Homenaje a
Rodrigo Flores Álvarez
AUCh, 5ª serie, Nº 21 (1989): 431-473

DESARROLLO DE LAS DISPOSICIONES DE DISEÑO PARA LOS EDIFICIOS DE ALBAÑILERÍA ARMADA EN CHILE

PEDRO HIDALGO O.*

RESUMEN

Se presenta una síntesis de los resultados de investigaciones experimentales y analíticas que se han desarrollado en Chile durante la última década, con el fin de redactar las disposiciones normativas referentes al diseño de los edificios de albañilería armada. Se discute en particular el estudio de las disposiciones de diseño sísmico, y se analizan las lecciones y resultados experimentales obtenidos del comportamiento de los edificios durante el sismo que el 3 de marzo de 1985 afectó a la zona central de Chile. También se formulan las bases de un diseño por resistencia para la albañilería armada, utilizando los resultados de las investigaciones experimentales obtenidos tanto en Chile como en los Estados Unidos de América.

ABSTRACT

A summary of the experimental and analytical research carried out in Chile during the last ten years in order to develop the code provisions for

*Profesor Titular, Escuela de Ingeniería, P. Universidad Católica de Chile.
Miembro del Comité Albañilería Armada y Secretario Técnico del Comité de la Norma NCh 1928, Instituto Nacional de Normalización.

the structural design of reinforced masonry buildings is presented. Particularly, the seismic provisions are discussed with special emphasis on the lessons and experimental results provided by the seismic behavior of reinforced masonry buildings during the March 3, 1985 Chilean earthquake. A proposition for a strength design method of reinforced masonry elements, based on the experimental results obtained both in Chile and the USA, is also included.

Introducción

El caso del diseño estructural y construcción de edificios de albañilería armada en Chile constituye un ejemplo de adaptación de una tecnología usada en un país extranjero, los Estados Unidos de América, a las condiciones de materiales y ejecución típicas de Chile. El proceso no ha sido fácil, presenta fracasos producto de una adaptación inicial defectuosa, pero también muestra lo que se puede hacer en el sentido de desarrollar la investigación experimental y analítica para lograr una correcta adaptación de una tecnología extranjera. Este trabajo presenta una síntesis de los resultados del trabajo de investigación que se ha ejecutado en Chile durante los últimos diez años, particularmente, desde el punto de vista del diseño sísmico de estas estructuras.

Los comienzos de las construcciones de albañilería armada en Chile datan de mediados de la década de los años sesenta, a través del uso de bloques de hormigón y de una técnica constructiva muy parecida a la usada en los Estados Unidos. Posteriormente, se empezaron a usar unidades de ladrillo cerámico, diferentes a las norteamericanas, y el sistema constructivo evolucionó tanto en el aspecto constructivo como en el de diseño estructural sin que existiera ninguna especificación ni norma nacional que regulara este proceso (1, 2). Esta situación inquietó al Ministerio de la Vivienda y Urbanismo, el que a fines de 1979 solicitó al Instituto Nacional de Normalización (INN) la redacción de un conjunto de especificaciones técnicas para el diseño y la construcción de la albañilería armada. Esta inquietud se justificaba plenamente, tal como quedó demostrado cinco años después al observar los daños producidos por el sismo del 3 de marzo de 1985 en los edificios de albañilería armada (2).

La formación del comité correspondiente en el INN coincidió con la disponibilidad de los resultados de programas de investigación experimentales establecidos para estudiar el comportamiento sísmico de muros de albañilería armada tanto en Estados Unidos como en Nueva Zelandia (3, 4). La labor de este comité rindió sus frutos en septiembre de 1981 con la publicación de la primera edición de la Especificación Técnica 20/81, la

cual experimentó sucesivas modificaciones hasta su cuarta edición en 1983 (5). En ese momento, el INN adoptó este documento como el proyecto de la nueva norma para el diseño de estructuras de albañilería armada y lo envió a consulta pública; el comité de la norma NCh 1928 se constituyó en julio de 1983 y sesionó hasta entregar el documento definitivo al Consejo del INN en octubre de 1985, el cual fue oficializado tres meses más tarde (6).

El comité de albañilería armada del INN decidió basar las disposiciones de la Especificación Técnica 20/81 y de la norma NCh 1928, en el capítulo 24 del Uniform Building Code vigente en esos años (7). Las principales características del proceso de adaptación y modificación del código UBC han sido publicadas por separado (1); este proceso requirió de un significativo volumen de investigación tanto experimental como analítica, lo cual fue complementado por las lecciones obtenidas del comportamiento de los edificios de albañilería armada durante el sismo del 3 de marzo de 1985. Cabe recalcar que prácticamente todos los edificios de albañilería armada que experimentaron este sismo fueron diseñados sin que existiera una especificación o normal nacional, de tal modo que los proyectistas y constructores emplearon metodologías y procesos de adaptación de la norma norteamericana necesariamente heterogéneos; esto se tradujo en las características de los daños sufridos por estos edificios en marzo en 1985 (2).

