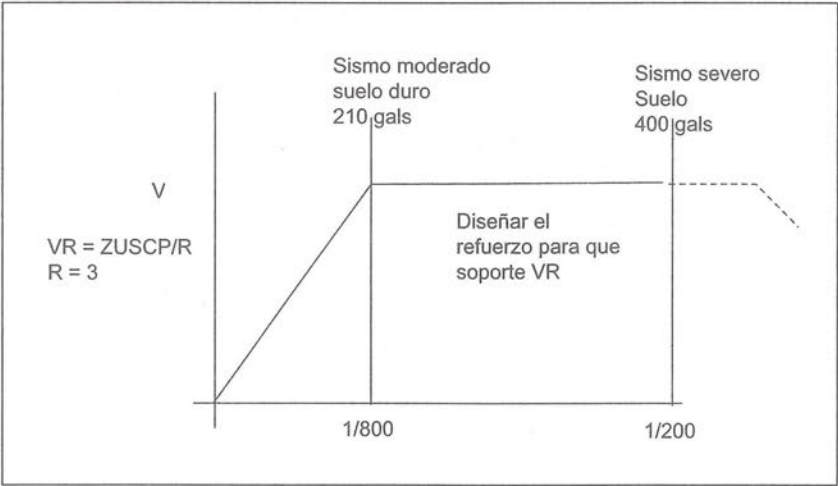
10.3.5.3. Avances normativos [226, 252, 253]

Basado en las experiencias propias y de otros países, la propuesta de modificación de la norma peruana [226] establece un procedimiento de análisis y diseño del muro que parte de reconocer que los muros de albañilería confinada —simple o armada— fallará por corte en el primer piso independientemente de si

tiene refuerzo horizontal, que dicha falla reducirá sustancialmente la rigidez del muro y modificará el comportamiento de los pisos superiores por la presencia del piso blando en el primer piso. Sobre esta premisa y con el propósito de permitirle al muro mantener su capacidad resistente luego de su incursión en el rango inelástico, exige que los muros del primer piso de los edificios de tres o más pisos y los muros de los pisos superiores cuyo esfuerzo a compresión es igual o mayor de 0,05f'm, lleven refuerzo horizontal.

La propuesta reconoce el tremendo beneficio que representa la inclusión de armadura horizontal en al paño de albañilería en lograr la integridad del muro y en permitir que a pesar del agrietamiento diagonal el muro desarrolle razonable comportamiento en el rango inelástico sin degradación de la resistencia hasta deformaciones mayores que $h/200$, desarrollando ductilidades compatibles con el factor de comportamiento o de reducción por ductilidad considerado en la determinación de las fuerzas debidas al sismo. El objetivo del procedimiento de diseño son dos fundamentales: el primero, que la estructura se comporte elásticamente ante sismos moderados, y el segundo, que ante sismos severos la estructura desarrolle la ductilidad compatible con la demanda sísmica con desplazamientos que no excedan el límite de reparabilidad en los muros, es decir con una deriva que no exceda de 0.05% ($1/200$); dichos objetivos se grafican en la figura 10.89.

La propuesta establece una cuantía mínima de 0,1% y no establece un límite superior. La propuesta limita el uso de la albañilería confinada a cinco pisos o 15 m de altura y no reglamenta el uso de la albañilería armada confinada con refuerzo por capacidad, porque no existen evidencias que aseguren que es posible modificar la forma de falla por corte de la albañilería confinada. El diseño



10.89. Objetivo de comportamiento del muro. [253]

límite se basa en establecer que la capacidad última del muro está relacionada a la resistencia del paño de albañilería a corte definida por las expresiones siguientes, similares a la expresión 10-15 del acápite 10.3.5.2 (a):

$$V_m = 0,5 v'_m \alpha t L + 0,23 P_g \text{ para unidades de arcilla y de concreto y}$$

$$V_m = 0,35 v'_m \alpha t L + 0,23 P_g \text{ para unidades sílico-calcáreas:}$$

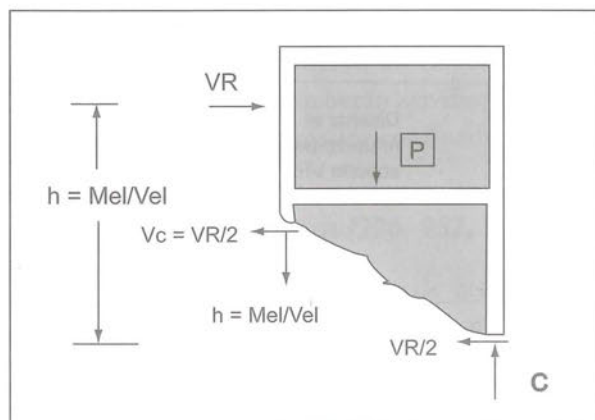
Donde:

v'_m es la resistencia unitaria al corte o tracción diagonal (la que sea menor);
 α es un factor de reducción de resistencia al corte por efectos de esbeltez, calculado como:

$$\frac{1}{3} \leq \alpha = \frac{V_e L}{M_e} \leq 1$$

considerando que (V_e) y (M_e) son la fuerza cortante y el momento flector del muro obtenida del análisis elástico; β es un factor dependiente del tipo de albañilería y es igual a 0,5 para albañilería con unidades de arcilla y de concreto y 0,35 para albañilería con unidades sílico calcáreas; f representada un coeficiente de fricción; P_g es la compresión axial unitaria promedio de las cargas muertas reducidas por la aceleración sísmica vertical, y A es el área de la sección transversal del muro.

La propuesta exige también que los elementos de confinamiento sean dimensionados con los criterios de rigidez relativa presentados en 10.3.3.1 y que sean diseñados por capacidad y a resistencia última para soportar las fuerzas internas de compresión, tracción y de corte fricción asociada al agrietamiento diagonal de los muros (V_m) (figura 10.90).



10.90. Fuerzas internas en columnas de un muro confinado de un solo paño y en voladizo.

La norma establece dos instancias para el diseño. La primera, en condiciones de servicio donde se verifica que no ocurrirá la fisuración de los muros ante sismos moderados en ningún muro del edificio. La segunda, ante fuerzas del sismo severo, en la que se verifica la resistencia global del edificio a corte y se diseñan los confinamientos. La resistencia global (sumatoria de la resistencia a corte de los muros de cada piso) debe ser mayor que el cortante total del edificio en ese piso; en caso de que esto no se cumpla deberá modificarse la longitud o espesor de los muros o cambiar uno o más muros por muros de concreto armado.

La norma también exige una densidad mínima de muros en cada dirección para evitar una falla frágil por corte, mediante la expresión:

$$\frac{\text{Área de corte de los muros reforzados}}{\text{Área de la planta típica}} = \frac{\sum L_t}{A_p} \geq \frac{Z U S N}{56}$$

obtenida para muros de albañilería confinada con unidades macizas de fabricación artesanal.

Donde: Z, U y S corresponden a los factores de zona sísmica, importancia y de suelo, respectivamente, especificados en la Norma E.030 Diseño Sismorresistente.

N es el número de pisos del edificio;

L es la longitud total del muro (incluyendo columnas, si existiesen); y,

t es el espesor efectivo del muro

De no cumplirse esa expresión, podrá cambiarse el espesor de algunos de los muros, o agregarse placas de concreto armado, en cuyo caso, para hacer uso de la fórmula, deberá amplificarse el espesor real de la placa por la relación E_c/E_a , donde E_c y E_a son los módulos de elasticidad del concreto y de la albañilería, respectivamente.

CAPÍTULO 11

Comportamiento sísmico de la albañilería

11.1. INTRODUCCIÓN [218]

En áreas de escasa o nula sismicidad, la albañilería está sujeta casi exclusivamente a la compresión. Por ello, las fallas estructurales de este tipo de edificaciones se han debido siempre —en dichas áreas— a abusos en su diseño y construcción. Así, por ejemplo, la utilización de unidades tubulares —que conducen a fallas frágiles de compresión— para los muros portantes ha ocasionado el derrumbe, generalmente parcial, de edificios de cinco pisos en países como Brasil y Egipto, carentes de actividad sísmica; en cualquier caso, estas fallas son relativamente escasas, y rara vez han sido terminales o catastróficas. Es probablemente por ello —y, ciertamente, por la existencia en servicio, y en muy buen estado, de obras medioevales— que la albañilería goza de una excelente reputación como material de construcción fuerte y durable. Sin embargo, debe tenerse en cuenta que, aun cuando las cargas sean prioritariamente gravitacionales —es decir, prioritariamente de compresión—, los siguientes factores atentan contra la durabilidad estructural si la albañilería no es debidamente mantenida:

- a. *Envejecimiento.* Es evidente —aunque existen pocas mediciones que cuantifiquen el fenómeno— que las propiedades de la albañilería varían, la mayor parte de ellas deteriorándose, con el transcurso del tiempo. Las fallas súbitas, por ejemplo, del Campanario de Venecia (figura 11.1) (en 1902, casi 400 años después de terminada su construcción, que tomó más de cinco siglos), y de la muy esbelta —65 m de altura y base cuadrada de 12 m de lado— Torre Cívica de Pavia en 1989, cuando llegaba a su milenio, han sido atribuidas a la reducción, como consecuencia del envejecimiento, de la energía de fractura necesaria para causar la falla de compresión, y no a acciones o cargas nuevas o a problemas

de cimentación. Este deterioro —una especie de fatiga— se debe a las constantes fluctuaciones de temperatura y de humedad que mantienen la edificación en permanente, aunque invisible, movimiento: el crecimiento y decrecimiento de su volumen. Ello sin considerar otros catalizadores del envejecimiento, como los ataques químicos que pueden ser todavía más deletéreos y violentos. El detonante del colapso es atribuido al agrietamiento vertical de la masa del relleno interior de los muros que produjo la separación de las capas exteriores de mampostería y su pandeo súbito, produciendo el colapso total.

- b. *Agrietamiento*. Si bien el agrietamiento puede ser considerado como una faceta más del envejecimiento, el hecho de que ocurra sobre todo tempranamente —en los primeros años de vida de la construcción— demanda que se clasifique separadamente. El agrietamiento solo puede producirse por deformaciones que inducen esfuerzos de tracción en exceso de la resistencia de la albañilería. La resistencia de la albañilería a la tracción es muy reducida, y su comportamiento ante ella frágil. Basta someterla, por ejemplo, a distorsiones angulares de $1/3000$ radianes o deformaciones unitarias lineales de $1/4000$ para agrietarla bruscamente. Las deformaciones pueden ser inducidas por el proceso de cambios volumétricos, señalado en el párrafo precedente, por las cargas gravitacionales o sísmicas, por la cristalización de sales en la eflorescencia o, finalmente, por asentamientos diferenciales. En cualquier caso, el agrietamiento deteriora la integridad de la albañilería y contribuye a acelerar la pérdida de sus propiedades resistentes.

En contraposición a lo que ocurre en zonas sísmicamente silenciosas, la historia del comportamiento de las edificaciones de albañilería sometidas a acciones sísmicas muestra una larga lista de fallas, muchas de ellas terminales y algunas verdaderamente catastróficas. Por ello, en la relación —compilada y analizada por las reaseguradoras mundiales— de los sistemas constructivos más vulnerables al peligro vibratorio originado por los sismos, la albañilería se ubica en segundo lugar después del adobe. Sin embargo, como el mismo análisis lo demuestra, las causas de la vulnerabilidad son evitables y las edificaciones de albañilería correctamente diseñadas, detalladas y construidas han demostrado competencia sismo-resistente en los sismos más severos. Así, pues, se puede concluir que las fallas de la albañilería en áreas sísmicas se deben, como las que ocurren en áreas no sísmicas, al abuso que se hace de la albañilería.



11.1. Campanario de Venecia reconstruido, tal como se ve hoy en día.

11.2. CAUSAS DE LAS FALLAS SÍSMICAS

Las principales causas que explican las fallas sísmicas de las construcciones de albañilería son las siguientes:

Carencia de refuerzo. La carencia, o la severa insuficiencia, de acero de refuerzo es la causa principal del fracaso de los muros de las construcciones de albañilería de todo tipo: muros no portantes (los cercos y los muros de cierre de los edificios altos son particularmente vulnerables); muros portantes de edificaciones sin diafragmas horizontales (el ejemplo más saltante se da en California, Estados Unidos), donde existe una considerable cantidad de edificios, incluso de varios niveles, con entrepisos y techo de madera, que han sufrido severos daños sísmicos (véase la figura 11.2); y muros portantes de edificaciones con diafragmas horizontales competentes que han llegado a causar la destrucción total de la edificación. En este último caso cabe señalar, por lo catastrófico del colapso, la destrucción de cientos de edificios multifamiliares con mu-

ros de ladrillos de arcilla, ocasionada por el terremoto de Tangshan, China, en 1975 (véase la figura 11.3), y la grave destrucción de edificios multifamiliares con muros de ladrillos de tufo volcánico por el terremoto de Armenia en 1988.

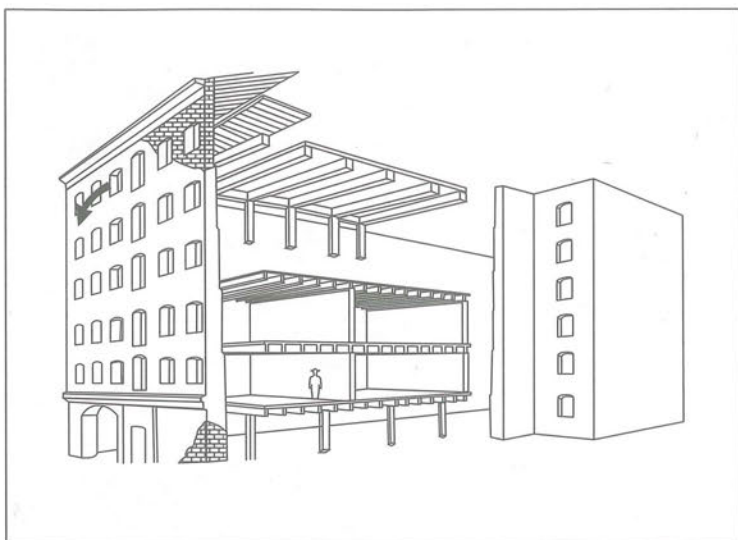
- b. *Configuraciones defectuosas*, en particular muros portantes que no llegan al suelo. Esta configuración produce estructuras como el *piso blando* —un entrepiso de rigidez reducida en el que se concentra el íntegro de la deformación que el sismo impone al sistema—, carentes, por ello, de la ductilidad necesaria. Una falla de este tipo ocurrió durante el sismo de El Asham, Argelia, en 1980, en el que edificios de tres pisos de altura —levantados alrededor de un metro sobre el suelo para proveer un espacio sanitario prácticamente libre de muros sufrieron la destrucción y aplastamiento de este *piso blando*, de menor rigidez estructural que los otros, y se cayeron e inclinaron severamente (véase la figura 11.4). También recientemente en los terremotos de Izmit en Turquía, de Chi-Chi en Taiwan, ambos en setiembre de 1999, y de Arequipa, Perú, en julio del 2001, muchas de las fallas de edificios se debieron a la configuración con piso blando (véase la figura 11.5).

- c. *Muros con rigideces relativas muy desiguales*. Las rigideces relativas de los muros en la edificación deben controlarse de manera que no haya concentración de cortante en pocos muros.

Hay que tener en cuenta que las secciones con alas en sus extremos tienen una rigidez sustantivamente mayor que una sección rectangular de igual longitud, y que, por lo tanto, las obligan a atraer una proporción mayor de fuerza horizontal que muchas veces resulta incompatible con su capacidad a corte, que está dada, como es natural, por la resistencia del alma sin la contribución de las alas.

- d. *Diafragmas incompetentes*. El mal comportamiento o la falla de los diafragmas horizontales es muy grave en cualquier tipo de edificación, pues no solamente se desarma la estructura, sino que se modifica el comportamiento crítico estructural, y se pasa de uno predominantemente coplanar a otro en el que dominan las cargas perpendiculares al plano del muro. Debido al empleo de muros portantes de albañilería junto con diafragmas de losas nervadas unidireccionales —usualmente del tipo aligerado—, solo se carga gravitacionalmente con carga adicional a la proveniente de su propia masa y se une al conjunto estructural a los muros ubicados en una dirección de la edificación. Si no se han tenido en cuenta estas situaciones en el diseño, los otros muros —no cargados verticalmente ni integrados por el diafragma— fallan,

a)



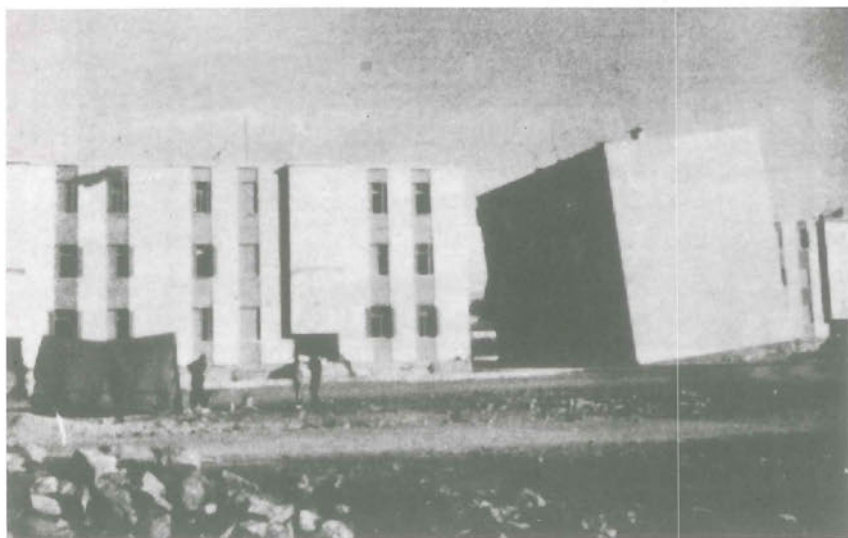
b)



11.2. San Francisco, California (Estados Unidos). Efecto del sismo de Loma Prieta, 17 de octubre de 1989. $M_s = 7,1$. a) esquema. b) Colapso del muro del último piso por volteo.

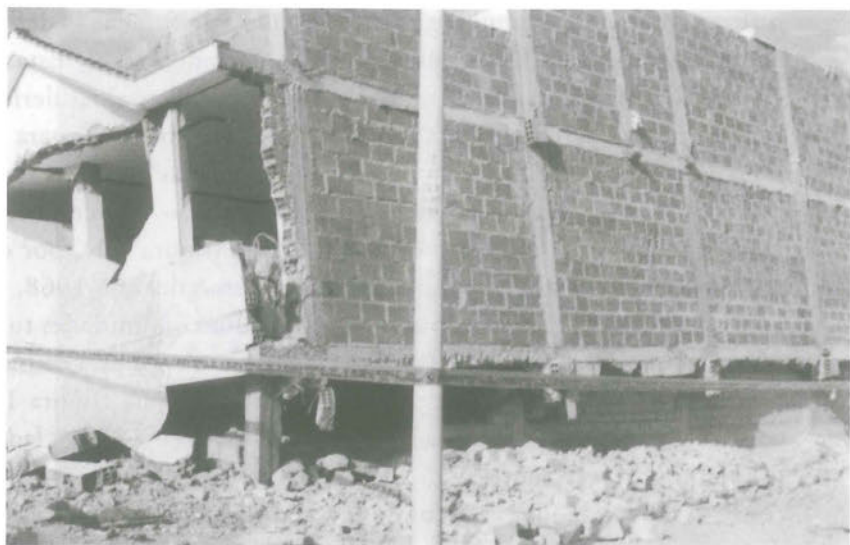


11.4. El Asham (Argelia), 10 de octubre de 1980. $M=7,2$. (Foto: V. Bertero)



11.3. Tangshan (China), 28 de julio de 1976. $M=7,8$.

entonces, perpendicularmente a su plano, y dejan desguarnecida a la edificación restante. Fallas catastróficas ubicables en este rubro ocurrieron en Chimbote, Perú, durante el sismo de 1970 (en la figura 11.6 se muestra una de las pocas edificaciones de este tipo que quedaron en pie y que sirvieron para ilustrar el proceso de falla).