En el trabajo del comité de la norma NCh 1928 y en el desarrollo de las investigaciones que se realizaron para redactar sus disposiciones, han participado muchos profesores universitarios, ingenieros de la profesión, alumnos ayudantes de investigación y memoristas, personal administrativo, etc. Ante la imposibilidad de mencionarlos a todos, sólo se destacará la participación de los principales impulsores de esta labor, el profesor Maximiliano Astroza I. de la Universidad de Chile, el profesor Carl Lüders Sch. de la P. Universidad Católica de Chile y el Ingeniero Civil Sr. Francisco Osorio M. del Ministerio de Vivienda y Urbanismo.

Características de los materiales y de la albañilería

La albañilería armada es un tipo de construcción compuesta por unidades de albañilería unidas por mortero de junta, de tal modo que se puede incorporar armadura de refuerzo tanto en la dirección de las hiladas u horizontal como en el sentido vertical. Para un adecuado trabajo de la armadura de refuerzo, se requiere que todos los huecos o ductos donde se incluya armadura sean llenados con hormigón de relleno; este es un hormigón de gravilla de consistencia muy fluida, de modo de asegurar el correcto llenado de todos los huecos.

En la Tabla 1 se muestran los resultados del ensayo a compresión de unidades de albañilería de ladrillo cerámico y de bloques de hormigón, de acuerdo a distintas normas de ensayo, distinto tipo de refrentado de las caras de las probetas y diferente laboratorio (8). Se puede observar que la resistencia a la rotura de las unidades varía entre 90 y 230 kg/cm^2 para las unidades de ladrillo cerámico, y entre 60 y 150 kg/cm^2 para los bloques de hormigón. La variabilidad de estos resultados justifica el uso de márgenes de seguridad elevados cuando se use este parámetro para determinar las características resistentes de la albañilería. Es conveniente agregar que la norma NCh 1928 (6) decidió adoptar como ensayo de referencia el que usa la probeta compuesta por una unidad (ensayo ASTM) y refrentado de azufre.

En lo que se refiere al mortéro de junta, la decisión del comité de la norma NCh 1928 fue difícil de adoptar debido a la inexistencia de una norma chilena sobre morteros; en el Anexo A de la norma se especifica la granulometría que deben cumplir las arenas y se entregan una serie de disposiciones respecto al tipo de cal que puede utilizarse para otorgarle a la pasta la trabajabilidad necesaria. Sin embargo, no se condiciona el uso de los materiales sino que se establecen requisitos mínimos de resistencia a la comprensión y de retención de agua, liberando el requisito de controlar estas características si se usa una dosificación que se indica expresamente. No debe menoscabarse la importancia del mortero de junta en la resistencia de la albañilería al esfuerzo de corte en el caso en que no se use el llenado de todos los huecos con hormigón de relleno; esta fue la causa principal de la existencia de daños en edificios de albañilería armada durante el sismo de marzo de 1985 (2), y está considerado explícitamente en las disposiciones de diseño sísmico de la norma NCh 1928.

La resistencia de la albañilería se mide a través del ensayo a compresión simple de un prisma, tal como en el hormigón se usa una probeta cilíndrica. Aun cuando este ensayo no reproduce fielmente el mecanismo de resistencia al esfuerzo de corte, es un ensayo simple de ejecutar y la mayoría de las normas usan el valor de la resistencia prismática f'_m como la propiedad índice para estimar los diversos tipos de resistencia de los elementos de albañilería. Los resultados de una investigación experimental (9), que se reproducen en las Figs. 1 y 2, demostraron que el prisma debe tener una razón altura/espesor entre 3 y 5 para reflejar adecuadamente la resistencia de la albañilería, contradiciendo lo indicado en el código UBC (7). Los resultados experimentales de la resistencia prismática para diversos tipos de unidades se muestran en la Tabla 2, donde se observa la diferencia de usar hormigón de relleno en los huecos de las unidades. Por estas razones, la norma NCh 1928 especifica en su Anexo A que el valor de f'_m debe determinarse de ensayos de prismas que tengan una razón altura/espesor igual a 3,

TABLA 1

TENSIONES DE ROTURA EN COMPRESIÓN PARA UNIDADES DE ALBAÑILERÍA (kg/cm^2)

(Valores sobre área bruta. Número de probetas = 15)

Unidad (Dimensiones)	Norma de Ensayo Tipo Refrentado	Valor promedio		Desviación normal		Coef. variación	
		IDIEM	DICTUC	IDIEM	DICTUC	IDIEM	DICTUC
Ladrillo Titán Liviano (290 × 140 × 71 mm)	Norma ASTM C 67 Refr. Azufre	181,4	223,1	23,9	17,0	0,13	0,08
	Norma ASTM C 67 Refr. Yeso-cemento	150,1	147,5	24,4	9,4	0,16	0,06
	Norma NCH 167 Refr. Yeso-cemento	121,0	97,2	12,0	10,1	0,10	0,10
Ladrillo Rejilla Super Flaco (290 × 175 × 71 mm)	Norma ASTM C 67 Refr. Azufre	181,5	228,9	28.3	48,0	0,16	0,21
	Norma ASTM C 67 Refr. Yeso-cemento	106,9	159,7	15,0	10,0	0,14	0,06
	Norma NCH 167 Refr. Yeso-cemento	93,4	107,2	8,2	11,3	0,09	0,11
Bloque 20 MAA (390 × 190 × 190 mm)	Norma NCH 182 Refr. Azufre	95,6	86,1	6,5	9,8	0,07	0,11
	Norma NCH 182 Refr. Yeso-cemento	63,2	78.6	7,5	6,8	0,12	0,09
Bloque 20/10 MAA (390 × 190 × 90 mm)	Norma NCH 182 Refr. Azufre	105,3	148,0	18,5	28,1	0,18	0,19
	Norma NCH 182 Refr. Yeso-cemento	80,1	99.5	8,8	10,1	0,11	0,10
Bloque 15 MAA (390 × 140 × 190 mm)	Norma NCH 182 Refr. Azufre	80,8	92,1	11,2	10,4	0,14	0,11
	Norma NCH 182 Refr. Yeso-cemento	66,2	76,1	8,2	7,8	0,12	0,10

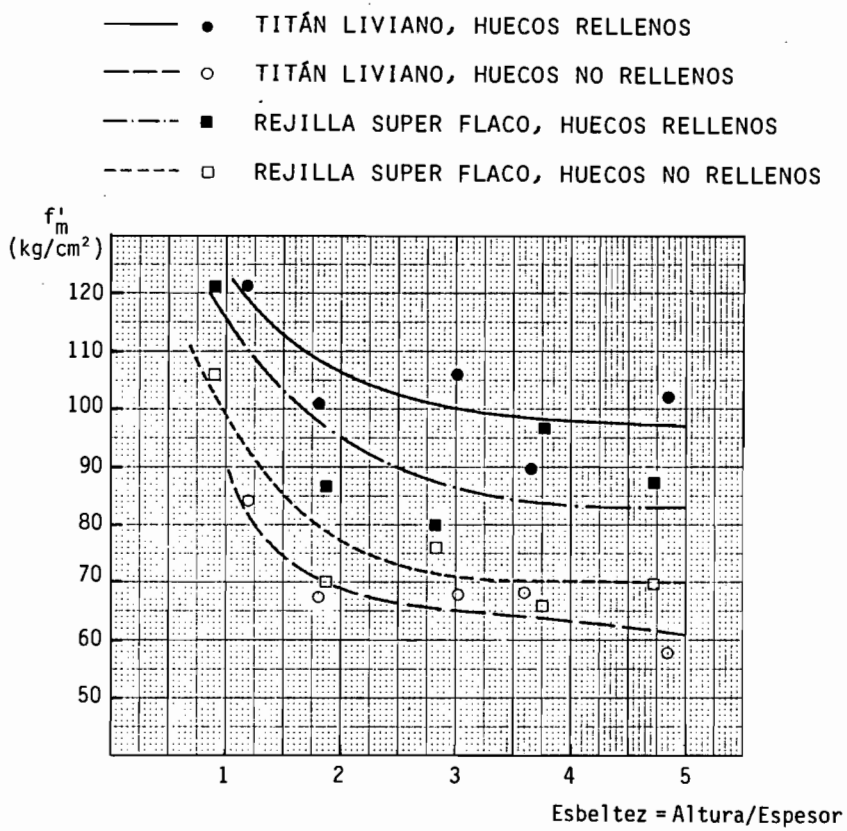


Fig. 1. Influencia de la esbeltez en la resistencia a compresión de los prismas de ladrillo cerámico.

pero acepta alternativamente usar un valor de f'_m basado en la resistencia de la unidad a través de una estimación necesariamente conservadora; este método alternativo para determinar f'_m no es conveniente ni aconsejable de usar en el caso de unidades de albañilería con la geometría de los bloques y llenado total de los huecos con hormigón de relleno.