11.5. Arequipa (Perú). Colapso por piso blando generado por la poca densidad de muros en la dirección transversal.



11.6. Chimbote (Perú), 31 de mayo de 1970. $M=7,7$. (Foto. C. Casabonne).

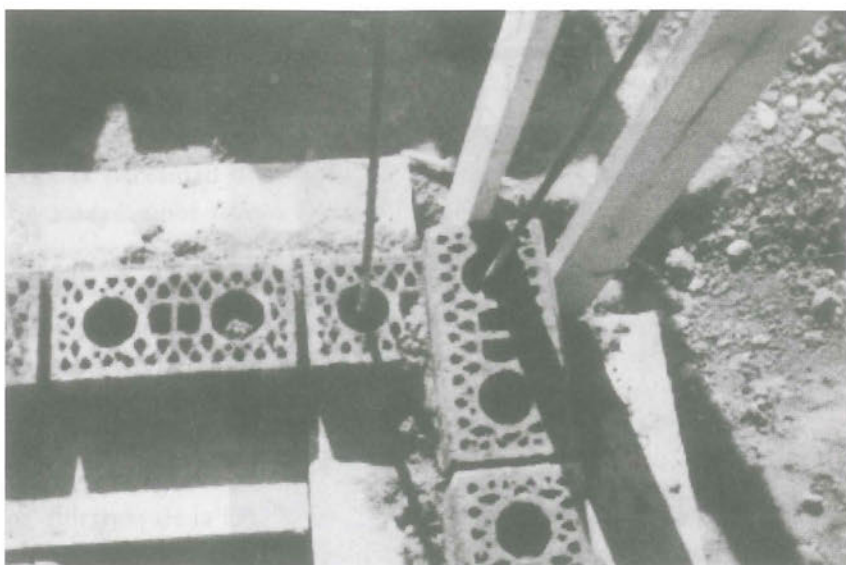
- e. *Unidades de albañilería frágiles.* Es bastante común —y muy apropiado cuando los esfuerzos prioritarios son de tracción por flexión perpendicular al plano del muro— que se construyan muros de albañilería

utilizando unidades tubulares o unidades muy perforadas —definidas como aquellas que tienen más de 30% de área alveolar—. Estas unidades fallan frágilmente en compresión y producen albañilería que tiene la misma deficiencia. La aplicación de estas unidades para asentar muros portantes de edificaciones diafragmadas —en las que los esfuerzos de compresión pueden ser considerables— ha conducido a fallas catastróficas. Gibellino en Sicilia, Italia (figura 1.1), por ejemplo, fue destruida casi íntegramente por el sismo del año 1968, debido a la utilización de muros portantes asentados con unidades tubulares de arcilla. Otro ejemplo típico de daños graves por esta causa es la destrucción de la fachada de una iglesia en Nicaragua (figura 11.7), construida con muros confinados de albañilería asentada con ladrillos tubulares y, más recientemente, de edificaciones de muros confinados contruidos con bloques huecos de concretos producidos a pie de obra, destruidas en el sismo del sur del Perú ocurrido en año.



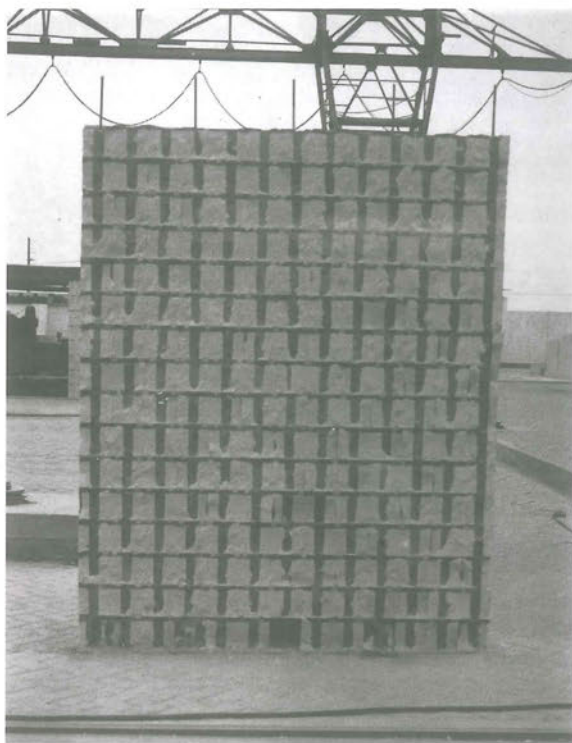
11.7. Managua (Nicaragua), 23 de diciembre de 1972. $M = 6.2$. (Foto V. Bertero).

- f. *Relleno incorrecto de los alvéolos en la albañilería armada.* En muchos países se inició la práctica de la albañilería armada utilizando unidades con alvéolos verticales de sección reducida, donde se alojaba el acero vertical. Ellos trataban de ser rellenos en el proceso de asentado del muro con mortero (véase la figura 11.8) en vez de ser llenados,



11.8. Construcción de muros de albañilería armada con unidades perforadas y con huecos de tamaño reducido. Nótese también el incorrecto procedimiento de asentado, utilizando el método de relleno de las juntas verticales.

de acuerdo con la buena práctica constructiva, en una sola operación ejecutada después de levantado el muro y utilizando concreto (líquido). La consecuencia de este procedimiento constructivo incorrecto ha sido una escasa —si no nula— integración de la armadura y la albañilería, ocasionada tanto por la insuficiente resistencia del mortero como por la imposibilidad de llenar adecuadamente huecos pequeños. El resultado es casi equivalente a tener albañilería simple, en vez de armada, con las consecuencias consiguientes ante acciones sísmicas. Resultado similar se obtiene cuando el refuerzo vertical ocupa una proporción grande de la sección del alvéolo dificultando el paso del concreto líquido y originando cangregeras, es decir llenados parciales del alvéolo y, por consiguiente, una pérdida de adherencia del refuerzo. La limpieza de la parte baja de los alvéolos de unidades asentadas es indispensable por la acumulación de material proveniente del asentado, que restará longitud de empalme cuando este ocurre en la parte baja del muro y deja desprotegida a la varilla vertical. La colocación cuidadosa de una mezcla adecuada de concreto líquido permite obtener alvéolos totalmente llenos (como se muestra en la figura 11.9) de un muro de albañilería apilada seccionado verticalmente. La falta de adhesión entre el concreto líquido y las paredes interiores del alvéolo de



11.9. Muro
apilado pelado

la unidad, debida probablemente a la contracción del concreto, puede evitarse con mezclas de contracción controlada o, como lo recomienda la práctica neozelandesa, con el uso de aditivos expansivos que den una expansión entre 2 y 4% [230].

11.3. SISMO-RESISTENCIA

La filosofía sismo-resistente aplicable a edificaciones comunes —los multifamiliares, por ejemplo— que se ha impuesto a través del desarrollo de la ingeniería sísmica parte de las bases siguientes: 1) que no es económico mantener el comportamiento elástico de la estructura para sismos severos, ya que esto implicaría incorporar materiales *ociosos* —acero, particularmente—, que solo serían operativos en la infrecuente recurrencia de los sismos; 2) que no es posible precisar (actualmente) la intensidad máxima de un fenómeno natural aleatorio, lo que conduciría a que el diseño elástico tuviera que hacerse para fuerzas muy conservadoras por haber sido deducidas probabilísticamente de información estadística instrumental escasa; 3) que en estructuras complejas el comportamiento dinámico en el rango elástico puede ser incierto e incluir severas amplificaciones

por resonancia, y 4) que estructuras existentes diseñadas para fuerzas muy inferiores a las que teóricamente han sufrido durante un sismo se han comportado correctamente.

Como consecuencia de lo anterior, toda la normativa sismo-resistente mundial reconoce la necesidad de que las estructuras ingresen al rango poselástico cuando son atacadas por sismos severos infrecuentes. Implícitas en esta condición están, entonces: 1) la no ocurrencia del colapso; 2) la ocurrencia de daños, y 3) la necesidad de que estos daños sean reparables. En otras palabras: la estructura debe poseer, como característica estructural esencial, un rango de comportamiento poselástico de naturaleza plástica estable, caracterizado por la capacidad de deformarse manteniendo su nivel de resistencia cuando es sometida al ciclaje sísmico.

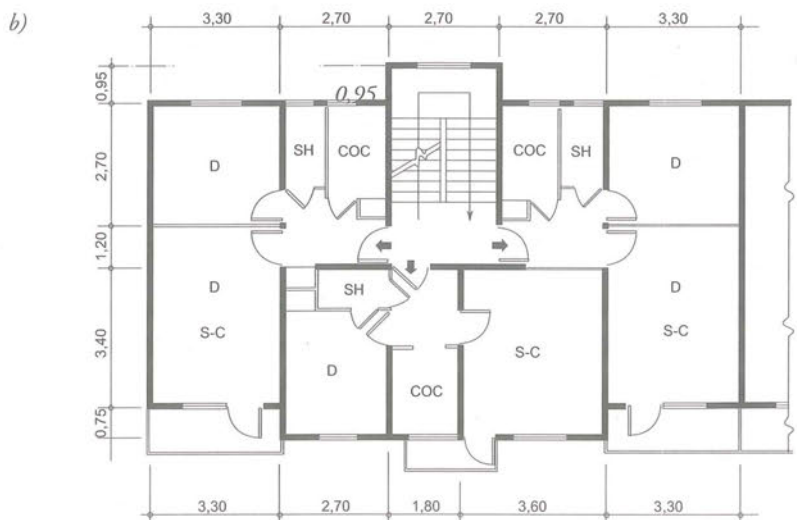
Para lograr que el comportamiento de las edificaciones de albañilería cumpla con los objetivos de la filosofía sismo-resistente se requiere resolver los problemas detectados en las fallas ocurridas —las que se han explicitado en el párrafo precedente— e incorporarles, además, características de naturaleza genérica que, se ha determinado, a lo largo de la experiencia sísmica son deseables para asegurar, además de la sismo-resistencia, la economía.

El detalle de estas condiciones básicas es el siguiente:

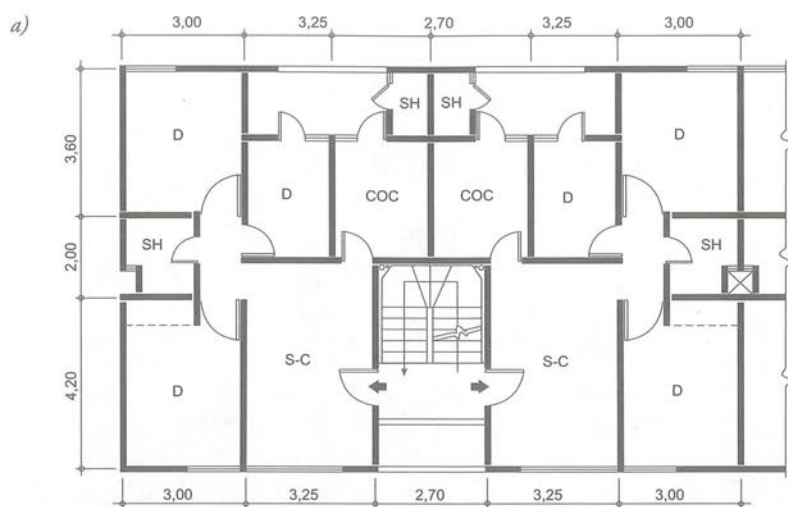
- a. Se deben preferir las edificaciones diafragmadas; es decir, edificaciones en las que los entrepisos y el techo (y, de preferencia, también la cimentación) actúan como diafragmas horizontales integrando a los muros portantes para lograr un comportamiento unitario ante acciones laterales y que transmitan a los muros fuerzas prioritariamente coplanares.
- b. Si bien es posible lograr edificaciones sismo-resistentes sin diafragmas horizontales, estas deben limitarse, por razones principalmente de economía, a uno, y, excepcionalmente, dos pisos.
- c. Las edificaciones diafragmadas deben tener diafragmas competentes que integren permanentemente a los muros y les apliquen las cargas gravitatorias más o menos uniformemente. En consecuencia, no son recomendables sistemas de entrepiso o techo unidireccional que cargan algunos muros y dejan a otros descargados. La combinación de muros de albañilería y losas (macizas) de concreto armado —actuando de entrepisos y techo— con apoyos multidireccionales ha demostrado ser una configuración estructural muy competente.
- d. La configuración de los edificios diafragmados debe proponerse alcanzar: 1) simetría y continuidad razonables de la geometría y de la rigidez, tanto en planta como en elevación; 2) cuantía de muros más o

menos igual en las dos direcciones principales de la edificación, y 3) muros de esbeltos controlados, dimensiones uniformes y preferentemente de sección simétrica (las figuras 11.10, 11.11, 11.12, 11.13) ilustran diferentes casos en los que se han alcanzado configuraciones exitosas).

- e. La albañilería debe ser reforzada. El refuerzo, dependiendo de cómo se disponga, puede conducir a la albañilería confinada —en sus dos versiones: albañilería simple confinada y albañilería armada confinada— o a la albañilería armada a comportamientos dúctiles. Ambas, de otro lado,



11.10. Edificios de albañilería reforzada usados en la reconstrucción de Tangshan (China), 1988. a) Vista general. b) Planta



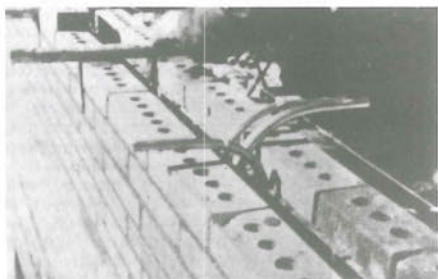
11.11. Edificios de albañilería armada de cuatro y cinco niveles en Lima, Perú. a) Planta típica. Nótese que no hay creces de muros ni en las esquinas ni en las intersecciones.

b) Vista general. Los muros tienen 12 cm de espesor y están contruidos con unidades sílico-calcáreas con una resistencia de 20 MPa. La cuantía de acero vertical promedio es de 0,3% y la horizontal 0,1%. Nótese la ausencia de dinteles y la separación de alfeizares.

son sísmicamente satisfactorias siempre y cuando se respete su naturaleza estructural y se apliquen procedimientos compatibles con dicha naturaleza cuando se lleven a cabo el diseño —configuración, dimensionamiento y detallado— y la construcción.



11.12. Edificios de albañilería armada con unidades apilables de sílice cal. La estructura vertical tiene algunos muros de concreto armado en las dos direcciones principales de la edificación.



a)

11.13. Park Mayfair East, Denver, Colorado (Estados Unidos). Edificio de 17 pisos construido en 1969. Los muros portantes son de albañilería armada laminar y tienen 25 cm de espesor. La resistencia de los ladrillos de arcilla utilizados fue 100 Mpa; la resistencia de la albañilería en compresión fue de 128 MPa. a) Vista del edificio durante el proceso de construcción. b) Detalle del muro de albañilería laminar; están colocándose las instalaciones eléctricas; aún no se ha colocado la armadura vertical.



11.14. Conjunto Residencial Limatambo (Lima 1981) Albañilería armada de arcilla ($f'_m = 7$ MPa), losas de concreto armado, columna de confinamiento. Notar la concentración de estribos en los extremos y la ausencia de empalmes del refuerzo vertical en el arranque del muro.

- f. El detallado del refuerzo debe contribuir al logro de la ductilidad requerida. El refuerzo vertical debe ser preferentemente continuo en las zonas de formación potencial de rótulas plásticas. El empalme en la base del muro es claramente indeseable porque la adherencia podría perderse, particularmente en muros esbeltos, al estar toda la longitud del traslape a momento constante. También deben evitarse los traslapes en dichas zonas, por la reducción de la ductilidad producto del incremento localizado de la resistencia a flexión, que resulta de haber duplicado localmente el área de acero y que, al reducir la longitud de la rotula plástica, fuerza muro a mayores curvaturas y, por tanto, a mayores deformaciones por compresión en el talón. El comportamiento de empalmes por traslape es complicado de evaluar, por la dificultad en determinar la resistencia del concreto dentro del alvéolo, por la tendencia de separarse —descascararse— que tienen las paredes de la unidad, por la tendencia de los talones comprimidos a agrietarse verticalmente, por la presencia de planos de debilidad producidos por las juntas horizontales y por los ciclos de inversión de esfuerzos de tracción-compresión que ocurren durante el comportamiento sísmico.

En muros de albañilería confinada es fácil evitar el traslape en las zonas de rótula plástica, basta que la canastilla de refuerzo vertical de la columna de confinamiento sobrepase la altura del primer piso y se empalmen las barras en el segundo piso.

En muros de albañilería armada, el uso de unidades con el extremo abierto evita que la unidad tenga que ser ensartada desde arriba y posibilita tener barras sin traslape en el primer piso. Cuando no sea posible evitar los traslapes en las zonas de formación potencial de rótulas plásticas, la longitud de traslape debe aumentarse y no más de un tercio de las barras deben empalmarse en un mismo nivel.

- g. La albañilería debe ser fuerte y dúctil en compresión. La capacidad de la estructura para desarrollar un comportamiento plástico extendido —con una ductibilidad de desplazamiento elevada— depende de la magnitud de la rotación en las zonas donde se forman las rótulas plásticas; esta es dependiente, a su vez, de la resistencia y capacidad de deformación plástica del material en compresión. En los muros de albañilería el diseño se efectúa usualmente para que las secciones plastificadas ocurran en su base, lo que explica que sea en sus talones comprimidos donde se definen la capacidad de rotación del muro y la magnitud de su ductilidad de desplazamiento. Por eso mismo es de singular importancia que la albañilería —que es la responsable de asumir el íntegro de las compresiones— tenga una resistencia elevada a la compresión y no sea propensa a fallas frágiles. Con relación a este último aspecto debe notarse que existe, para los muros de albañilería armada con unidades asentadas, la posibilidad de reforzar las zonas de los talones comprimidos de los muros añadiendo planchas, zunchos o mallas de acero, en las juntas horizontales (véase, al respecto, el acápite 10.2.5.3); el efecto de este refuerzo —un verdadero confinamiento al estilo del que procuran los estribos y zunchos en el concreto armado— es aumentar considerablemente la capacidad de deformación última de la albañilería y, consecuentemente, incrementar la capacidad de rotación de la sección plastificada. Lograr dicho objetivo mediante estribos, es posible cuando las dimensiones de la unidad y del alvéolo lo permiten y se concentran 3 o 4 barras en los extremos estribadas con estribos cercanos; los estribos no solo arriostran a las barras, evitando su pandeo, sino que también confinan el núcleo de concreto. El refuerzo del talón comprimido es posible también en los muros de albañilería apilada, mediante zunchos de acero y mediante planchas adheridas con epoxi a la unidad, como se muestra en el acápite 10.2.3.3.4.