Sin embargo, la resistencia prismática es sólo un aspecto de las características mecánicas de la albañilería en comprensión. En la Fig. 3 se muestran curvas tensión-deformación obtenidas del ensayo en comprensión simple de prismas; los resultados de una investigación desarrollada en 1982 (10, 11) demostraron que la expresión analítica que mejor se aproxima a los resultados experimentales es una parábola de segundo

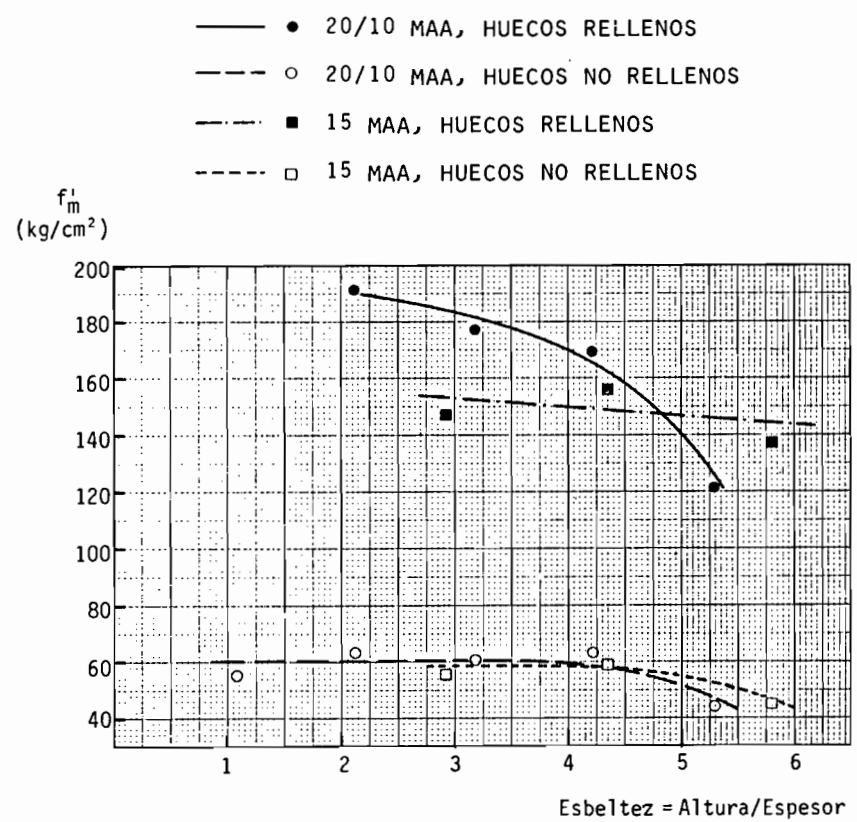


Fig. 2. Influencia de la esbeltez en la resistencia a compresión de los prismas de bloques de hormigón.

grado, tanto para la albañilería de ladrillos cerámicos como la de bloques de hormigón:

$$f = f'_m \left[2\left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0}\right) - \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0}\right)^2 \right] \qquad (1)$$

En la expresión anterior ε_o representa la deformación unitaria cuando se alcanza la resistencia máxima f'_m. En la Tabla 3 se indican valores promedio de ε_o y f'_m para diferentes tipos de albañilería, de donde se puede estimar que $\varepsilon_o = 0{,}002$ es un valor prudente de la deformación unitaria en compresión para predecir el comportamiento último de elementos de albañilería.

TABLA 2

TENSIONES DE ROTURA EN COMPRESIÓN PARA PRISMAS DE ALBAÑILERÍA (kg/cm^2)

(Valores sobre área bruta. Número de probetas = 6)

	Unidad albañ.	Tipo Mortero	Valor promedio		Desviación normal		Coef. variación	
	Esbeltez prisma	de Junta	IDIEM	DICTUC	IDIEM	DICTUC	IDIEM	DICTUC
Sin relleno de huecos	Ladrillo Titán	Sin Cal	57,4	58,0	13,9	3,6	0,24	0,06
	Liviano	Con Cal	60,5	56,4	7,9	3,9	0,13	0,07
	Esbeltez = 4,9							
	Ladrillo Rejilla	Sin Cal	65,6	69,5	5,5	4,7	0,08	0,07
	Super Flaco	Con Cal	62,4	68,0	6,0	4,7	0,10	0,07
	Esbeltez = 4,8							
	Bloque 20 MAA	Sin Cal	51,7	41,7	3,9	1,9	0,08	0,05
	Esbeltez = 5,3	Con Cal	45,2	43,1	8,0	4,6	0,18	0,11
	Bloque 20/10 MAA	Sin Cal	51,8	44,0	5,0	5,3	0,10	0,12
	Esbeltez = 5,3	Con Cal	54,4	43,5	5,9	2,8	0,11	0,06
	Bloque 15 MAA	Sin Cal	48,8	44,9	5,9	1,4	0,12	0,03
	Esbeltez = 5,8	Con Cal	51,1	40,5	7,5	3,5	0,15	0,09
Huecos llenos	Bloque 20 MAA	Sin Cal	111,5	154,5	9,6	12,5	0,09	0,08
	Bloque 20/10 MAA	Sin Cal	132,8	121,8	9,8	14,1	0,07	0,12
	Bloque 15 MAA	Sin Cal	102,4	137,4	7,8	11,6	0,08	0,08