11.4. LOS MUROS

11.4.1. Pertenencia

Las condiciones críticas que definen el comportamiento —y, consecuentemente, los criterios de diseño y detallado, y las condiciones de construcción— de los muros de albañilería dependen de la pertenencia del muro. Como se muestra en la tabla 11.1, los muros pueden pertenecer a edificaciones con o sin diafragma, o pueden ser independientes. Los primeros se llaman muros portantes. A los segundos se les denomina genéricamente muros no portantes y, de acuerdo con su aplicación, pueden ser cercos, tabiques, cierres o parapetos.

TABLA 11.1.
Condiciones críticas para el diseño de los muros en
función de su pertenencia

Pertenencia	Carga gravitacional	Carga sísmica perpendicular al plano	Carga sísmica coplanar
Edificación con diafragma	Crítica	Verificar	Crítica
Edificación sin diafragma	Verificar	Crítica	Sin importancia
Independiente	Sin importancia	Crítica	Sin importancia

Como es obvio, todos los muros deben diseñarse, detallarse y construirse de modo tal que presten un servicio competente: que sean seguros, económicos y de fácil mantenimiento. En adición, los muros cuya condición crítica son las cargas sísmicas coplanares —los pertenecientes a edificaciones diafragmadas— deben poseer la ductilidad demandada y condiciones de reparabilidad (estos dos aspectos se analizan en detalle más adelante).

11.4.2. Muros dúctiles [143] [209] [223]

El problema fundamental en el diseño, detallado y construcción de los muros pertenecientes a las estructuras de las edificaciones sismo-resistentes es asegurar que posean la ductilidad demandada por los sismos más severos a que se prevé será sometida la edificación. Solo si tienen esta competencia podrán capacitar al conjunto estructural para: 1) formar un mecanismo plástico estable; 2) ser invulnerable al colapso, y 3) ser reparable. Esta condición —ciertamente la esencial para

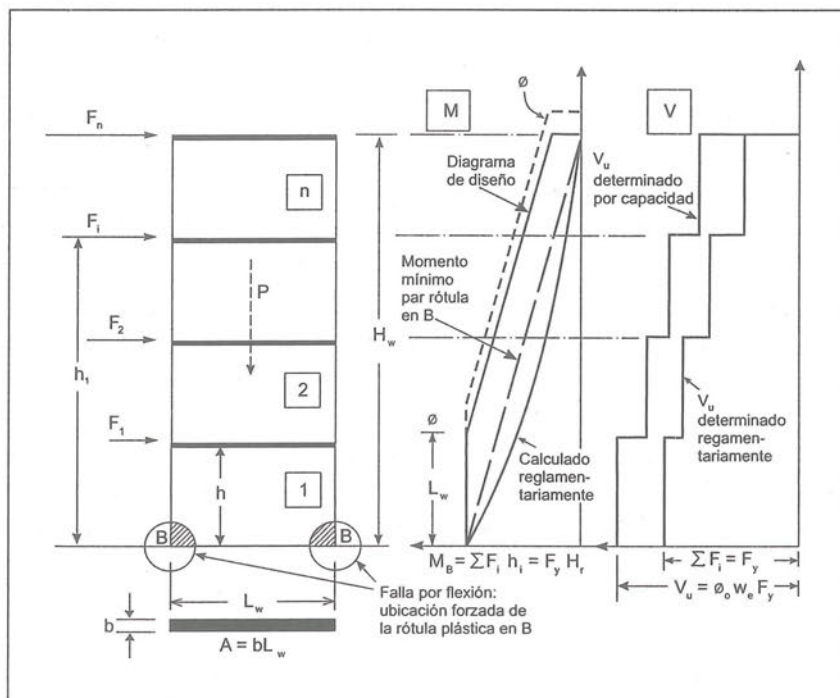
el diseño económico de estructuras sismo-resistentes— solo puede ser satisfecha si los muros son conducidos a comportamientos —falla preferente— en flexión y si se evita todo otro tipo de falla frágil, particularmente la de corte y la de deslizamiento.

Las condiciones básicas para lograr este propósito, deducidas de los resultados de los ensayos y de la experiencia sísmica, son las siguientes:

- a. Los muros deben ser de albañilería armada confinada o de albañilería armada. Los muros de albañilería simple confinada deben ser diseñados en el rango elástico y, consecuentemente, no están sujetos a demandas cuantificadas de ductilidad.
- b. La sección transversal de los muros debe ser preferentemente simétrica: secciones rectangulares o en forma de I. Las secciones asimétricas, como aquellas en forma de L o T, tienden a poseer ductilidades muy reducidas —por estar las secciones sobreamadas— cuando la compresión actúa sobre el alma. Las secciones en forma de I, L ó T son sustancialmente más rígidas que las rectangulares y, por lo tanto, atraen más cortante sísmico y tienden a conducir al muro a un comportamiento menos dúctil con posible falla por corte o por compresión diagonal. Las secciones rectangulares pueden desarrollar ductilidad adecuada para edificios de mediana altura y su comportamiento dúctil puede ser mejorado en el caso de albañilería armada con unidades asentadas, colocándoles planchas de confinamiento en las hiladas, en las zonas plastificadas de los talones comprimidos. Además, los muros de sección rectangular otorgan gran flexibilidad para las disposiciones arquitectónicas; ellos pueden, por ejemplo, ser ubicados libremente sin estar atados a una disposición típica según dos ejes ortogonales. Para edificaciones de más altura el incremento del área de compresión provista por las secciones I mejora la ductilidad, pero, al mismo tiempo, introduce severas restricciones a la disposición arquitectónica.
- c. Los muros deben tener una esbeltez —medida por la relación entre su alto y su largo— siempre mayor que uno, y preferentemente mayor que dos. Esta condición proviene de haberse establecido que los muros de esbeltez reducida tienen la tendencia a fallar en corte. Adicionalmente, debido al decremento de la ductilidad con el incremento de la esbeltez, el límite superior de esta última es alrededor de cinco.
- d. Los muros de edificios de mediana altura deben, preferentemente, actuar como voladizos para asegurar una respuesta sísmica dúctil. La conexión entre los muros en un mismo plano será, en este caso, por la losa flexible de los pisos y no a través de vigas de conexión rígidas. La

conexión de los muros con vigas de acoplamiento dúctiles trae ventajas en la etapa elástica al dar mayor rigidez a los muros y en la etapa inelástica al proveer mayor ductilidad al sistema; sin embargo, representa un costo adicional que debe evaluarse cuidadosamente en edificios de mediana altura. En muros de albañilería armada las vigas de acoplamiento deben ser corridas para evitar concentraciones de esfuerzos en el muro en el que termina la viga; en los muros de albañilería confinada las vigas pueden hacer las veces de dintel entre confinamientos laterales. En cualquier caso las vigas de acoplamiento deberán ser diseñadas con criterios de capacidad para que tengan comportamiento dúctil y que ingresen al rango inelástico antes que los muros.

- e. El diseño de los muros debe efectuarse mediante procedimientos de capacidad. Si se asume que una estructura puede ser asemejada a una cadena, en la que los eslabones son cada una de las competencias resistentes, el objetivo del diseño sismo-resistente será equivalente a lograr que los eslabones que representan formas de falla indeseables —corte, compresión, pandeo, étcetera— sean fuertes, mientras que el eslabón que representa la falla deseable —la de tracción por flexión, usualmente— sea relativamente más débil que los otros, y tenga incorporada la ductilidad-plasticidad necesaria. Es obvio que, al tensarse la cadena, esta no podrá resistir más de lo que resiste el eslabón débil y que este, además, por ser dúctil, se estirará sin romperse para proveer así la seguridad necesaria. Este procedimiento de diseño, que incluye una naturaleza estadística para calibrar la resistencia de los eslabones fuertes de modo que no resulten antieconómicos, por un exceso de seguridad, se llama de capacidad. En la figura 11.15 se muestra la aplicación de este procedimiento al diseño de muros de albañilería en voladizo.
- f. El diseño y detallado de los muros de albañilería armada deben orientarse a evitar su falla frágil por deslizamiento, falla que se ilustra en ensayos recientes [223], que muestran que los muros de albañilería armada tienen la tendencia a fallar por deslizamiento en la base sobre todo cuando la carga vertical es reducida y el refuerzo uniformemente distribuido a lo largo del muro. La falla por deslizamiento se inicia cuando el muro se agrieta sucesivamente en sus extremos por esfuerzos de tracción por flexión coplanar y disminuye la longitud de contacto en su base. Aparentemente, se logran mejores resultados concentrando una mayor proporción del refuerzo requerido por flexión en el extremo del muro y proveyendo una armadura diseñada por corte fricción en la parte inferior del muro en la forma de espigas con longitud variable alternada para no crear un plano débil.



11.15. Diseño de muros por capacidad propuesto por Priestley, de manera de asegurar la formación del mecanismo plástico en flexión y evitar la falla por corte [142].

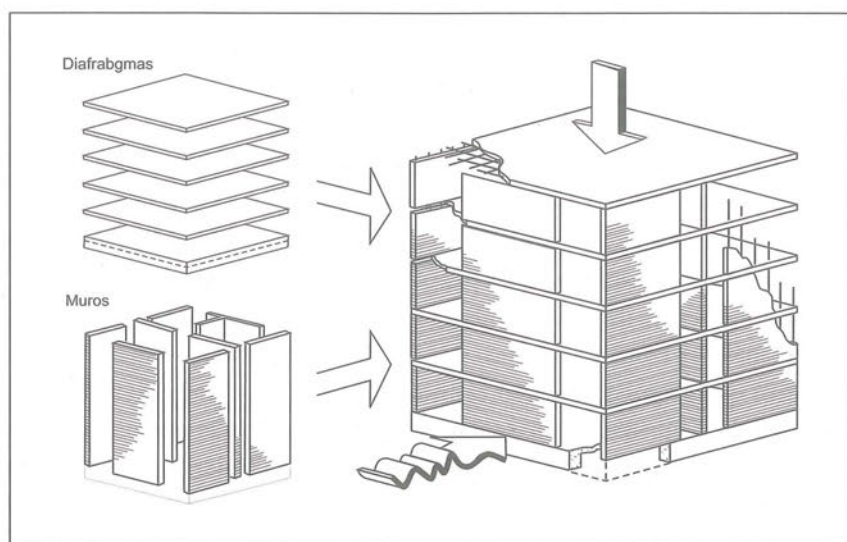
- g. El diseño de los muros de albañilería confinada debe orientarse a lograr comportamiento dúctil. Por su naturaleza, los muros de albañilería confinada fallarán por corte; para evitar que la falla por corte devenga en una falla frágil o recorte la posibilidad de desarrollar ductilidad suficiente en el rango inelástico, es necesario que el panel de albañilería se refuerce con acero horizontal continuo anclado a los confinamientos verticales.

11.5. EL EDIFICIO CELULAR [220]

11.5.1. Definición

El edificio celular, o de muros portantes, es una edificación diafragmada destinada a resolver muy eficientemente la aplicación más común de la albañilería: el edificio multifamiliar de altura media (cuatro a seis niveles). La estructura del edificio celular está integrada por un sistema resistente vertical, constituido por muros dúctiles dispuestos según las dos direcciones ortogonales principales de la

edificación, y un sistema de conexión, y en ciertos casos de acoplamiento, compuesto por la cimentación, entrepisos y techo —todos losas de concreto armado—, actuando como diafragmas competentes en todo el rango elasto-plástico de su comportamiento sismo-resistente (en la figura 11.16 se muestra el esquema estructural del edificio celular).



11.16. Esquema estructural del edificio celular.

11.5.2. Mecanismo plástico

Si bien en el rango elástico todos los muros están inevitablemente acoplados por las losas o vigas (cuando las hay) de los entrepisos y el techo, no siempre es posible o conveniente mantener esta condición cuando la estructura ingresa en el rango plástico. Por ejemplo, cuando los elementos horizontales de conexión no pueden ser ductilizados —un caso son los alféizares muy peraltados y de luz reducida— su agrietamiento será frágil y perderán gran parte de su resistencia y rigidez bruscamente. El efecto de esta ocurrencia es que no podrán mantener, a partir de ese momento, el acoplamiento que venían proveyendo, y los muros sufrirán esfuerzos por encima de los asumidos.

De otro lado, la eliminación del acoplamiento puede, siempre y cuando la ductilidad de desplazamiento no se reduzca por debajo del valor demandado, ser conveniente: la experiencia ha demostrado que se simplifica grandemente el esquema estructural, se reducen las demandas de este sobre la disposición arquitectónica y se facilitan los procedimientos constructivos. Cuando sea posible

cumplir con esta condición será preferible que no existan vigas en los entrepisos o el techo; bastará no proveer refuerzo para la formación y mantenimiento de las rótulas plásticas potenciales en los elementos horizontales, y el diseño de los muros deberá efectuarse como si se tratara de voladizos verticales anclados en la cimentación.

La posibilidad de obtener ductilidades de desplazamiento satisfactorias depende de las características de los muros y de la altura de la edificación.

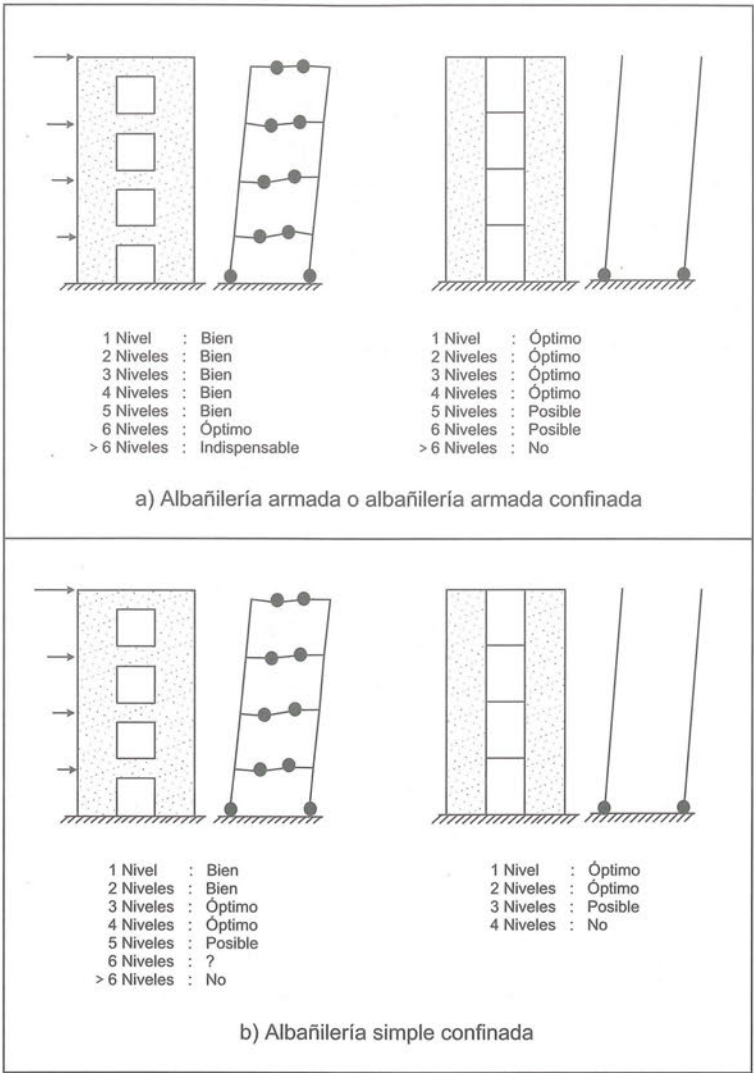
Los muros de albañilería armada o los muros armados confinados, diseñados, detallados y contruidos para fallar en flexión son capaces de desarrollar considerable ductilidad de desplazamiento, motivo por el cual resultan muy adecuados para sistemas estructurales de muros conectados —integrados en sus desplazamientos por los diafragmas horizontales— y no acoplados, en edificios hasta de cinco o seis niveles. El mecanismo plástico que se desarrolla en este caso es muy simple y fácil de aplicar en la práctica; además, su ductilidad de desplazamiento se puede cuantificar. Sin embargo, como se ha señalado, a partir de cinco —y, en las mejores configuraciones, seis niveles— se agota: la ductilidad de desplazamiento que se puede obtener es insuficiente para lograr sistemas económicos o la debida seguridad. Consecuentemente, para alturas mayores es normalmente necesario acoplar los muros, y para ello puede requerirse de la incorporación de vigas dúctiles de conexión en los entrepisos y el techo. El mecanismo plástico es en este caso más complejo, condiciona fuertemente las posibles disposiciones arquitectónicas, complica el procedimiento constructivo y, finalmente, impide la cuantificación, pues solo permite la estimación de la magnitud de la ductilidad de desplazamiento disponible.

Los muros simples confinados fallan inevitablemente en corte, con ductilidad reducida y, más aún, conducen a la formación de un *piso blando* en el sistema estructural. Las edificaciones que utilizan estos muros se benefician, por ello, de la provisión de acoplamiento.

En la figura 11.17.1 se han esquematizado los dos mecanismos dúctiles posibles y se señala su aplicabilidad, evidentemente en términos muy generales, para los muros armados y confinados (de albañilería simple). En la figura 11.17.2 se muestra el aspecto arquitectónico que se logra con los mismos mecanismos.

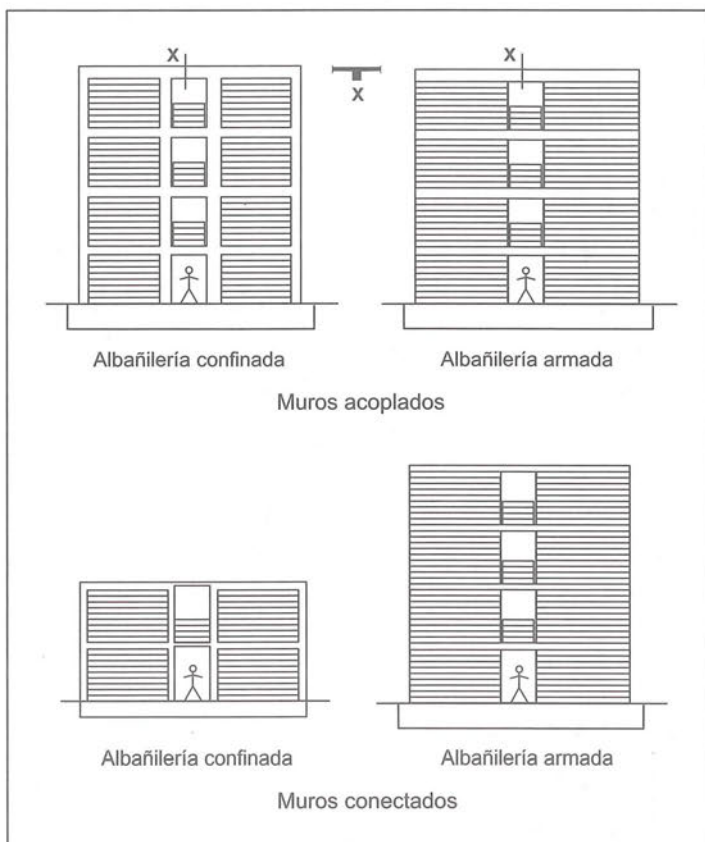
11.5.3. Ductilidad (de desplazamiento)

La ductilidad de desplazamiento, o simplemente ductilidad (μ), se define como la relación entre la deriva máxima útil y la deriva de fluencia. Cuando se acoplan o se conectan muros dúctiles se obtiene un sistema —una estructura— también dúctil. La cuantificación de la ductilidad del sistema es relativamente simple cuando



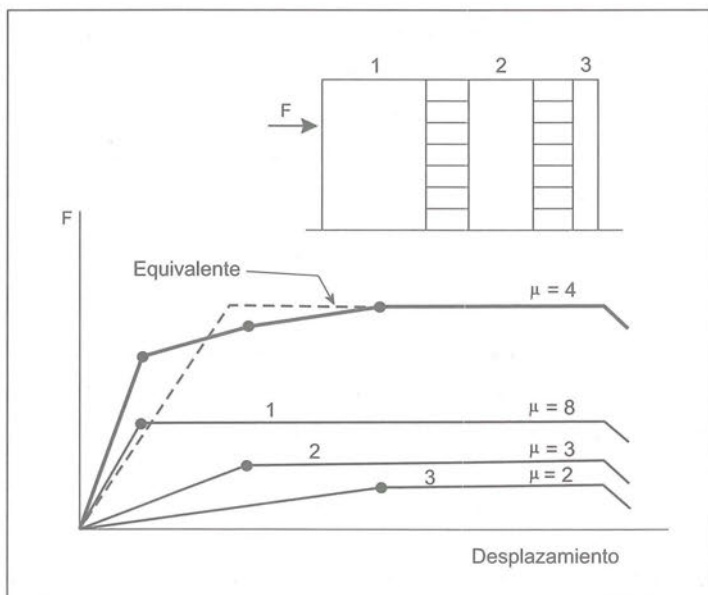
11.17.1. Esquemas de las edificaciones de albañilería y de sus correspondientes mecanismos plásticos.

los muros actúan como voladizos y tienen relaciones de esbeltez que permiten que su deformación sea preferentemente por flexión y no por corte. En la figura 11.18 se ha esquematizado, en un diagrama carga lateral/deriva, la manera como se forma gradualmente el mecanismo plástico; puede notarse que los primeros muros en fluir son los más poderosos y rígidos —que son también los más dúctiles—, y luego se van incorporando al sistema plástico los muros de decreciente resistencia y rigidez. Si se define como deriva de fluencia del sistema de un valor



11.17.2. aspecto arquitectónico de los modelos estructurales mostrados en la figura

11.18. Ductilidad de un sistema estructural plano integrado por tres muros de diferente ductilidad.



intermedio entre las derivas correspondientes a la fluencia del primer y la del último muro significativo en incorporarse al sistema plástico, se puede considerar que la ductilidad del sistema estará entre los valores de las ductilidades que corresponden a esos mismos muros. El corolario es que resulta muy importante, para alcanzar la máxima ductilidad, que los muros que integran el sistema sean de esbelteces similares.

En el caso de sistemas de muros acoplados la cuantificación de la ductilidad es más compleja, entre otras razones por la dificultad de definir y de cuantificar la deriva de fluencia. Lo que sí es indudable es que la ductilidad será mayor que la que corresponde al mismo conjunto de muros si no estuvieran acoplados, sino solamente conectados. Sobre la base de la información que existe para sistemas semejantes en concreto armado, puede estimarse que la relación de ductilidades de dichos sistemas estará entre 1,5 y 2. Para lograr este resultado es necesario que los elementos de acoplamiento ingresen al rango inelástico —con la formación de rótulas plásticas estables— antes que los muros lo hagan y exige por tanto que dichos elementos de concreto armado sean diseñados con criterios de capacidad para evitar fallas prematuras por corte.

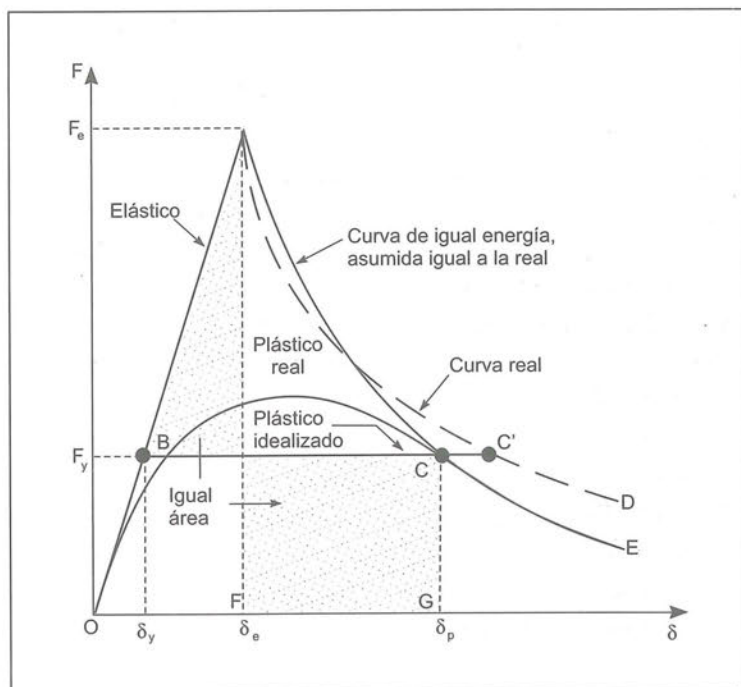
11.5.4. Factor de comportamiento

El factor de comportamiento (K) se define como la relación entre la fuerza sísmica espectral elástica amortiguada y la fuerza de fluencia. En sistemas con períodos elevados —en el rango de las velocidades espectrales constantes— la ductilidad y el factor de comportamiento se pueden considerar iguales. El edificio celular tiene típicamente períodos bajos —ubicados en el rango de las aceleraciones espectrales constantes—, y la relación entre la ductilidad y el factor de comportamiento se puede establecer —apoyándose en evidencia experimental— asumiendo que la energía absorbida por los sistemas elástico y plástico será la misma. En la figura 11.20 se muestra, mediante un diagrama fuerza sísmica/deriva, la relación que permite determinar el valor del factor de comportamiento a partir del valor de la ductilidad, y que puede expresarse en la fórmula siguiente:

$$K = (2\mu - 1)^{1/2} \quad (11-1)$$

en la que $K = F_e/F_y$ —la relación entre la fuerza sísmica obtenida del espectro elástico amortiguado (F_e) y la fuerza de fluencia (F_y)—, y $\mu = \delta_u/\delta_y$ —la relación entre la deriva máxima (δ_u) y la deriva de fluencia (δ_y)—.

Lo anterior implica, haciendo el raciocinio inverso, que la demanda de ductilidad, para un mismo factor de comportamiento, será mayor para el edificio



11.19. Relación carga-desplazamiento para estructuras en el rango de aceleración constante.

celular que para estructuras flexibles. En consecuencia, tanto de esta situación como del hecho de que la ductilidad de los muros de albañilería es limitada, se deriva que la definición de factores de comportamiento para edificaciones de albañilería debe ser conservadora. Los valores recomendados por la mayor parte de las normas sísmicas están, usualmente, alrededor de 2,5 a 3,5, y son poco conservadores a la luz de la información existente: seguramente valores no mayores de 3 para situaciones muy dúctiles —con muros acoplados y con planchas de confinamiento en los talones comprimidos—; 2,5 para el caso de que los muros se acoplen o que, alternativamente, estén conectados pero tengan planchas de confinamiento; 2 para los casos generales de albañilería armada, y 1,5 para muros confinados o muros de unidades apiladas, son más adecuados.

11.5.5. Limitación de daños [71] [72] [74] [221]

Si bien en las edificaciones de muros portantes el muro cumple principalmente funciones estructurales, es también el elemento de cierre, división, aislamiento acústico y térmico, alojamiento de algunas instalaciones y acabado. Por ello, los daños que ocurren en los muros en movimientos sísmicos severos pueden ocasionar graves problemas sociales, además de requerir difíciles y costosas reparaciones.

La intensidad de los daños es función:

- 1) de la deriva máxima tolerada, y
- 2) de la proporción de esa deriva ocasionada por cortante.

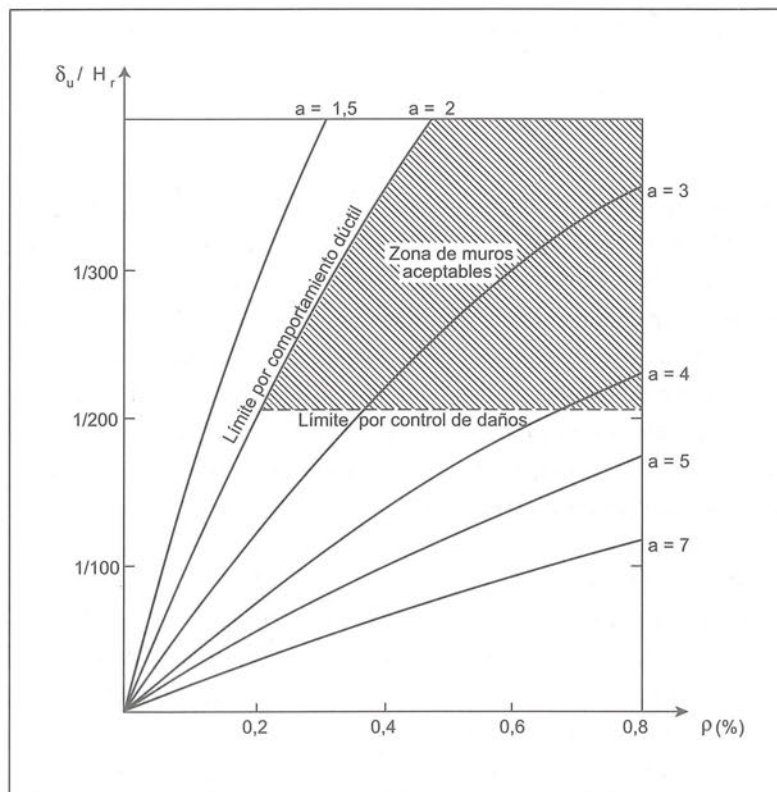
En la medida en que la edificación se interna más en el comportamiento plástico, los daños serán mayores y más difíciles de reparar. Es por ello necesario limitar dicha incursión. Para hacerlo deberá calibrarse la magnitud de la deriva máxima, y determinar con dicho valor la ductilidad de desplazamiento aceptable y el factor de comportamiento de la estructura. Como seguramente esta ductilidad aceptable será menor que la disponible —la que se determina mediante procedimientos convencionales—, el factor de comportamiento será también menor y la fuerza de diseño será mayor. En otras palabras, se habrá incrementado el rango elástico del comportamiento estructural y se habrá reducido el ingreso de la estructura en el rango plástico.

La magnitud de la deriva máxima depende, a su vez, de la incidencia de la deformación por cortante, por ser ella la causante de la distorsión angular del paño y, como consecuencia, de los daños más indeseables y difíciles de reparar. Por su naturaleza —estiramientos y acortamientos longitudinales— la deformación por flexión es menos destructiva y también más controlable. Como la incidencia de la deformación por cortante depende de la esbeltez del muro —a menor esbeltez más incidente—, será necesario, para definir la deriva máxima aceptable, relacionarla con dicha esbeltez.

A partir de los resultados de ensayos y de la experiencia en sismos recientes, que muestran que la albañilería se fisura con derivas coplanares muy reducidas (del orden de $1/3000$ de la altura) y que cuando se alcanzan derivas del orden de $1/100$ de la altura los daños son no solo inaceptables sino prácticamente irreparables, es posible intentar un acercamiento a la determinación de la deriva máxima condicionada por la limitación de daños. El análisis detallado de la intensidad del agrietamiento y de las formas prácticas de reparar muros —usualmente mediante el reemplazo de paños enteros si la falla es diagonal, y restituyendo los talones en muros dúctiles— conduce a señalar, como razonables, las siguientes derivas límites:

- a. Para el caso de muros de esbeltez reducida (dos o menos), en el que el agrietamiento diagonal puede ser considerable, $1/400$ de la altura.
- b. Para el caso de muros más esbeltos (más de dos), $1/200$ de la altura.

En la figura 11.20 se muestra un gráfico que relaciona derivas, cuantías de refuerzo vertical y esbelteces. Los valores se han determinado para muros en



11.20. Rotaciones últimas (δ_u / H_r) vs. cuantía de acero vertical (ρ) y esbeltez ($a = H_r / L_w$) [72].

voladizo —es decir, sistemas de muros conectados—, de albañilería armada sin confinamientos en los talones y con una resistencia (f'_m) de 10 MPa. En el gráfico se ha sombreado el área en la que se ubican los muros aceptables; puede notarse que las esbelteces deseables se encuentran entre 2 y 3,5, y que la cuantía de acero vertical mínima es del orden de 0,4%.

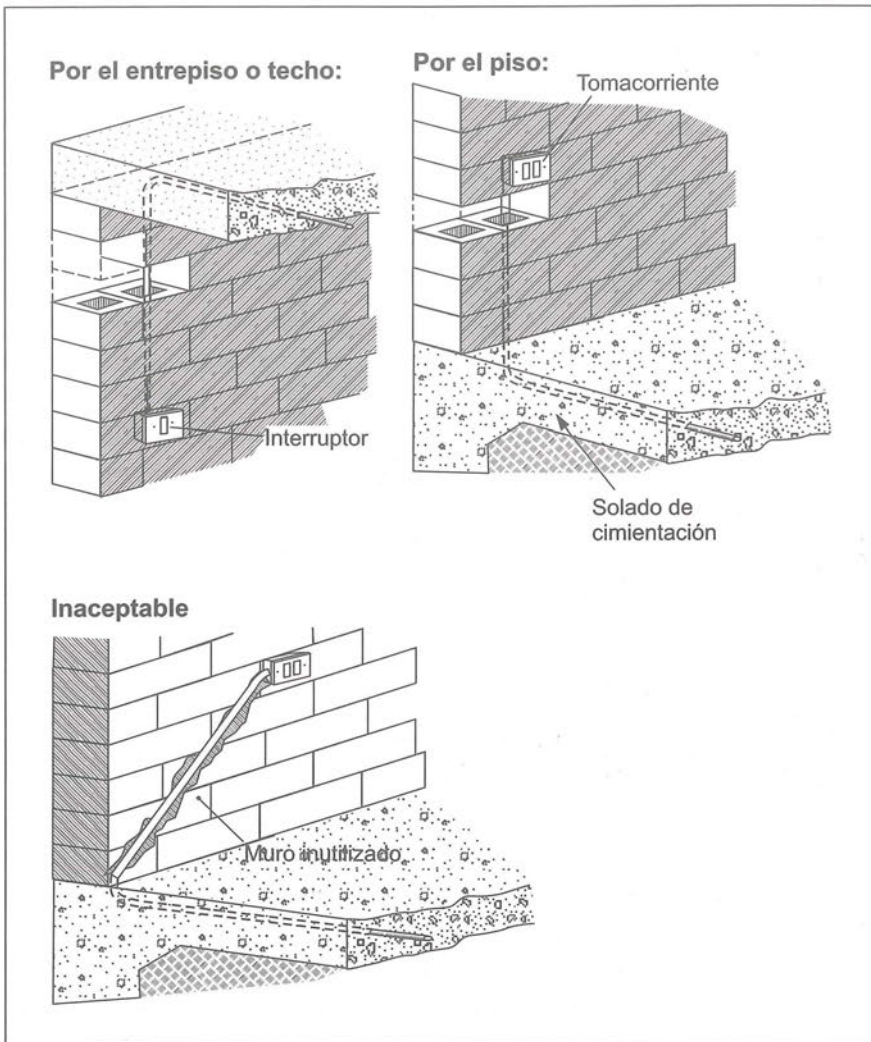
En el mismo contexto, esencialmente cualitativo, es posible señalar que si se aumentan la resistencia o la deformación unitaria última de la albañilería, la esbeltez máxima también podrá ser aumentada. Los ensayos sugieren que el límite de esta esbeltez es de alrededor de cinco.

11.5.5. Detallado [65]

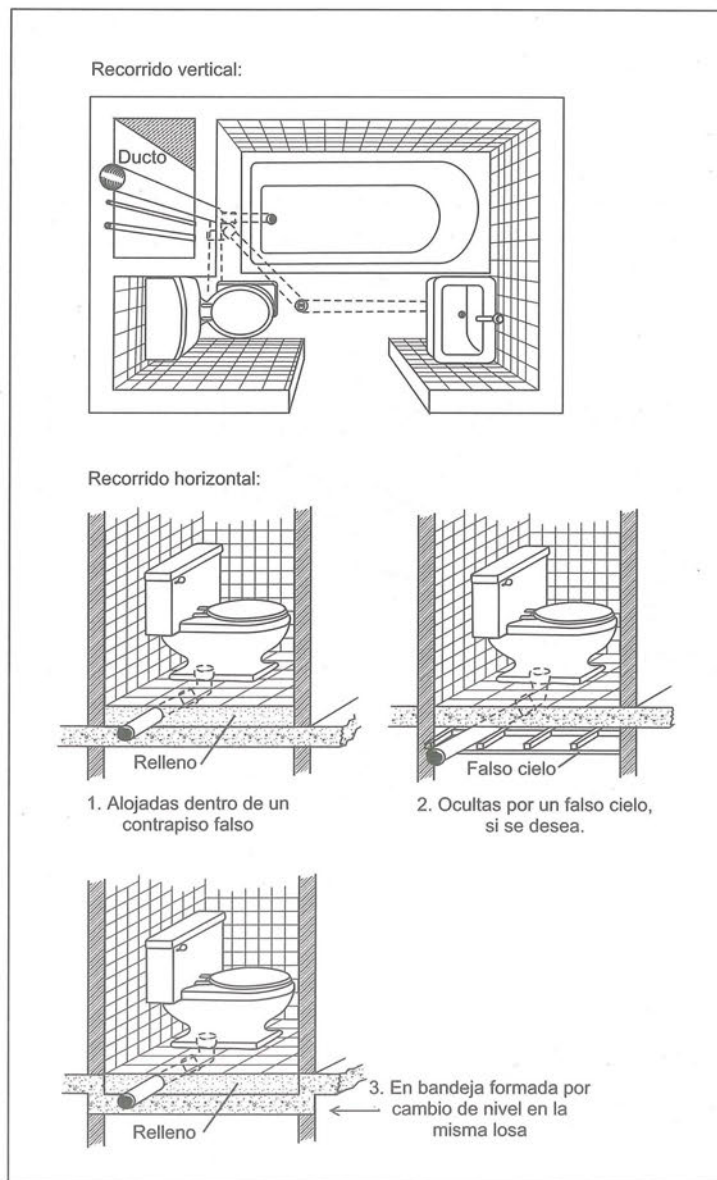
El detallado de la edificación celular, particularmente en los aspectos relativos a la incorporación de los sistemas de instalaciones eléctricas y sanitarias, tiene importante repercusión tanto en su comportamiento sismo-resistente como en la facilidad de su construcción y en su mantenimiento posterior. Por este motivo, se han desarrollado y estandarizado detalles y procedimientos que han

demostrado ser satisfactorias. En las figuras 11.21 y 11.22 se muestran estos detalles. En esencia, los criterios básicos que los sustentan son:

- 1) En ningún caso debe atentarse contra la integridad de los muros.
- 2) Los tubos de diámetro reducido y que no requieran mantenimiento —como los de la instalación eléctrica— pueden alojarse en los muros, siempre y cuando su recorrido sea vertical, y pueden alojarse, con recorrido libre, en las losas de los diafragmas.