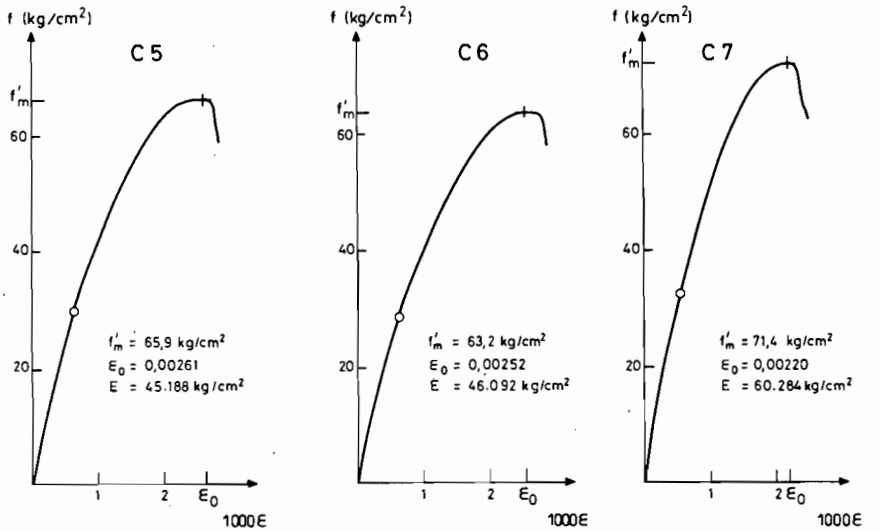


Fig. 3. Curvas tensión-deformación experimentales de prismas de albañilería.

A partir de la curva tensión-deformación experimental se puede determinar el módulo de elasticidad E, trazando la recta secante a la curva que une el origen con el punto f = 0,45 f'_m, que se indica en las curvas de la Fig. 3. Los valores promedio obtenidos así como la razón E/f'_m se indican en las últimas dos columnas de la Tabla 3. Los resultados completos del programa de investigación experimental se incluyen en la Tabla 4 y se muestran en la Fig. 4 (8). Estos resultados permitieron adoptar en la norma NCh 1928 las relaciones E = 700 f'_m para la albañilería de ladrillos cerámicos y la de bloques de hormigón sin relleno de huecos, y E = 800 f'_m para la albañilería de bloques de hormigón en que se llenan todos los huecos con hormigón de relleno, a diferencia de la disposición E = 1000 f'_m del código UBC de ese tiempo (7); la edición 1988 de este código (12) se acerca notablemente a la relación adoptada en la norma NCh 1928. También existen diferencias en el valor del módulo de elasticidad por cizalle que aparece en la norma NCh 1928 y en el código UBC; el valor G = 0,30E de la norma NCh 1928 se basa en resultados experimentales de la deformación horizontal de muros de albañilería y pretende reflejar en mejor forma la contribución de las deformaciones por esfuerzo de corte a la rigidez lateral de los muros.

Por último, el ensayo a flexión de viguetas de albañilería sin armadura de refuerzo permitió obtener datos de la resistencia a flexo-tracción de la

TABLA 3
CARACTERÍSTICAS DE LA CURVA TENSIÓN-DEFORMACIÓN EN COMPRENSIÓN SIMPLE

Tipo albañilería		f'_m (kg/cm^2)	ε_o	E (kg/cm^2)	E/f'_m
Ladrillo	A	58,0	0,00198	53541	923
Titán Liviano	B	56,4	0,00199	50874	918
Ladrillo Rejilla	A	69,5	0,00244	52642	770
Super Flaco	B	68,0	0,00259	45329	671
Bloque hormigón	A	41,7	—	31748	776
20 MAA	B	43,1	0,00231	28010	654
	C	154,5	0,00168	153522	998
Bloque hormigón	A	44,0	0,00234	30401	692
20/10 MAA	B	43,5	0,00273	29851	688
	C	121,8	—	110525	889
Bloque hormigón	A	44,9	0,00238	36129	800
15 MAA	B	40,5	0,00341	26995	636
	C	137,4	0,00285	109080	794