11.21. Colocación de los tubos de la instalación eléctrica, siguiendo recorridos exclusivamente verticales, en alveólos de las unidades de albañilería. Los recorridos horizontales pueden ser empotrados en las losas de entrepisos y techo [65].



11.22. Las instalaciones sanitarias se colocan en ductos registrables verticales, y no se empotran en las losas de los entrepisos [65].

- 3) Los tubos de mayor diámetro, aunque no requieran mantenimiento —caso de los tubos de desagüe y ventilación del sistema sanitario—, y los de diámetro reducido que requieran mantenimiento —los de agua— no deben alojarse ni en los muros ni en las losas de los diafragmas; deben tener recorridos verticales en ductos de preferencia registrables.

Bibliografía

- [1] ACI Committee 531. *Building Code Requirement for Concrete Masonry Structures*. ACI (531-79). Detroit, American Concrete Institute, 1981.
- [2] ÁGUILA, V., F. DELFÍN y M. ASTROSA. *Estudio experimental de soluciones de reparación y refuerzo para elementos de albañilería*. Universidad de Chile, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Departamento de Ingeniería Civil, Sección Ingeniería Estructural. Publicación SES I 1/88 (221), 1988.
- [3] *Albañilería. Norma técnica de edificación E070*. Lima, Instituto de Investigación y Normalización de la Vivienda, 1982.
- [4] *Albañilería armada. Requisitos para el diseño y cálculo*. Norma Oficial Chilena NCH1928. Santiago, Instituto Nacional de Normalización, 1986.
- [5] ALEXANDER, C. M. y otros. *Cyclic Load Test on Shear Wall Panels*. Proceedings of the Fifth World Conference on Earthquake Engineering. Roma, 1972.
- [6] AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. *Annual Book of ASTM Standards*. Philadelphia, 1988.
- [7] AMRHEIN, J.E. *Reinforced Masonry Engineering Handbook*. Los Ángeles, Masonry Institute of America, 1978.
- [8] ANDEREGG, F. O. *The Effect of Brick Absorption Characteristics Upon Mortar Properties*. ASTM Proceedings. Philadelphia, American Society for Testing and Materials, 1942.
- [9] ASTM. *Masonry: Past and Present*. STP 589, Philadelphia, American Society for Testing and Materials, 1974.
- [10] ASTM. *The Reactions Parameters of Lime*. STM 472, Philadelphia, American Society for Testing and Material, 1969.

- [11] ATKINSON, R. H. y G. R. KINGSLEY. *A Comparison of the Behavior of Clay and Concrete Masonry in Compression, Report on investigation funded by the National Science Foundation*. Boulder, 1985.
- [12] ATKINSON, R. H., J. H. NOLAND, D. P. ABRAMS y S. MCNARY. *A Deformation Failure Theory for Stack-Bond Brick Masonry Prism in Compression*. Proceedings, Third North American Masonry Conference, Arlington, 1985.
- [13] BARNES, B. D., S. DIAMOND y W. L., DOLCHO. «The Contact Zone Between Portland Cement Paste and Glass Aggregate Surfaces». *Cement and Concrete Research*, vol. 8, 1978.
- [14] BAZÁN, E. y R. MELI. *Manual de diseño sísmico de edificios*. México, LIMUSA, 1985.
- [15] BEALL, C., *Masonry Design and Detailing for Architects, Engineers and Builders*. Nueva Jersey, Prentice-Hall, 1984.
- [16] BENJAMIN, J. R. y H. A., WILLIAMS. «The Behavior of One Story Brick Shear Walls». *Journal of the Structural Division*, julio, 1958.
- [17] BESSEY, G. E. *Production and Use of Lime in the Developing Countries*. Londres, Building Research Establishment, 1970.
- [18] BLUME, J. A. y asociados. *Shearon Grouted Masonry Wall Elements*, San Francisco, Western States Clay Products Association, 1968.
- [19] BRE. «Mortars for Bricklaying». *Digest* 160, Londres, 1985.
- [20] BRITISH STANDARDS INSTITUTION. *Standard Code of Practice for Structural Use of Masonry*. B.S., 1985.
- [21] BROWN, R. H. y A. R. WHITLOCK. *Compressive Strength of Grouted Hollow Block Prism*. ASTM STP 778, Filadelfia, American Society for Testing Materials, 1982.
- [22] *Building Code Requirements for Masonry and Specifications for Masonry Structures* (ACI-ASCE 530-XX). Detroit, American Concrete Institute, 1988.
- [23] CAMPAGNOLO, J. L., L. F. NANNI y J.R. MASUERO. *Estudio da alvenaria de tijolos ceramicos furados para fins estruturais*. CE-23. Rio Grande do Sul, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 1988.
- [24] CANADIAN STANDARDS ASSOCIATION. *Masonry Design and Construction for Buildings*.
- [25] *Code of Practice for Masonry Design*. NZS 4203P. Wellington, Standards Association of New Zealand, 1984.
- [26] *Code of Practice for Walling*. BSI. CP121, 1973.
- [27] COPELAND, R. E. «Procedures for Controlling Cracking in Concrete Masonry». *Concrete Products*, septiembre, 1964.

- [28] CRUZAT, R., M. ASTROZA y F. DELFÍN. *Resistencia última de albañilería armada de ladrillo cerámico sometida a flexo-compresión*. Universidad de Chile, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Departamento de Ingeniería Civil. Sección Ingeniería Estructural. Publicación SES I 16/86 (215), 1986.
- [29] CHASE, G. W. «Investigation of the Interface between Brick and Mortar». *The Masonry Society Journal*, julio-diciembre, 1984.
- [30] CHILDE, V. G. *Man Makes Himself*. London, Pitman, 1936.
- [31] DAWSON, J. A. *Ten Systems of Prefabricated Masonry*.
- [32] DECANINI, L. D., A. PAYER y R. TERZARIAL. *Comportamiento sísmo-resistente de la mampostería*. Córdoba, Universidad Nacional de Córdoba, 1985.
- [33] DICKEY, W. L. «Concrete Masonry Construction». En Mark Fintel y Van Nostrand (eds.). *Handbook of Concrete Engineering*. Nueva York, Reinhold, 1974.
- [34] DICKEY, W. L. *Inspector's Masonry Handbook*. Los Ángeles, Masonry Institute of America, 1973.
- [35] DICKEY, W. L. «Masonry». En E.H. Gaylord y E.N. Gaylord (eds.). *Structural Engineering Handbook*. Nueva York, McGraw-Hill, 1968.
- [36] DICKEY, W. L. y J. E. CATANI. «Joint Reinforcement Is Also Structural». *Concrete International*, junio, 1983.
- [37] DICKEY, W. L. y J. E. AMRHEIN. *Masonry Design Manual*, 2.^a ed. Los Ángeles, Masonry Industry Advancement Committee, 1972.
- [38] DRYSDALE, R. G. y A. A. HAMID. «Behavior of Concrete Block Masonry Under Axial Compression». *ACI Journal*, junio, 1979.
- [39] EBS. *Notes on the Science of Building, Bond Strength in Masonry*, 141, Australia, National Building Technology Center.
- [40] ENGLEKIRK, R. E. y G. HART. *Concrete Block Shear Walls: Strength Design for Flexure*. Sacramanto, Concrete Masonry Association for California and Nevada, 1980.
- [41] ENGLEKIRK, R. y G. C. HART. *Earthquake Design of Concrete Masonry Buildings*, 2 vols. Nueva Jersey, Prentice-Hall, 1984.
- [42] ESTEVA, L., *Behavior Under Alternating Loads of Masonry Diaphragms Framed by Reinforced Concrete Members*. Proceedings of the International Symposium on the Effects of Repeated Loading of Materials and Structures (RILEM), vol. V, México, 1966.
- [43] FATTAL, S. G. y L. E. CATTANEO. *Structural Performance of Concrete Masonry Walls Under Compression and Flexure*. National Bureau of Standards Building Science Series, junio, 1976.

- [44] FERNÁNDEZ, G., M. ASTROZA y F. DELFÍN. *Estudio experimental de la resistencia al corte de la albañilería de unidades cerámicas*. Universidad de Chile, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas. Departamento de Ingeniería Civil, Sección Ingeniería Estructural. Publicación SES I 17/86 (216), octubre, 1986.
- [45] FIORATO, A. E., M. A. SOZEN y W. L. GAMBLE. *An Investigation of the Interaction of Reinforced Concrete Frames with Masonry Filler Walls*. Urbana, University of Illinois, 1970.
- [46] *First International Seminar on Structural Masonry for Developing Countries. Proceedings*. Nueva Delhi, India, 1981.
- [47] GALLEGOS, H. y C. CASABONNE. *Tensile Strength of Clay and Sand-Lime Masonry*. Proceedings of the Second Canadian Masonry Symposium. Carleton University, Ottawa, 1980.
- [48] GALLEGOS, H. *Efecto de la mano de obra en la calidad de la albañilería*. Memorias del III Congreso Nacional de Ingeniería Civil. Cuzco, Colegio de Ingenieros del Perú, noviembre, 1980.
- [49] GALLEGOS, H. «Tecnología del mortero». *El Ingeniero Civil*, n.º 10, enero, 1981.
- [50] GALLEGOS, H. «Albañilería estructural». *El Ingeniero Civil*, n.º 13, julio 1981.
- [51] GALLEGOS, H. y C. CASABONNE. *Resistencia a la tracción de albañilería de arcilla y sílico-calcárea. Investigación complementaria*. Memorias del IV Congreso Nacional de Ingeniería Civil. Chiclayo, Colegio de Ingenieros del Perú, noviembre, 1982.
- [52] GALLEGOS, H. y C. CASABONNE. *Ensayos de muros a corte de acuerdo a la norma ASTM E-72*. Memorias del IV Congreso Nacional de Ingeniería Civil. Chiclayo, Colegio de Ingenieros del Perú, noviembre, 1982.
- [53] GALLEGOS, H. y C. CASABONNE. *Ensayos de corte directo en albañilería*. Memorias del IV Congreso Nacional de Ingeniería Civil. Chiclayo, Colegio de Ingenieros del Perú, noviembre, 1982.
- [54] GALLEGOS, H. y M. S. BEECK. *Búsqueda experimental de una prueba sencilla y económica para determinar la adhesión mortero-unidad de albañilería*. Memorias del IV Congreso Nacional de Ingeniería Civil. Chiclayo, Colegio de Ingenieros del Perú, noviembre, 1982.
- [55] GALLEGOS, H. y C. CASABONNE. *Cyclic Test of Three Different Types of Masonry Walls*. Proceedings of the Third International Symposium on Wall Structure. Varsovia, 1984.
- [56] GALLEGOS, H. «Development of Structural Masonry (Brick-work) in Peru». *Masonry International* n.º 22, julio, 1984.

- [57] GALLEGOS, H. «Configuración sismo-resistente de edificios de albañilería». *El Ingeniero Civil*, n.º 38, septiembre, 1985.
- [58] GALLEGOS, H. *Diseño sismo-resistente de edificios de albañilería*. Memorias de Ingeniería Estructural Colloquia '85. Buenos Aires, Asociación de Ingenieros Estructurales. 1985.
- [59] GALLEGOS, H. *Masonry Buildings in Peru*. Proceedings of the Fourth Canadian Masonry Symposium. Fredericton, University of New Brunswick, 1986.
- [60] GALLEGOS, H. «Albañilería construida con unidades aplicables». *El Ingeniero Civil*, n.º 44, agosto, 1986.
- [61] GALLEGOS, H. *Diseño de muros de corte de albañilería a partir de su resistencia última*. Memorias del VI Congreso Nacional de Ingeniería Civil. Cajamarca, Colegio de Ingenieros del Perú, septiembre, 1986.
- [62] GALLEGOS, H. y R. RÍOS. *Índice de calidad estructural sismo-resistente*. Memorias del VI Congreso Nacional de Ingeniería Civil. Cajamarca, Colegio de Ingenieros del Perú, septiembre, 1986.
- [63] GALLEGOS, H. «Diagrama esfuerzo-deformación para albañilería». *El Ingeniero Civil*, n.º 45, noviembre, 1986.
- [64] GALLEGOS, H. *Stress-Strain Diagram for Unconfined and Confined Sand-Lime Masonry*. Proceedings 2nd International Seminar on Structural Masonry for Developing Countries, Malasia, marzo, 1987.
- [65] GALLEGOS, H., *Diseñando y construyendo con albañilería*. Lima, La Casa, 1987.
- [66] GALLEGOS, H. *Albañilería construida con unidades apilables: el sistema Mecano*. Anales del Colloquia '87. Escala de Engenharia da UFRGS, Porto Alegre, junio, 1987.
- [67] GALLEGOS, H. «El concreto líquido en la albañilería armada». *El Ingeniero Civil*, n.º 49, julio, 1987.
- [68] GALLEGOS, H. *Ductility and Reparability of Masonry*. Proceedings of Pacific Conference on Earthquake Engineering, Wairakei, Nueva Zelanda, 1987.
- [69] GALLEGOS, H. *Mortarless Masonry: The Mecano System*. Proceedings of the XIV IAHS World Congress on Housing. I.A.H.S. Berlín, 1987.
- [70] GALLEGOS, H. «Del ladrillo PREVI al edificio de albañilería armada». *El Ingeniero Civil*, n.º 53, marzo, 1988.
- [71] GALLEGOS, H. *Ductility and Seismic Damage Control in Reinforced Masonry Buildings*. Proceedings of the 9th World Conference on Earthquake Engineering. Tokio, 1988.

- [72] GALLEGOS, H. *Damage Control in Reinforced Masonry Buildings*. Proceedings of the 8th International Brick/Block Masonry Conference. Irlanda '88. Elsevier Applied Science, Londres y Nueva York, 1988.
- [73] GALLEGOS, H. *Diseño de muros dúctiles de albañilería armada por el método de resistencia*. Memorias del VII Congreso Nacional de Ingeniería Civil. Huaraz, Colegio de Ingenieros del Perú, septiembre, 1988.
- [74] GALLEGOS, H. *Ductilidad y daños sísmicos en edificios de albañilería armada*. Memorias del VII Congreso Nacional de Ingeniería Civil. Huaraz, Colegio de Ingenieros del Perú, septiembre, 1988.
- [75] GALLEGOS, H. y C. CASABONNE. *Propuesta de modificación de la norma técnica de edificación E-070 del Reglamento Nacional de Construcciones para el diseño de edificios dúctiles de albañilería*. Memorias del VII Congreso Nacional de Ingeniería Civil. Huaraz, Colegio de Ingenieros del Perú, septiembre, 1988.
- [76] GALLEGOS, H. «El multifamiliar de bajo costo». *El Ingeniero Civil* n.º 59, enero, 1989.
- [77] GALLEGOS, H. *Albañilería armada construida con unidades apilables*. Albañilería Estructural. Lima: American Concrete Institute, Peruvian Chapter, 1989.
- [78] GLOGAU, O. A. «Masonry Performance in Earthquakes». *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering*, vol. 7, n.º 4, diciembre, 1974.
- [79] GOODWIN, J. F. y H. W. WEST. «A Review of the Literature on Brick/Mortar Bond». *The British Ceramic Research Association*, diciembre, 1980.
- [80] GRIMM, C. T. *Masonry Cracks: A Review of the Literature*. Reprint from *Special Technical Publication 992*. American Society Testing and Materials, 1988.
- [81] GROVES, J. C. y H. C. PLUMMER. *Principles of Clay Masonry Construction*. McLean, Structural Clay Products Institute, 1970.
- [82] HAMID, A. A. «Effect of the Aspect Ratio of the Unit on the flexural Tensile Strength of Brick Masonry». *The Masonry Society Journal*, enero-junio, 1981.
- [83] HAMID, A. A. y R. G. DRYSDALE. «Suggested Failure Under Axial Compression». *ACI Journal*, octubre, 1979.
- [84] HAMID, A. A. y R. G. DRYSDALE «Proposed Failure Criteria for Grouted Block Masonry Under Biaxial Stresses». Proceedings of ASCE, vol. 107, n.º ST8, agosto, 1981.

- [85] HAMID, A. A. y M. E. TATE. *Torsional of Reinforced Masonry Shear Walls*. Los Ángeles, 1985.
- [86] HART, G. y R. MAYES. *Strength Design of Reinforced Masonry Shear Walls*, Los Angeles, 1985.
- [87] HATZINIKOLAS, M., J. LANGWORTH y J. WARWARAK. «Failure Modes for Eccentrically Loaded Concrete Block Masonry Walls». *ACI Journal*, n.º 17-28, enero-agosto, 1980.
- [88] HENDRY, A. W. *Structural Brickwork*. Londres, MacMillan Press, 1981.
- [89] HENDRY, A. W., B. P. SINHA y S. R. DAVIES. «An Introduction to Load Bearing Brickwork Design». Chichester, Ellis Horwood, 1981.
- [90] HERNÁNDEZ, O. y R. MELI. *Modalidades de refuerzo para mejorar el comportamiento sísmico de muros de mampostería*. Instituto de Ingeniería, UNAM, Publicación n.º 382, diciembre, 1976.
- [91] HIDALGO, P., M. ASTROZA, F. OSORIO y E. BECKMANN. *Características mecánicas de la albañilería de bloques de mortero de cemento*. Monografía n.º 189, Ministerio de Vivienda y Urbanismo, División Técnica de Estudio y Fomento Habitacional, Santiago, agosto, 1982.
- [92] HIDALGO, P. *Comportamiento sísmico de muros de albañilería armada*. 3as. Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica, Concepción, Chile, noviembre, 1980.
- [93] HILLSDORF, H. K. *Investigation into the Failure Mechanisms of Brick Masonry Loaded in Axial Compression*. Proceedings of International Conference on Masonry Structural Systems, Texas, 1969.
- [94] HOLMES, M. «Combined Loading on Infilled Frames». *Institution of Civil Engineers (ICE)*, vol. 25, 1963.
- [95] INDIAN STANDARDS INSTITUTION. *Explanatory Handbook on Masonry Code*, Nueva Delhi.
- [96] INTERNATIONAL CONFERENCE OF BUILDING OFFICIALS. *Uniform Building Code*, Whittier, 1988.
- [97] INSTITUTO DE INVESTIGACIÓN TECNOLÓGICA INDUSTRIAL Y DE NORMAS TÉCNICAS. *Normas técnicas de la construcción*. Lima, 1988.
- [98] JORQUERA, L. y E. HAMEL. *Posibilidades de las albañilerías armadas en nuestro país*. Informe n.º 1, Centro de la Vivienda y Construcción, Santiago, abril, 1961.
- [99] KAHN, L. F. *Reinforced Concrete Infilled Shear Walls for Aseismic Strengthening*, Report n.º UMEE 76R1 y UMEE 76R2, Dept. of Civil Engineering, University of Michigan, Ann Arbor, 1976.

- [100] KAMPF, L. *Factors Affecting Bond of Mortar to Brick*. Symposium on Masonry Testing. ASTM, 1963.
- [101] KARIOTIS J. y J. KESLER. *Reinforced Load Bearing Block Walls for Multi-Story Construction*. Los Angeles, Concrete Masonry Association of California, 1967.
- [102] KESLEY, J.J. *A Look at Load Bearing Masonry Design*. Los Angeles, Masonry Institute of America, 1971.
- [103] KICHLIGHTER, C. E. *Modern Masonry. Brick, Block, Stone*. South Holland, The Goodheart-Willcox Company, 1977.
- [104] KLINGNER R. E. y V. V. BERTERO. *Infilled Frames in Earthquake-Resistant Construction*. Informe n.º EERC76-32, 1976.
- [105] KREH, R. T. *Masonry Skills*. Nueva York, Van Nostrand Reinhold, 1976.
- [106] LANGTON, C. A. y D. M. ROY. *Morphology and Microstructure of Cement Paste/Rock Interfacial Regions, Materials and Structure*, Rilem, VII-127, 1980.
- [107] LAWRENCE, S. J. *Couplet and Triplet Tests for the Measurement of Bond Strength of Brick Work*. Technical Record 437, National Building Technology Center, Australia.
- [108] LAWRENCE, S. J. *The Relationship Between the Strengths of Brickwork Bond Piers and Shear Couplets*, Technical Record 438, National Building Technology Center, Australia.
- [109] LAWRENCE, S. J. y H. T. CAO. *An Experimental Study of the Interface Between Brick and Mortar*. Fourth North American Masonry Conference, Los Angeles, 1987.
- [110] LUDERS, C., P. HIDALGO y C. GAVILÁN. *Comportamiento sísmico de muros de albañilería armada*. Documento de trabajo DIE 85-3, Departamento de Ingeniería Estructural, Pontificia Universidad Católica de Chile, Santiago, 1985.
- [111] LUDERS, C. y P. HIDALGO. *Modos de falla en muros de albañilería armada sometidos a cargas cíclicas*. 3er Conferencia Latinoamericana de Ingeniería Sismo-Resistente, Escuela Superior Politécnica del Litoral (ESPOL), Guayaquil, 1984.
- [112] LUDERS, C. y P. HIDALGO. *Influencia del refuerzo horizontal en el comportamiento sísmico de la albañilería armada*. IV Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica. Memorias. Ministerio de Vivienda y Urbanismo. Chile, 1986.
- [113] MACKINTOSH, A. *Design Manual*. McLean, National Concrete Masonry Association, 1968.
- [114] MAINSTONE, R. J. *On the Stiffnesses and Strengths of Infilled Frames*. Current Paper CP 2/72, Building Research Station, febrero, 1972.

- Reimpresión de Proceedings, Institution of Civil Engineers, 1971 Supplement (iv), Paper 7360 S.
- [115] MAINSTONE, R. J. *Supplementary Note on the Stiffness and Strengths of Infilled Frames*. Current Paper CP 13/74, Building Research Station, febrero, 1974.
- [116] MAINSTONE, R. J. y G. A. WEEKS. *The Influence of a Bounding Frame on the Racking Stiffness and Strengths of Brick Walls*. Current Paper CP 3/72, Building Research Station, febrero, 1972. También en Proceedings, Second International Brick Masonry Conference (SI-BMAC), 1971.
- [117] MASONRY INSTITUTE OF AMERICA. *Reinforced Grouted Brick Masonry Construction*. California, 1982.
- [118] MASONRY RESEARCH OF LOS ANGELES. *Shear in Concrete Masonry Piers*. California, 1983.
- [119] MAURENBRECHER, A. H. P. *Effect of Test Procedures on Compressive Strength of Masonry Prisms*. Proceedings 2nd Canadian Masonry Symposiums, Ottawa, Canada, 1980.
- [120] MAYES, R. L. y R. W. CLOUGH. *A Literature Survey-Compressive, Tensile, Bond and Shear Strength of Masonry*, 2 vols. Berkeley, University of California, 1975.
- [121] MAYES, R. L. y R. W. CLOUGH. *State of the Art in Seismic Shear Strength of Masonry. An Evaluation and Review*. NTIS. Informe EERC 75-21.1975.
- [122] MAYES, R. L., Y. OMOTE y R. W. CLOUGH. *Cyclic Shear Tests of Masonry Pier Test Results*. Berkeley, University of California, 1976.
- [123] MAYES, R. L., Y. OMOTE, S. CHEN y R. W. CLOUGH. *Expected Performance of Uniform Building Code Designed Masonry Structures*. Berkeley, University of California, 1976.
- [124] MELI, R. *Behavior of Masonry Wall Under Lateral Loads*, Proceedings of Fifth World Conference on Earthquake Engineering, Roma, 1972.
- [125] MELI, R. *Comportamiento sísmico de muros de mampostería*. Instituto de Ingeniería, UNAM, Publicación n.º 352, México, abril, 1975.
- [126] MELI, R. y O. HERNÁNDEZ. «Propiedades de piezas para mampostería producidas en el Distrito Federal». Publicación n.º 297, México, diciembre, 1977.
- [127] MELI, R. y A. REYES. «Propiedades mecánicas de la mampostería». *Revista Ingeniería* (México), vol. 41, 1971.
- [128] MELI, R. y G. SALGADO. «Comportamiento de muros de mampostería sujetos a carga lateral». Segundo Informe, Instituto de Ingeniería, UNAM, Publicación n.º 237, México, septiembre, 1969.

- [129] MOSS, P. J. y A. J. CARR. «Aspects of the Analysis of Frame Panel Interaction». *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, vol. 4, n.º 1, marzo, 1971.
- [130] NATIONAL CONCRETE MASONRY INSTITUTE. *Specification for the Design and Construction of Load-Bearing Concrete Masonry*. Hendon, 1970.
- [131] NEW ZEALAND STANDARDS INSTITUTE. *Masonry Construction: First Revision*. Wellington, 1984.
- [132] NOLAND, J. L. *U.S. Research Plan, US-Japan Coordinated Program for Masonry Building Research*. Boulder, Atkinson-Noland, 1984.
- [133] OJINAGA, J. *An Overview of Mexican Design Norms Relating to Masonry*.
- [134] OPPENHEIMER, A. L. *Ancient Mesopotamia*. Chicago, The University of Chicago Press, 1977.
- [135] PARADA, F., M. ASTROZA y F. DELFÍN. *Estudio experimental de la resistencia prismática de la albañilería de ladrillo*. Universidad de Chile, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Departamento de Ingeniería Civil, Sección Ingeniería Estructural. Publicación SES I 1/84 (190), enero, 1984.
- [136] PEARSON, J. C. *Measurement of Bond Between Brick and Mortar*. ASTM Proceedings, 43, 1963.
- [137] PLUMMER, H. C. *Brick and Tile Engineering*. Washington D. C., Structural Clay Products Institute, 1950.
- [138] PLUMMER, H. C. y J. A. BLUME. *Reinforced Brick Masonry and Lateral Force Design*. Washington D. C., Structural Clay Products Institute, 1953.
- [139] POLYAKOV, S. V. *Masonry in Framed Buildings: An Investigation into the Strength and Stiffness of Masonry Infilling*. Traducción al inglés de G. L. Cairns, Moscú, 1957.
- [140] *Practical Design of Masonry Structures*. Proceedings of a Symposium Organized by the Institution of Civil Engineers and co-sponsored by the Institution of Structural Engineers. Londres, Thomas Telford, 1986.
- [141] PRIESTLEY, M. J. N. «Seismic Resistance of Reinforced Concrete Masonry Shear Walls with High Steel Percentages». *Bulletin New Zealand National Society for Earthquake Engineering*, vol. 10, n.º 1, marzo, 1977.
- [142] PRIESTLEY, M. J. N. «Seismic Design of Masonry Buildings Background to the Draft Masonry Design Code DZ 4210». *Bulletin New Zealand National Society for Earthquake Engineering*, vol. 13, n.º 4.
- [143] PRIESTLEY, M. J. N. Ductility of Unconfined and Confined Concrete Masonry Shear Walls». *The Masonry Society Journal*, julio-diciembre, 1981.

- [144] PRIESTLEY, M. J. N. y D. O. BRIDGMAN. «Seismic Resistance of Brick Masonry Walls». *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering*, vol. 7, n.º 4, diciembre, 1974.
- [145] PRIESTLEY, M. J. N. y CHAI YUK HON. «Seismic Design of Reinforced Concrete Masonry Moment Resisting Frames». *The Masonry Society Journal*, vol. 5, n.º 1, enero-junio, 1985.
- [146] PRIESTLEY, M. J. N. y D. M. ELDER. «Cyclic Loading Tests of Slender Concrete Masonry Shear Walls». *Bulletin New Zealand National Society for Earthquake Engineering*, vol. 15, n.º 1, marzo, 1982.
- [147] PRIESTLEY, M. J. N. y D. M. ELDER. «Stress-Strain Curves for Unconfined and Confined Concrete Masonry». *ACI Journal*, Proceedings, vol. 80, n.º 3, mayo-junio 1983.
- [148] RANDALL, F. A., y W. C. PANARESE. *Concrete Masonry Handbook*. Skokie, Portland Cement Association, 1976.
- [149] RILEM. *Methods of Test for Compressive Strength of Masonry Prism*. Comité LUM 76, 1978.
- [150] ROBERTS, J. J., G. J. EDGEL y A. J. RATHOBONE. *Handbook to BS 5628*. 1986.
- [151] ROBERTS, J. J., A. K. TOVEY y W. B. CRANSTON. *Concrete Masonry Designer's Handbook*. Londres, Viewpoint Publications, 1983.
- [152] SAHLIN, S. *Structural Masonry*. Nueva Jersey, Prentice-Hall, 1971.
- [153] SAMAYOA, D. y otros. *Estudio del comportamiento de muros de albañilería reforzada de ladrillo de barro cocido a escala natural, bajo la acción de cargas verticales, horizontales y de impacto*. Universidad de San Carlos de Guatemala, Centro de Investigaciones de Ingeniería, noviembre, 1975.
- [154] SAN BARTOLOMÉ, A. *Comportamiento de elementos de albañilería de ladrillo de ensayos de compresión axial, corte directo y compresión diagonal*. Memorias del III Congreso Nacional de Ingeniería Civil. Cuzco, Perú. Colegio de Ingenieros del Perú, noviembre, 1980.
- [155] SAN BARTOLOMÉ, A. «Ensayos de carga lateral en muros de albañilería de ladrillo no reforzados. Variable en estudio: Efecto de la carga vertical». *Memorias del IV Congreso Nacional de Ingeniería Civil*. Chiclayo, Colegio de Ingenieros del Perú, noviembre, 1982.
- [156] SAN BARTOLOMÉ, A. «Ensayos de carga lateral en muros de albañilería confinados. Correlación de resultados entre especímenes a escala natural y probetas pequeñas». *Memorias del V Congreso Nacional de Ingeniería Civil. Tacna, Perú*. Tacna, Colegio de Ingenieros del Perú, 1984.
- [157] SAN BARTOLOMÉ, A. y W. MEDRANO. «Reparación en muros de albañilería confinados. Estudio experimental». *Memorias del VI Congreso Nacional*

- de Ingeniería Civil. Cajamarca, Perú.* Cajamarca, Colegio de Ingenieros del Perú, 1986.
- [158] SAN BARTOLOMÉ, A. y A. PASTORUTTI. «Ensayos de carga lateral en muros de albañilería confinados. Efectos de refuerzo». *Memorias del VI Congreso Nacional de Ingeniería Civil. Cajamarca, Perú.* Cajamarca, Colegio de Ingenieros del Perú, 1986.
- [159] *Second International Seminar on Structural Masonry for Developing Countries.* Kuala Lumpur, Malaysia, 1987.
- [160] SCHNEIDER, R. R. *Behavior of Reinforced Plastered Brick Piers Under Lateral Loads.* Los Ángeles, Board of Education, and Structural Engineers Association of Southern California, 1956.
- [161] SCHNEIDER, R. R. *Investigation of Reinforced Brick Masonry Under Lateral Loads.* Sacramento, Division of Architecture, 1956.
- [162] SCHNEIDER, R. R. *Lateral Load Tests on Reinforced Grouted Masonry Shear Walls.* Sacramento, Division of Architecture, 1959.
- [163] SCHNEIDER, R. R. *Shear on Concrete Masonry Piers.* Pomona, California State Polytechnic University, 1969.
- [164] SCHNEIDER, R. R. y W. L. DICKEY. *Reinforced Masonry Design.* 2.^a edición. Nueva Jersey, Prentice-Hall, 1980.
- [165] SCRIVENER, J. C. y D. WILLIAMS. *Compressive Behavior of Masonry Prisms.* Canterbury, University of Canterbury, 1971.
- [166] SCRIVENER, J. C. *Concrete Masonry Wall Panels-Static Racking Test with Predominant Flexural Effect.* New Zealand Country Construction, julio, 1966.
- [167] SCRIVENER, J. C. *Static Racking Tests of Masonry Walls. Designing, Engineering and Construction of Masonry Products.* Houston, Gulf Publishing Co., 1969.
- [168] SELF, M. V. *Structural Properties of Load-Bearing Concrete Masonry,* ASTM STP 589, American Society for Testing Materials, 1975.
- [169] SINHA, B. P. «An Ultimate Load-Analysis of Reinforced Brick-work Flexural Members». *The International Journal of Masonry Construction*, vol. 1, n.º 4, 1981.
- [170] SINHA, B. P. «Factors Affecting the Brick/Mortar Interface Bond Strength». *International Journal of Masonry Construction* (3), 1, 1983.
- [171] SINHA, B. P. y A. W. HENDRY. «Racking Test on Model Brick Walls and Piers». *Proceedings of British Ceramic Society*, n.º 17, febrero, 1970.
- [172] SMITH, R. C., T. L. HONKALA y C. K. ANDRES. *Masonry Materials, Design, Construction.* Reston, Virginia, Reston Publishing, 1979.
- [173] SMITH, S. *La obra de fábrica de ladrillo.* Barcelona, Blume, 1976.

- [174] STAFFORD SMITH, B. «Lateral Stiffness of Infilled Frames». *Journal of the Structural Division*, diciembre, 1962.
- [175] STAFFORD SMITH, B. «Behavior of Square Infilled Frames». *Journal of the Structural Division*, febrero, 1966.
- [176] STAFFORD SMITH, B. *The Composite Behaviour of Infilled Frames*. Proceedings of the Symposium on Tall Buildings, University of Southampton, abril 1966. Nueva York, Pergamon Press. 1967.
- [177] STAFFORD SMITH, B. «Model Test Results of Vertical and Horizontal Loading of Infilled Frames». *ACI Journal*, agosto, 1968.
- [178] STAFFORD SMITH, B. y C. A. CARTER «Method of Analysis for Infilled Frames». *Institution of Civil Engineers (ICE)*, vol. 44, septiembre-diciembre, 1969.
- [179] STANG, A. H., D. E. PARSONS y J. W. MCBURNEY. «Compressive Strength of Clay Brick Walls». *Journal of Research*, Research Paper 108, octubre, 1929.
- [180] *State of California Administrative Code*. Clay Brick Masonry-High Lift Grouting Method, Office of State Architect, Sacramento, California, 1975.
- [181] *State of California Administrative Code*. Filled Cell Concrete Masonry-High Lift Grouting Method. Office of State Architect, Sacramento, California, 1976.
- [182] STRUCTURAL CLAY PRODUCTS INSTITUTE. *Recommended Practice For Engineered Brick Masonry*. McLean, Virginia, 1969.
- [183] STRUCTURAL CLAY PRODUCTS INSTITUTE. *Technical Notes on Brick and Tile Construction*. McLean, Virginia, 1973.
- [184] STRUCTURAL ENGINEERS ASSOCIATION OF SOUTHERN CALIFORNIA. *Task Committee on Slender Walls*. Report on Slender Walls, Structural Engineers Association of California, Los Ángeles, 1982.
- [185] *Tentative Provision for the Development of Seismic Regulations for Buildings*. Special Publication n.º 510, National Bureau of Standards, Washington D.C., 1978.
- [186] *Uniform Building Code, 1988*. International Conference of Building Officials, Whittier, California, 1988.
- [187] WARD, B. y J. B. PERKINS. *Roman Architecture*. Nueva York, Harry N. Abrams, 1972.
- [188] WILLIAMS, D. *Seismic Behavior of Reinforced Masonry Shearwalls*. Christchurch, University of Canterbury, 1971.
- [189] YOKEL, F. Y., R. G. MATHEY y R. D. DIKKERS. «Strength of Masonry Walls Under Compressive and Transverse Loads». *Building Science Series*, n.º 34, 1971.

- [190] YOKEL, R. Y., R. G. MATHEY y R. D. DIKKERS. «Compressive Strength of Slender Concrete Masonry Walls». *National Bureau of Standards Building Science Series*, n.º 33, diciembre, 1970.
- [191] ZAVALA, M. «Estudio de un sistema constructivo en base a unidades de albañilería autoalineantes sin emplear juntas de mortero». Tesis de grado. Pontificia Universidad Católica del Perú, 1987.
- [192] ZERRY, T. K. y T. I. WILLIAMS. *A Short History of Technology*. Oxford, Oxford University Press, 1960.
- [193] ZESSEY, G. E. «Calcium Silicate Bricks». *BRE Overseas Building Notes*, n.º 154, 1974.

PUBLICACIONES PROFESIONALES PERIÓDICAS

- [194] *Masonry International*.
Journal of the British Masonry Society, Queens Road, Penkhull, Stoke-on-Trent ST4 7LQ, England.
- [195] *The Masonry Society Journal*.
The Masonry Society, 2619 Spruce St., Boulder, Colorado 80302, U.S.A.

BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL DE LA SEGUNDA EDICIÓN

- [196] SHING, P. B., J. L. NOLAND, E. KLAMERUS y H. SPAEH. «Inelastic Behavior of Concrete Masonry Shear Walls». *Journal of Structural Engineering*, vol. 115, n.º 9, septiembre, 1989.
- [197] SHING, P. B., M. SCHULLER, y V. S. HOSKERE. «In-plane Resistance of Reinforced Masonry Shear Walls». *Journal of Structural Engineering*, vol. 116, n.º 3, marzo, 1990.
- [198] THE MASONRY SOCIETY. *Commentary to Chapter 24, Masonry of the UBC Code 1988*. Edition, 1990.
- [199] PUBAL, Z. *Theory and Calculation of Frame Structures with Stiffening Walls*. Elsevier Science, 1989.
- [200] *5th Canadian Masonry Symposium*. Proceedings. University of British Columbia, Vancouver, B.C., Canada, 1989.
- [201] SARMIENTO, R., A. ESPINOZA y G. YARBOUH. *Ensayos sobre mampostería usada en Mérida (Venezuela) y alrededores*. Mérida (Venezuela), Universidad de los Andes, 1989.
- [202] USCATEGUI, I, y R. SARMIENTO. *Evaluación de edificaciones de mampostería*. Mérida (Venezuela), Universidad de los Andes, 1989.