Notas:
1. Los valores de f'_m están calculados sobre el área bruta de los prismas.
2. A = prismas con huecos vacíos, mortero de junta sin cal.
   B = prismas con huecos vacíos, mortero de junta con cal.
   C = prismas con hormigón de relleno, mortero de junta sin cal.

albañilería (13). Estos valores varían entre 2 y 7 kg/cm^2 para la albañilería de ladrillos cerámicos sin hormigón de relleno, entre 7 y 11 kg/cm^2 para la misma albañilería con hormigón de relleno, es prácticamente nula para la albañilería de bloques de hormigón sin hormigón de relleno, y varía entre 7 y 9 kg/cm^2 para la albañilería de bloques de hormigón con hormigón de relleno. Con estos valores fue posible redactar la disposición sobre la mínima armadura longitudinal de tracción de vigas de albañilería armada que aparece en el Art. 6.2.3.1 de la norma NCh 1928.

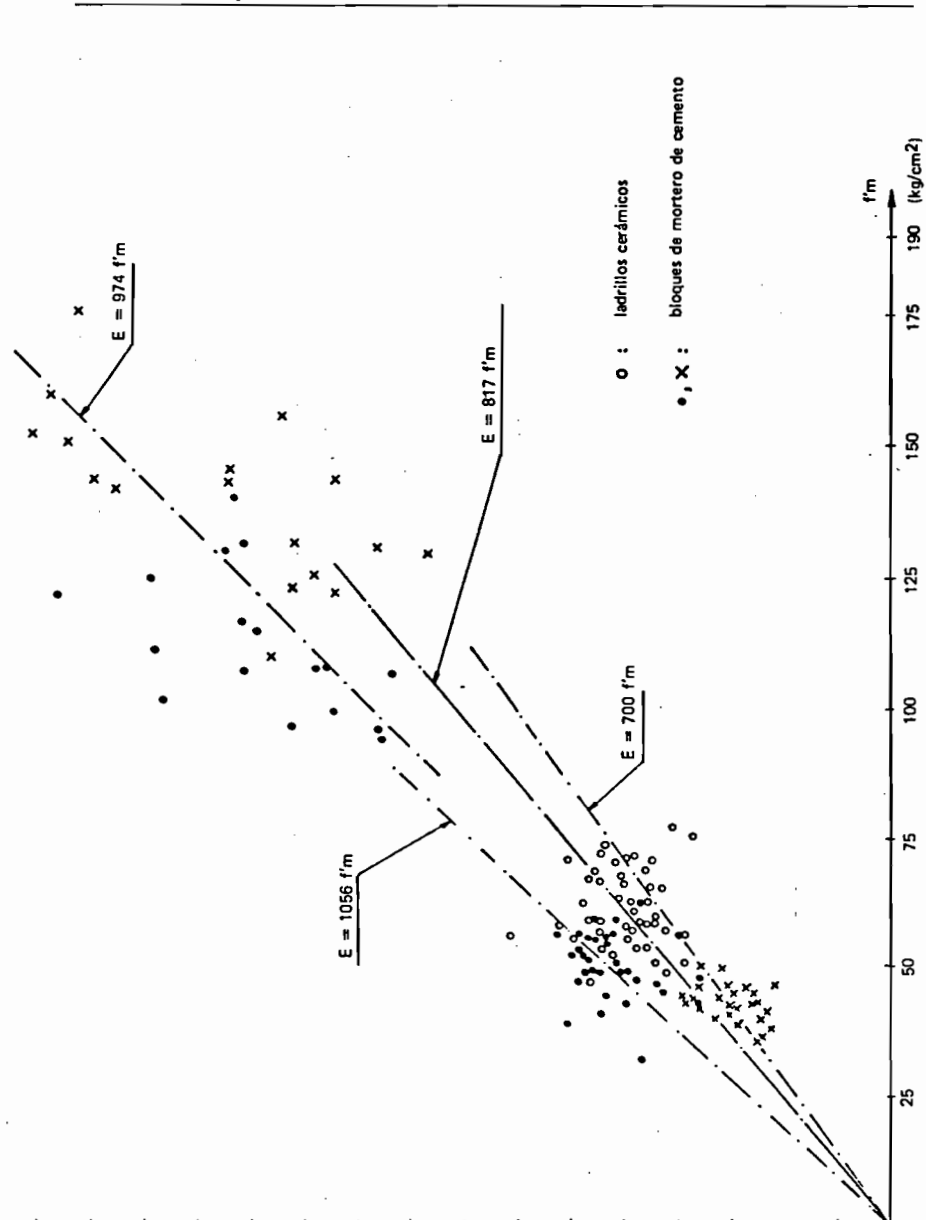


Fig. 4. Relación entre el módulo de elasticidad y la resistencia prismática.