- [203] GALLEGOS, H. «¿Es posible el multifamiliar de sillar?». *El Ingeniero Civil*, n.º 67, julio, 1990.
- [204] MOROMI, I. «Sillar y albañilería de sillar: Resultados de ensayos». *El Ingeniero Civil*, n.º 67, julio, 1990.
- [205] *The fifth North American Masonry Conference Proceedings*. Urbana-Champaign, University of Illinois, 1990.
- [206] *Standard Practice for Construction of Dry-stacked, Surface Bonded Walls*. ASTM C946. American Society for Testing and Materials, Philadelphia. Pennsylvania.
- [207] «Surface Bonding of Concrete Blocks». Bulletin 343. U.S. Department of Agriculture, Washington, D.C.
- [208] PRIESTLEY, M.J.N. y HE LIMIN. «Seismic Behavior of Flanged Masonry Shear Walls-Preliminary Studies». *Structural Systems Research Project Report* n.º SSRP 88-01. San Diego, University of California, 1990.
- [209] TOMAZEVIC, M., C. MODENA, T. VELECHOVSKY y R. ZARNIC. *Shaking Table Study of a Reinforced Masonry Building with Central R.C. Column*. Test Results, Report ZRMK/IKPI/87/02, Ljubljana, 1987.
- [210] TOMAZEVIC, M., C. MODENA, T. VELECHOVSKY, Y R. ZARNIC, «Seismic Behavior of Mixed Structural Systems with Peripheral Masonry Walls and Internal R.C. Columns: An Earthquake Simulator Study». *Proceedings of Fifth North American Masonry Conference*, vol. 1, Urbana-Champaign, 1990, pp. 139-150.
- [211] *Technical Norms for the Design and Construction of Masonry Buildings*. D.M. 9/1/87, Roma, 1987.
- [212] ABRAMS, D.P. *Measured Hysteresis in a Masonry Building System*. Proceedings of Third U.S. Conference on Earthquake Engineering, vol. II, 1986.
- [213] ABRAMS, D.P. *Lateral Resistance of a Two-Story Block Building*. *Proceedings of Advances in Analysis of Structural Masonry*. ASCE. Structures Congress. 1986.
- [214] ABRAMS, D.P. *Dynamic Testing of One-Quarter Scale Reinforced Concrete Masonry Building Structures*. Proceedings of the Fourth US/Japan Joint Technical Coordinating Committee on Masonry Research, San Diego. 1988.
- [215] ROSS, S.S. *Construction Disasters*. Nueva York, McGraw-Hill, 1984.
- [216] HART, G., y M.J.N. PRIESTLEY. «Design Recommendations for Masonry Moment-Resisting Space Frames». Report n.º SSRP-89/02. University of California. San Diego, 1989.

- [217] SAN BARTOLOMÉ, A. *Albañilería confinada*. Colección del Ingeniero Civil 1990-1991, Libro 4. Lima, Colegio de Ingenieros del Perú, 1990.
- [218] FELD, J. *Construction Failure*. Nueva York, John Wiley and Sons, 1960.
- [219] SAN BARTOLOMÉ, A. y D. QUIUN. *Comportamiento sísmico de un módulo a escala de albañilería confinada de tres pisos*. Memorias del Octavo Congreso Nacional de Ingeniería Civil. Piura, 1990.
- [220] GALLEGOS, H. *Ductilidad y daños sísmicos en edificios celulares de albañilería armada*. Memorias del 1er. Simposio Internacional sobre seguridad sísmica de la vivienda de bajo costo, México, 1991.
- [221] GALLEGOS, H. *El edificio celular: Un multifamiliar sismo-resistente de bajo costo*. Memorias del 1er. Simposio internacional sobre seguridad sísmica de la vivienda de bajo costo, México, 1991.

BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL DE LA TERCERA EDICIÓN

- [222] ZAMIC, R. y V. BOSILJKOV. *Diagonal Test of Unreinforced Clay Brick Masonry*. Eighth North American masonry conference Proceedings. Austin, The University of Texas, 1999.
- [223] PAULAY, T. y M. J. N. PRIESTLEY. *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*, John Wiley & Sons, Inc. 1992.
- [224] *The Seventh North American Masonry Conference Proceedings*. South Bend, University of Nortre Dame, 1996.
- [225] *The Eighth North American Masonry Conference Proceedings*. Austin, University of Texas, 1999.
- [226] Sencico. *Propuesta de Norma Técnica de Edificaciones E070 Construcciones de Albañilería 2004*. Ministerio de Vivienda, Gobierno del Perú.
- [227] ALCOCER, S. M. y J. A. ZEPEDA. *Behavior of multi-perforated clay brick walls under earthquake-type loading*. Eighth North American Masonry conference Proceedings. Austin, The University of Texas, 1999.
- [228] FLÓREZ, L. E. y S. M. ALCÓCER. *Calculated response of confined masonry structures*. Proceedings of 11WCEE, México 1996.
- [229] AGUILAR, G., R. MELI y R. R. VÁZQUEZ-DEL-MERCADO. *Influence of Horizontal Reinforcement on the Behavior of Confined Masonry Walls*. Proceedings of 11WCEE, México, 1996.
- [230] *Code of Practice for Masonry Construction: Materials and Workmanship*. New Zealand Standard 4210: 1989
- [231] *Code of Practice for Masonry Construction: The Design of Masonry Structures*. New Zealand Standard 4210: 1990.

- [232] SAN BARTOLOMÉ, A., E. VICENTE, R. MENDOZA y P. SOLANO. *Comportamiento a carga lateral cíclica de muros de albañilería armada construidos con bloques de concreto vibrado*. Lima, Pontificia Universidad Católica del Perú, 2003.
- [233] SCHULTZ, A. E., R. S. HUTCHINSON y G. C. CHEOK. *Seismic Performance of Masonry Walls with Joint Reinforcement*. Structural Engineering World Wide 1998, paper T119-4.
- [234] SHING, P. B. y L. CAO. *Análisis of Partially Grouted Masonry Walls*. Structural Engineering World Wide 1998, paper T119-3.
- [235] ALCOCER, S. M. y R. MELI. «Test Program on the Seismic Behavior of confined masonry Structures». *The Masonry Society Journal*, vol. 13, n.º 2, febrero, 1995.
- [236] ZARZECKI, J. C., y D. S. ZECHMEISTER. *The Effect of Various Grout Consolidation Methods*. Eighth North American Masonry Conference, Austin, 1999.
- [237] Specification and Commentary for Masonry Structures (ACI 530.1-99/ASCE 6-99/TMS 602-99).
- [238] SCHULTZ, A. E. *Seismic Resistance of Partially-Grouted Masonry Shear Walls*. ASCE Structures Congree XIV, Chicago, 1996.
- [239] ZAMIC, R. y V. BOSILJKOV. *Diagonal Tests of Unreinforced Clay Brick Masonry*. Eighth North American Masonry Conference, Austin, 1999.
- [240] GALLEGOS, H. «Adhesión entre el mortero y las unidades de albañilería». *El Ingeniero Civil*, n.º 96, junio, 1995.
- [241] BROSNAN, D. A., R. DOMINGUEZ y J. FREDERIC. *Fatigue Characteristics of Glay Brick*. Eighth North American Masonry Conference, Austin, 1999.
- [242] MCLAIN, R. A., D. I. MCLEAN y T. L. MCLAIN. «Reinforced Concrete Masonry Walls Under Combiend Axial and Flexural Loading». *The Masonry Society Journal*, vol. 11, n.º 2, febrero, 1993.
- [243] CASABONNE, C. *Ensayos con carga lateral cíclica con deformación controlada y con carga axial*. Investigación con fines normativos llevada a cabo por SENCICO en los laboratorios de Estructuras Antisísmicas de la Pontificia Universidad Católica del Perú, Proyecto LE-DI-No.166-2001.
- [244] SAN BARTOLOMÉ A., W. SILVA, E. MELENDEZ y G. CASTRO. *Estudio experimental de cuatro alternativas para impedir la falla por deslizamiento en los muros de albañilería armada*. Lima, Pontificia Universidad Católica del Perú, 2003

- [245] KIKUCHI K., K. YOSHIMURA y A. TANAKA. *Effect of the Presence of Masonry Units on the Seismic Behavior of Reinforced Fully Grouted Masonry Walls*. Eighth North American Masonry Conference, Austin, 1999.
- [246] IBRAHIM, K. S. y G. T. SUTER. *Ductility of Concrete Masonry Shear Walls Subjected To Cyclic Loading*. Eighth North American Masonry Conference, Austin, 1999.
- [247] FARDIS, M.N., T. B. PANIGIOTAKOS y G. M. CALVI. *Seismic Response and Design of Masonry-Infilled Reinforced Concrete Buildings*. Structural Engineering Worldwide 1998, paper T180-5.
- [248] Canadian Standards Association. *Masonry Design for Buildings*, CAN3-S304.1-M95, 1995.
- [249] MEHARBI, A. B. y P. B. SHING. *Seismic Resistance of Masonry-Infilled R/C Frames*. Eighth North American Masonry Conference, Austin, 1999.
- [250] GOSTIC, S. y R. ZARNIC. *Cyclic Lateral Response of Masonry Infilled R/C Frames and Confined Masonry Walls*. Eighth North American Masonry Conference, Austin, 1999.
- [251] KINGSLEY, G. R., J. L. NOLAND y M. P. SCHULLER. «The Effect of Slenderness and End Restraint on the Behavior of Masonry Prisms: A Literature Review». *The Masonry Society Journal*, vol. 10, n.º 2, febrero, 1992.
- [252] SAN BARTOLOMÉ, A. *Construcciones de albañilería, comportamiento sísmico y diseño estructural*. Lima, Pontificia Universidad Católica del Perú, 1994.
- [253] SAN BARTOLOMÉ, A. y D. QUIUN. *Propuesta normativa para el diseño sísmico de edificaciones de albañilería confinada*. XIV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Guanajuato, México, 2003.
- [254] CASABONNE, C. *Muros dúctiles de albañilería armada con unidades apilables para edificios celulares de mediana altura*. III Convención Internacional del Capítulo Peruano del ACI. Lima, noviembre, 2004.
- [255] KLINGNER, R. E. Comunicación personal, Lima, Peru, agosto 2001.
- [256] SAN BARTOLOMÉ, A. e I. GONZALES. *Estudio de la conexión en muros confinados a escala natural*. Lima, Pontificia Universidad Católica del Perú, 1993.
- [257] CORMEAU, A. F. y N. G. SHIRVE. *Development of a fracture Mechanics Approach for Masonry*. Proceedings of The Seventh North American masonry Conference, South Bend, 1996.
- [258] TOMAZEVIC, M. y I. KLEMENC. *Seismic Resistance Analysis of Confined Masonry Walls and Buildings*. Structural Engineering World Wide 1998, paper T126-3

- [259] *Uniformed Building Code* 1997.
- [260] HART, G., J. L. NOLAND, G. R. KINGSLEY, R. E. ENGLEKIRK y N. A. SAJJAD. «The Use of Confinement Steel to Increase the Ductility in Reinforced Concrete Shear Walls». *The Masonry Society Journal*, vol. 7, n.º 2, julio-diciembre, 1988.
- [261] SHING, P. B., E. W. CARTER y J. L. NOLAND. «Influence of Confining Steel on Flexural Response of Reinforced Masonry Shear Walls». *The Masonry Society Journal*, vol. 11, n.º 2, febrero, 1993.
- [262] MELI, R. *Diseño sísmico de edificios de mampostería; la práctica actual y el comportamiento observado*. Simposium Internacional Seguridad Sísmica en Vivienda Económica, México, 1991.
- [263] MORONI, M., M. ASTROZA y R. CABALLERO. «Wall Density and Seismic Performance of Confined Masonry Buildings». *The Masonry Society Journal*, vol. 18, n.º 1, julio 2000.
- [264] KLINGNER R. E. *Developments in Design of Masonry Structures for Seismic Zones*. Structural Engineering World Wide 1998, paper T119-6.
- [265] COLVILLE, J. A. M. y R. R. SEBASTIANELLI. *Properties of Polymer Modified Masonry Cement Mortars in Brick Mortar*. 8th North American Masonry Conference. Austin, 1999

Notación

A	Área
A_b	Área bruta
A_n	Área neta
af'_m	Resistencia de la albañilería en compresión por flexión
$a=H_r/L_w$	Esbellez o aspecto de un muro
b	Ancho de la unidad; espesor del muro
E_b	Módulo de elasticidad de la unidad
E_{cg}	Módulo de elasticidad del concreto líquido
E_{cm}	Módulo de elasticidad del mortero
E_m	Módulo de elasticidad, secante a $0.5f'_m$, de la albañilería
E_s	Módulo de elasticidad de acero
f	Coefficiente de fricción
f_y	Esfuerzo de fluencia del acero
f'_b	Resistencia en compresión uniaxial de la unidad
f'_{br}	Módulo de ruptura de la unidad
f'_{bt}	Resistencia en tracción indirecta de la unidad
f'_{cg}	Resistencia en compresión uniaxial del concreto líquido
f'_{cm}	Resistencia en compresión uniaxial del mortero
f'_m	Resistencia de la albañilería en compresión
f'_{mg}	Resistencia de la albañilería con concreto líquido en compresión
f'_{mh}	Módulo de ruptura horizontal de la albañilería
f'_{mt}	Resistencia en tracción coplanar de la albañilería
f'_{mv}	Módulo de ruptura vertical de la albañilería
f'_t	Resistencia en tracción directa de la unidad
G_m	Módulo de corte de la albañilería
h	Altura
H	Altura de un muro
H_r	Altura de un muro desde su base hasta la ubicación de la resultante sísmica
H_w	Altura total de un muro

I	Momento de inercia
K	Factor de comportamiento sísmico
l	Largo de la unidad
L, L_1, L_2	Lados de un murete
L_w	Largo de un muro
m	Coefficiente deducido de la aceptación de determinada cantidad de valores defectuosos
n	Número de ensayos
P_u	Carga última de un ensayo
t_b	Espesor de la unidad
t_m	Espesor de la junta
U	Coefficiente de uniformidad
V	Coefficiente de variación
V_m	Resistencia al corte del muro
v'_m	Resistencia al corte de la albañilería
X	Valor promedio de ensayos o pruebas
$x_1, x_2, \dots, x_n$	Valores de ensayos individuales
Z	Módulo resistente
$\alpha = t_m/t_b$	Relación del espesor de la junta al espesor de la unidad
δ	Deformación, desplazamiento
ε	Deformación unitaria
γ	Proporción del área neta al área bruta en unidades huecas
μ	Ductilidad máxima de desplazamiento
$\mu_\emptyset$	Ductilidad útil a la rotación $\emptyset$
ρ	Cuánta de la armadura
σ	En estadística: desviación estándar En estructuras: esfuerzos directos de compresión o tracción
τ	Esfuerzos de corte
$\emptyset$	Ángulo con relación a la hilada

Índice de tablas

1.1.	Coeficientes de variación representativos de materiales de ingeniería	23
1.2.	Coeficiente de variación de la resistencia en compresión de unidades de albañilería	25
4.1.	Limitaciones de aplicación estructural de los tipos de unidades de albañilería	87
4.2.	Aplicabilidad de los métodos de formado a las diferentes materias primas para unidades de albañilería	88
4.3.	Densidades de unidades de concreto elaboradas con diferentes agregados	96
4.4.	Granulometría de los agregados para bloques	98
4.5.	Propiedades generales de las unidades de albañilería	112
4.6.	Resultados de ensayos de compresión en ladrillos usando diferentes testigos	113
4.7.	Espectro de poros capilares de unidades representativas	118
4.8.	Clasificación de unidades de arcilla	126
4.9.	Sistema de clasificación de unidades de concreto	127
4.10.	Requisitos físicos para unidades sílico-calcáreas	128
5.1.	Granulometría de la arena para mortero	152
5.2.	Influencia de los componentes del mortero	155
5.3.	Influencia de la cal en la resistencia del mortero	156
5.4.	Tipos de mortero	160
5.5.	Relaciones agua/cemento para morteros mezclados a consistencia uniforme	161
5.6.	Características de morteros típicos	162
6.1.	Granulometría de los agregados para concreto líquido	173
6.2.	Tipos de concreto líquido	174
6.3.	Limitaciones para la utilización del concreto líquido	174

7.1.	Diámetros de alambres para refuerzo de albañilería	180
9.1.	Factor de corrección de la esbeltez (C) vs esbeltez (h/b) del prisma	204
9.2.	Efecto del tipo de mortero en la resistencia del prisma	217
9.3.	Efecto del espesor de la junta de mortero en la resistencia del prisma	219
9.4.	Efecto de diferentes materiales de junta en la resistencia del prisma	220
9.5.	Resistencia del ladrillo (f'_b en MPa) para obtener una determinada resistencia de la albañilería (f'_m)	222
9.6.	Tabla 9.6	230
9.7.	Valores de la resistencia al corte por cizalle y del coeficiente de fricción para diferentes unidades y morteros	234
9.8.	Comparación de la resistencia a la tracción y a la compresión de la albañilería ensayada	243
9.9.	Influencias en la resistencia de la albañilería	247
10.1.	Características de los muros ensayados y resultados de las pruebas	286
10.2.	Resultados de los ensayos realizados por Shing y otros en muros de albañilería de bloques de concreto	301
10.3.	Resultados de los ensayos realizados por Shing y otros en muros de albañilería con ladrillos huecos de arcilla	302
10.4.	Muros con relleno total	307
10.5.	Resultados del ensayo de carga lateral cíclica	307
10.6.	Matriz de variantes	309
10.7.	Tabla 10.7	325
10.8.	Influencias en el comportamiento de muros de albañilería sometidos a cargas coplanares	335
10.9.	Clasificación y características de los muros de albañilería confinada por elementos de concreto	342
11.1.	Condiciones críticas para el diseño de los muros en función de su pertenencia	389

Índice temático

A

- Absorción*, 39, 109, 124, 168
- Absorción de energía*, 275, 277
- Absorción máxima*, 39, 109, 277
- Acero*, 179
- Acero, cuantía*, 179
- Acero en hiladas*, 182
- Acero horizontal*, 182
- Acero vertical*, 182
- Adherencia*, 182
- Adhesión*, 39, 129, 131, 189
- Adhesión normalizada*, 137
- Adhesión, durabilidad*, 136
- Adhesión, efecto de la construcción*, 189, 190, 191, 195
- Adhesión, efecto de la succión*, 137
- Adhesión, efecto de la textura*, 138
- Adhesión, efecto del mortero*, 137, 144
- Adhesión, extension*, 134, 144, 153, 156
- Adhesión, influencias*, 136
- Adhesión, valor*, 131, 143
- Aditivos*, 153, 170, 172
- Aditivos, concreto líquido*, 173
- Aditivos, mortero*, 153
- Adobe*, 39, 50, 51, 52
- Adriano*, 60
- Aglomerante hidráulico*, 39, 150
- Agregados*, 136, 152, 159, 172
- Agregados livianos*, 96
- Agregados, bloques*, 96
- Agregados, concreto líquido*, 72
- Agregados, mortero*, 152, 159
- Agregados, sílice-cal*, 101
- Agrietamiento*, 29, 204, 208, 374
- Agrietamiento en fachadas*, 29
- Agua*, 27, 95, 153, 158, 173
- Agua de mar*, 153, 173
- Alabeo*, 109, 116, 122
- Alambres en dos planos*, 180
- Alambres en escaleras*, 180
- Alambres en tijera*, 180
- Alambres en un plano*, 180
- Albañilería*, 39
- Albañilería armada*, 32, 39, 167, 261
- Albañilería con bloques*, 206, 224
- Albañilería con ladrillos*, 206
- Albañilería con unidades apiladas*, 284
- Albañilería confinada*, 35, 39, 341
- Albañilería laminar*, 34
- Albañilería reforzada*, 39, 65
- Albañilería simple*, 39
- Albañilería tradicional*, 19
- Alféizar*, 31

Altura de hiladas, 117

Alvéolos, 82, 86, 191

Amarre, 39, 41

Amrhein, 267

Anclaje, 262

Anisotropía, 19

Apilar, 82, 103

Aplastamiento, 326

Arcilla, 92, 105

Arco, 52, 56, 58, 62

Área alveolar, 39, 41

Área bruta, 39, 41

Área neta, 39, 41

Armadura, 33, 35, 179

Armadura concentrada, 35

Armadura difundida, 35

Arriostre, 238

Artesanal, 25

Asentar, 39, 189, 192, 198

Aspdin, 65

Aspereza, 40

ASTM, 27, 136

Atkinson, 111, 115

Autoclave, 99, 100

Autógeno, 157

B

Badilejo, 40, 165, 190

Bamboleo de asentado, 139, 191

Bertero, 353, 378, 380

Bibliografía, 403

Bitumen, 52

Bloque, 40, 42, 76

Boulder, 212

Brunel, 66

Bruña, 193

Burnham, 68

C

Caja de corte, 215, 237

Cal, 40, 55, 62, 102, 136, 150, 155, 164, 172

Cal hidratada, 40, 150, 151

Cal hidráulica, 40

Cal viva, 40, 150

Calificación de eflorescencia, 27, 28

Cal, influencias en los morteros, 156

Cara de asiento, 40, 46, 81, 130

Caracalla, 60

Carbonatación, 40, 156

Cargas, 389

Cargas cíclicas, 274, 353

Cargas coplanares, 238

Cargas dinámicas, 274, 373

Cargas laterales, 274, 336, 351, 364

Cargas monotónicas, 264, 352

Casabonne, 249, 272

Catal Hüyük, 47

Cemento, 56, 65, 149, 154, 172

Cemento adicionado, 149

Cemento de albañilería, 150

Cemento Portland, 65, 149

Cerámica, 52, 92

Cerco, 42

Ciclos estables, 275

Cierre, 42

Cizalle, 235, 237

Clasificación de unidades, 125, 126

Cloruro de calcio, 153, 173

Coeficiente de contracción, 112

Coeficiente de dilatación, 111

Coeficiente de fricción, 234, 236

Coeficiente de saturación, 42, 109, 119

Coeficiente de variación, 25

Color, 92, 96, 101, 103

Compactación, 177

Comportamiento sísmico, 373
Compresión, 87, 111, 113, 141, 147, 169
Compresión diagonal, 238
Compresión diametral, 249
Compresión en albañilería, 202, 204, 223
Compresión en unidades, 81, 87
Concentración de esfuerzos, 181, 383
Concreto, 59, 65, 78, 96
Concreto líquido, 42, 87, 167, 182, 192
Concreto líquido fino, 174
Concreto líquido grueso, 174
Concreto líquido, ingredientes, 172
Concreto líquidos, limitaciones, 174
Concreto líquido, proporciones, 174
Concreto líquido, tipos, 173
Configuración, 383
Confinamiento, 43
Conner, 136
Consistencia, 43, 141, 158
Consistencia del concreto líquido, 43, 158
Consistencia del mortero, 135, 139, 140
Construcción, 175, 181, 185
Construcciones de albañilería, 43, 140, 185
Contracción de fragua, 170
Control, 126, 164, 177, 181, 190
Control de daños, 34, 398
Cordel, 188
Corrosión, 36, 179
Cortadora, 80
Corte, 215, 329
Cottancin, 65, 66
Coulomb, 143, 208, 225
Criterios de falla, 201
Cruces de muros, 108, 170
Cuantía, 179, 399

Cuidado de los muros, 178, 195
Curado, 130, 177
Curado al vapor, 99, 100
Curado en autoclave, 100, 103, 104
Curvas histeréticas, 275

D

Daños, 34, 267, 398
Daños en muros, 30, 33, 34, 36, 398
Daños sísmicos, 30, 33, 34, 398
Deformación controlada, 113
Deformación angular, 29, 274
Deformación lineal, 29
Deformación última, 106
Deformación unitaria, 114, 220, 231
Degradación de resistencia, 275
Degradación de rigidez, 275
Degradación estructural, 275
Desviación estándar, 22
Detallado, 400
Diafragma, 383, 392
Diagrama de comportamiento, 332, 397
Diagrama de interacción, 242, 256
Diámetro de alambre, 180
Dimensión nominal, 43, 44
Dimensión real, 44
Dimensiones, 42, 44, 77, 78, 186
Dintel, 433
Diseño empírico, 19, 68
Diseño por capacidad, 392
Dow Chemical Co., 153
Drysdale, 225
Ductilidad, 70, 87, 275, 332, 366, 394
Ductilidad útil, 394, 397, 399
Durabilidad, 32, 34, 112, 119, 157

E

- Edad de ensayo*, 147, 171, 203, 218, 239
Eddystone, 62
Edificio celular, 392
Edificio de muros portantes, 392
Edificios en China, 384
Edificios en EE.UU., 68, 136
Edificios en Perú, 71, 385, 386
Edificios en Suiza, 70
Eflorescencia, 26, 43, 112
Egipto, 55
Empalmes, 181, 261
Encuentro de muros, 124, 125, 186, 392
Ensayo cíclico, 274, 353
Ensayo de adhesión, 143
Ensayo de consistencia, 141
Ensayo de corte, 236
Ensayo de muretes, 239
Ensayo de penetración del cono, 142
Ensayo de prisma, 202
Ensayo de retentividad, 143
Ensayo de tracción, 121
Ensayo de unidad, 121
Ensayo monotónico, 264, 352
Ensayos, 120, 141, 171, 189, 199
Ensayos de campo, 147, 189, 258
Ensayos de compresión, 120, 147, 171, 199
Ensayos de muros, 264, 352
Ensayos del acero, 182
Ensayos del concreto líquido, 171
Ensayos del mortero, 141
Ensayos estándar, 126, 164
Ensayos, albañilería reforzada, 261
Ensayos, albañilería simple, 261
Entrepisos, 383
Envolvente de falla, 115, 213, 214
Ergonomía, 76, 124
Erosión, 36
Esbeltez, 204
Escantillón, 43, 186
Escorias, 131, 149
Especificación y control, 126, 164, 177, 181
Espesor de hiladas, 116, 186
Espesor efectivo, 192, 195
Esquina de muros, 186
Estabilidad, 195
Estabilidad elástica, 208
Estabilidad volumétrica, 112
Estados de comportamiento, 332, 365
Etringita, 130
Expansión, 112
Expansión térmica, 113
Extrusión, 114

F

- Fabricación*, 93, 98, 103, 104, 107
Fabricación de unidades, 94, 99, 104
Factor de comportamiento, 397
Falla dúctil, 394
Falla frágil, 374
Fallas, 226, 375
Finura de molienda, 133, 138, 150, 155, 156, 173
Flexión paralela a la hilada, 252, 254
Flexión perpendicular a la hilada, 253, 254
Flexo-compresión, 255
Fluencia, 179, 180
Formado, 88
Francis, 208, 211

G

Gallegos, 249, 272, 274
Gibbs, 65
Gibellino, 20
Granulometría, 98, 152, 173
Grietas, 29, 204, 208, 374
Guttman, 167

H

Haener, 105, 107
Hamid, 224, 252, 266
Hendry, 115, 254
Heterogeneidad, 19, 162, 176, 201
Hidratación, 131, 138, 155
Hilada, 43, 116
Hillsdorf, 208
Histéresis, 277
Homogeneidad de mezclado, 162, 176
Hornos, 64, 81, 95
Huaca Prieta, 50
Humedecimiento, 135

I

Índice de intemperismo, 119
Industria, 25, 63, 78, 89
Influencias, 216, 246, 334
Ingeniería, 19,
Inspección, 25, 126, 164, 177, 181
Instalaciones, 192, 400
Instalaciones eléctricas, 178, 195, 401
Instalaciones sanitarias, 195, 402
Intemperismo, 119
Interacción, 242, 256
Interfase mortero-unidad, 130, 131
Investigación, 19
Ishtar, 53

J

Jericó, 50
Junta a ras, 195
Junta, cizalle, 195
Junta, espesor, 135, 218
Junta horizontal, 43
Junta libre, 31
Junta, materiales, 31, 218
Junta, planchas de acero, 218, 221, 222, 231, 288
Junta, tratamiento, 31
Junta vertical, 43
Juntas no recomendables, 195
Juntas recomendables, 195

K

Kanamori, 66
Keybric-Morandi, 108
KLB, 108
Klingner, 353

L

Ladrillo, 43, 52, 75
Lambot, 65
Lazo histerético, 275
Limitación de daños, 398
Limitaciones, concreto líquido, 174
Limitaciones, unidades, 87
Límites de absorción, 119
Límites de comportamiento, 326, 351
Líneas de falla, 255
Líneas de fractura, 255
Losas, 376, 383, 392
Losas de cimentación, 383, 392
Losas nervadas, 383

M

Mallas de refuerzo, 180
Manipuleo de unidades, 75, 76, 191
Mano de obra, 165, 185
Mantenimiento, 32
Materia prima, 179
Mecanismo de falla, 204, 223
Mecanismo plástico, 393
Mecano, 105, 108
Mesa de flujo, 141
Mezclado, 94, 99, 104, 161, 175, 195
Mezcladora, 161, 175
Modelaje, 199
Modo de falla, 204, 224, 243, 332, 364
Modulación, 124
Módulo de corte, 253
Módulo de elasticidad, 114, 232
Módulo de Poisson, 204, 213
Módulo de ruptura, 121, 251
Módulo resistente, 83
Molde, 50, 59, 88
Moldeo, 88, 108
Moldeo a presión, 88
Moldeo a vibro-compresión, 88, 89
Monadnock, 68
Monier, 65
Monumentos históricos, 258
Mortero, 43, 47, 52, 59, 103, 106, 117, 129
Mortero, proporciones, 159
Mortero, consistencia, 139, 141, 190, 195
Mortero, ingredientes, 149
Mortero, mezclado, 162
Mortero, propiedades, 139, 162
Mortero, retemplado, 130
Mortero, retentividad, 140
Mortero, tipos, 160, 217

Mortero, trabajabilidad, 140
Muestreo, 112, 128
Muralla china, 62
Muro, 26, 52, 59, 204, 207, 252, 389
Muro armado, 32, 261, 389
Muro confinado, 32, 341, 389
Muro dúctil, 389
Muro en I, L y T, 311, 390
Muro no portante, 43, 253, 389
Muro portante, 43, 389
Muros aclopados, 393
Muros conectados, 394
Muros en comprensión diagonal, 274
Muros en corte, 272
Muros en flexo-comprensión, 267
Muros romanos, 58

N

Naturaleza de la albañilería, 201, 261, 344
Noland, 111, 115
Nominal, 42, 44
Normas, 128, 165, 178, 183, 259
Normas ASTM, 128, 165, 178, 183, 259
Normas ITINTEC, 112, 128
Normas UBC, 165, 183
Notación, 419

O

Octógonos, 249
Ollantaytambo, 47
Operario, 139, 164, 165, 185
Orientación de hiladas, 250

P

Panteón Romano, 60
Parámetros elásticos, 214
Parapeto, 44
Parker, 64
Pasley, 66
Penitenciaria de Lima, 64
Piedra, 55, 56, 62
Pirámides, 55
Piso blando, 376
Planchas en las juntas, 218, 222, 231, 288
Poliuretano, 31
Pontificia Universidad Católica del Perú, 237
Porosidad, 96, 138
Pórticos de albañilería, 315
Practi-bloque, 105, 108
Prensas hidráulicas, 91, 103
Prensas mecánicas, 91, 103
Presión de asentado, 165
Presión de confinamiento, 177, 223
Priestley, 220, 316, 392
Prisma, 202, 223
Proceso constructivo, 178, 191
Programa japonés-norteamericano, 71, 317
Proporciones del concreto líquido, 174
Proporciones del mortero, 159, 165
Protección de muros, 195
Puzolana, 56, 62, 149

Q

Quiun Wong, 357

R

Refuerzo, 35, 261, 341
Registros, 176
Relación agualcemento, 161, 168
Reparabilidad, 399
Reparación, 258
Reparación sísmica, 258, 398
Resistencia, 112
Resistencia a la compresión, 100, 105, 111, 113, 114, 119, 202, 222, 223
Resistencia a la flexión, 145, 251
Resistencia a la flexo-compresión, 255
Resistencia a la tracción, 114, 236
Resistencia al corte, 235
Resistencia de la albañilería armada, 261
Resistencia de la albañilería confinada, 341
Resistencia de la albañilería reforzada, 261
Resistencia de la albañilería simple, 222, 247
Resistencia de la unidad, 109, 111, 114, 115, 216
Resistencia del acero, 179, 180
Resistencia del concreto líquido, 168, 169
Resistencia del mortero, 156
Resistencias del cemento, 149, 150
Retemplado, 44, 190
Retentividad, 44, 157
Revistas, 416
Revolución industrial, 64
Rigidez relativa, 351
Ritmo de construcción, 195
Roma, 56

S

Samarra, 63
San Bartolomé, 356, 357
Sarabond, 153
Sellado de juntas, 28, 31
Sellos, 32
Sellos, poliuretano, 31
Sellos, silicona, 32
Shing, 300
Sílice-cal, 102, 106
Silicona, 29, 31
Sílico-calcáreo, 101
Simetría, 383
Sinha, 254
Sismo, 29, 33, 71
Sismo de Chimbote, 379
Sismo de San Francisco, 403
Sismo de El Asnam, 378
Sismo de Managua, 380
Sismo de Tangshan, 378
Sismo-resistencia, 382
Smeaton, 62
Solados de cimentación, 383, 392
Succión, 44, 109, 112, 116, 122, 135, 136
Succión de asentado, 137, 138
Succión tratada, 137, 138, 188
Sulfatos, 26, 36, 43
Sumeria, 50
Supervisión, 25, 126, 164, 177, 181

T

Tabique, 44
Tangshan, 378
Techos, 374, 383, 392
Tecnología, 20, 130, 168
Tecnología del concreto líquido, 168

Tecnología del mortero, 130
Temple, 44, 140, 190
Teorías de falla, 207, 224, 245
Testigos, 113, 148, 171, 199, 239
Textura, 88, 92, 101, 109, 138
Tiempo de mezclado, 162, 177
Tintaya, 73
Tipología de las unidades, 20, 81
Tipología del concreto líquido, 174
Tipología del mortero, 160, 217
Tomacevic, 316
Torsión, 300, 383
Trabajabilidad, 44, 140
Tracción diagonal, 200, 238
Tracción directa, 115
Tracción indirecta, 114, 121, 200, 238, 249
Tracción por corte, 238
Tracción por flexión, 121, 200
Tratamiento de juntas, 31, 191
Tratamiento de la succión, 188
Trompo, 162

U

UBC, 147
Unidad, 44, 47
Unidad apilable, 44, 47, 73, 78, 103
Unidad de arcilla, 92
Unidad de arcilla, fabricación, 93, 94
Unidad de arcilla, formado, 95
Unidad de arcilla, propiedades, 112
Unidad de concreto, 96
Unidad de concreto, fabricación, 98
Unidad de concreto, formado, 99
Unidad de concreto, propiedades, 112
Unidad de sílice-cal, 101
Unidad de sílice-cal, fabricación, 104
Unidad de sílice-cal, formado, 103

Unidad de sílice-cal, propiedades, 112
Unidad hueca, 44, 83, 87
Unidad perforada, 45, 82, 87
Unidad sólida (o maciza), 45, 82, 87
Unidad tubular, 45, 86, 87
Ur, 53
Uruk, 51
Usonian, 79

V

Vaciamiento de paños, 33, 366, 377
Vanos, 31
Variabilidad, 21
Variabilidad dimensional, 101, 109,
112, 116, 186
Vibración, 88, 98, 177
Vibro-compresión, 101
Viento, 195
Vitruvio, 56, 62
Volteo, 33, 195

Y

Yokel, 257

Z

Zigurat, 52

ALBAÑILERÍA ESTRUCTURAL

por Héctor Gallegos

Carlos Casabonne

fue impreso en los talleres gráficos de
Corporación Gráfica Noceda S.A.C.

Telefax: 424 0662

Diciembre de 2005

PUBLICACIONES RECIENTES

Diseño de estructuras de concreto armado
Cuarta edición
Teodoro E. Harmsen

*Incas y españoles en la conquista
de los chachapoya*
Inge R. Schjellerup

*Arquitectura y construcción Incas
en Ollantaytambo*
Jean-Pierre Protzen

PRÓXIMAS PUBLICACIONES

*Fundamentos técnicos de la matemática
financiera*
Hugo E. Palacios Gomero

*Macroeconomía. Un marco de análisis para
una economía pequeña y abierta*
Pedro Herrera y Waldo Mendoza

Fondo Editorial de la PUCP

Plaza Francia 1164, Lima 1 - Perú

Teléfonos: (51 1) 330-7410, 330-7411

Fax: (51 1) 330 -7405

Correo electrónico: feditor@pucp.edu.pe

«*Albañilería estructural* enriquece la formación e instrucción de mis colegas arquitectos. No es un compendio de sesudas pero aburridas fórmulas, tablas y procedimientos constructivos, es una obra de arte de lectura entretenida y obligada para mis colegas».

JUAN TORRES
Arquitecto

«Es el primer libro técnico de origen netamente peruano. Se apoya en investigación hecha en el Perú, crea un sistema estructural y posibilita, por vez primera, el diseño racional de las obras de albañilería. He leído todos los libros de autores extranjeros acerca del tema, ninguno se le acerca en calidad, lucidez y contenido».

CARLOS LABARTHE
Ingeniero civil

«He investigado y escrito mucho acerca de la albañilería. Creía que dominaba el tema. Después de leer *Albañilería estructural* me doy cuenta de que me faltaba mucho».

ARNOLD W. HENDRY
Ingeniero civil, Ph.D.
Escocia, Gran Bretaña

ISBN 997242754-4



9 789972 427541