Diseño por tensiones admisibles

La mayoría de las normas vigentes para el diseño de las estructuras de albañilería armada consideran un diseño que se basa en el comportamiento elástico del material y de los elementos estructurales, y limitan las tensiones producidas por las solicitaciones a valores "admisibles", los que corresponden a una fracción de las tensiones máximas que pueden resistir los materiales. Este es el caso particular del código UBC (12) y de la norma NCh 1928 (6). Las ventajas y desventajas del diseño por tensiones admisibles comparadas con el diseño por resistencia son ampliamente conocidas. Sólo cabe insistir en esta oportunidad en la incapacidad del diseño por tensiones admisibles para predecir y controlar el modo de falla de los elementos estructurales, y consecuentemente la capacidad de absorción y disipación de energía en el caso que las solicitaciones impliquen un comportamiento inelástico de los materiales, aspecto que es importante en un país sísmico como Chile.

El diseño por tensiones admisibles se basa en la razón n entre el módulo de elasticidad del refuerzo y el de la albañilería y en los valores adoptados para las tensiones admisibles. Los valores experimentales consignados en la Tabla 4 muestran la variabilidad del módulo de elasticidad de albañilería, lo que implica valores de n entre 15 y 60 al usar la disposición de la norma NCh 1928 para estimar dicho módulo de elasticidad. Este hecho complica el proceso de diseño, particularmente si se lo compara con el del hormigón armado para el cual se puede suponer un módulo de elasticidad prácticamente constante para los fines de diseño.

Los valores de las tensiones admisibles se estipulan en la Tabla 1 de la norma NCh 1928 y pueden aumentarse en 33,3% cuando se use la combinación de las solicitaciones de peso propio y sobrecargas con la acción sísmica u otra solicitación de tipo eventual. Además, se establece una reducción a la mitad de los valores en el caso que no se use una inspección especializada durante la construcción; los requisitos de este tipo de inspección están establecidos en el Anexo D de la norma NCh 1928. La razón de esta disposición se debe a la decisiva influencia que la calidad de la construcción tiene en la resistencia y en el comportamiento estructural en el caso de la albañilería armada, como quedó demostrado durante el sismo de marzo de 1985 a través de los daños ocurridos en este tipo de edificios (2).

Los valores de las tensiones admisibles son los mismos especificados en el código UBC (7) con excepción de las tensiones admisibles por esfuerzo de corte los cuales corresponden a un 75% de los valores especificados en dicho código (1). Es importante consignar que el diseño estructural de los edificios de albañilería armada en Chile está generalmente controlado por el

Tabla 4

MÓDULO DE ELASTICIDAD DE LA ALBAÑILERÍA

(kg/cm^2)

(Número de probetas = 6)

	Unidad de albañilería	Tipo mortero de junta	Valor promedio IDIEM	Valor promedio DICTUC	Coef. variación IDIEM	Coef. variación DICTUC
Sin relleno de huecos	Ladrillo Titán Liviano	Sin Cal	54 421	53 541	0,21	0,11
		Con Cal	45 812	50 874	0,17	0,08
	Ladrillo Rejilla Super Flaco	Sin Cal	48 661	52 642	0,05	0,11
		Con Cal	51 536	45 329	0,09	0,11
	Bloque 20 MAA	Sin Cal	53 246	31 748	0,07	0,12
		Con Cal	54 087	28 010	0,09	0,19
	Bloque 20/10 MAA	Sin Cal	54 379	30 401	0,10	0,17
		Con Cal	55 034	29 851	0,05	0,21
	Bloque 15 MAA	Sin Cal	58 057	36 129	0,05	0,11
		Con Cal	43 410	26 995	0,12	0,14
Huecos llenos	Bloque 20 MAA	Sin Cal	126 020	153 522	0,15	0,04
	Bloque 20/10 MAA	Sin Cal	122 987	110 525	0,01	0,05
	Bloque 15 MAA	Sin Cal	107 590	109 080	0,16	0,13

esfuerzo de corte de sus muros, de modo que fue necesario ser especialmente cuidadosos para fijar el valor de las correspondientes tensiones admisibles. Para ello se llevó a cabo un programa experimental de ensayos de muros (1, 9, 14, 15, 16) y sus resultados se compararon con los obtenidos en la Universidad de California, Berkeley (3). La Fig. 5 muestra un resumen de la resistencia máxima de los muros en función de la cuantía de refuerzo horizontal ρ_h. La tensión por esfuerzo de corte máxima v_u se ha dividido por el término v_m que representa la tensión admisible especificada por el código UBC (12) cuando la albañilería toma todo el esfuerzo de corte; el valor de v_m representa razonablemente bien los efectos de la razón M/Vd y de la resistencia prismática f'_m en la resistencia máxima al esfuerzo de corte de la albañilería (3, 14). Los resultados que se muestran en la Fig. 5 están influenciados por la tensión de compresión axial σ_u presente en el muro en el instante de producirse la falla por esfuerzo de corte, especialmente en el caso de los ensayos norteamericanos; sin embargo, este parámetro no se ha considerado en las tensiones admisibles por esfuerzo de corte ya que la falla asociada a este efecto puede ocurrir en ausencia de una compresión axial de importancia debido a la acción sísmica.

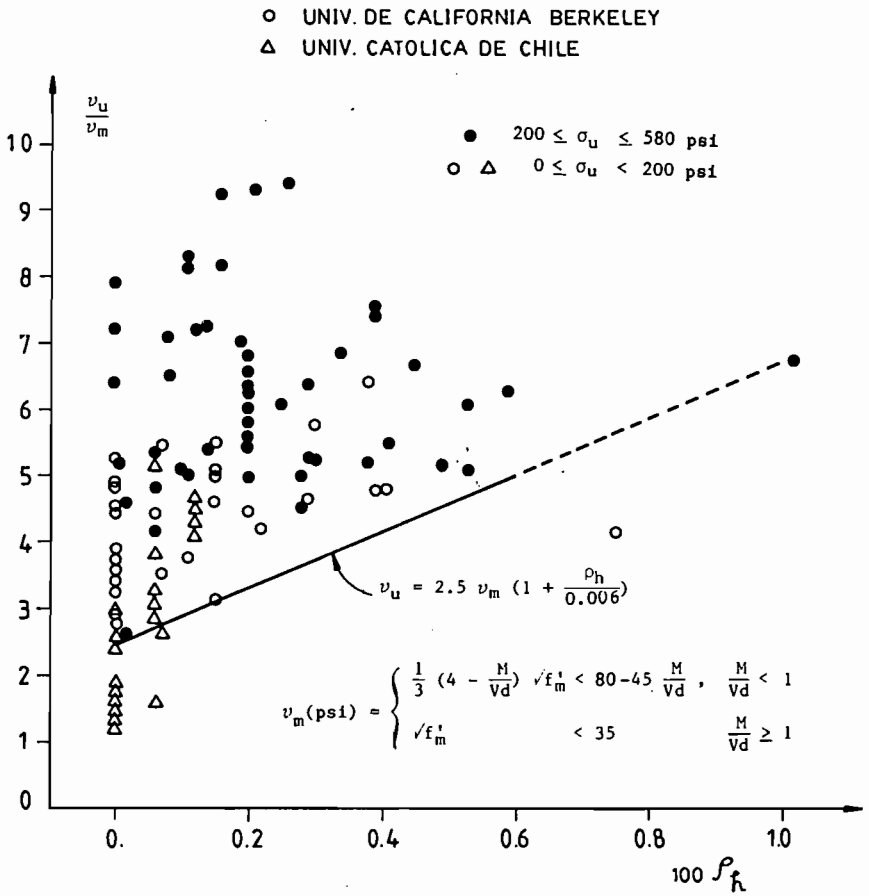


Fig. 5. Influencia del refuerzo horizontal en la resistencia al esfuerzo de corte de muros.

La observación de la Fig. 5, permite concluir que no existe una diferencia drástica entre los resultados de los ensayos de muros obtenidos en los programas de investigación norteamericano y chileno. Los únicos ensayos con resultados francamente inferiores corresponden a los primeros ensayos realizados en Chile con muros de ladrillo cerámico, los que se fabricaron según la práctica constructiva de fines de la década de los años setenta (9). Reconociendo un menor nivel de la calidad constructiva y de materiales de Chile comparada con los norteamericanos, se redujeron los valores de las tensiones admisibles por esfuerzo de corte del código UBC de acuerdo a lo señalado anteriormente. El código UBC modificó estas

tensiones admisibles a partir de 1985 y subió los valores en el caso de resistencias f'_m elevadas y de valores bajos de la razón M/Vd. En la Fig. 6 se muestra una comparación entre las tensiones admisibles del código UBC 85, iguales a las de la edición 1988, y las de la norma NCh 1928 cuando la albañilería toma todo el esfuerzo de corte. Teniendo en cuenta que los valores típicos de f'_m en Chile están bajo los 110 kg/cm^2 (1570 psi), se

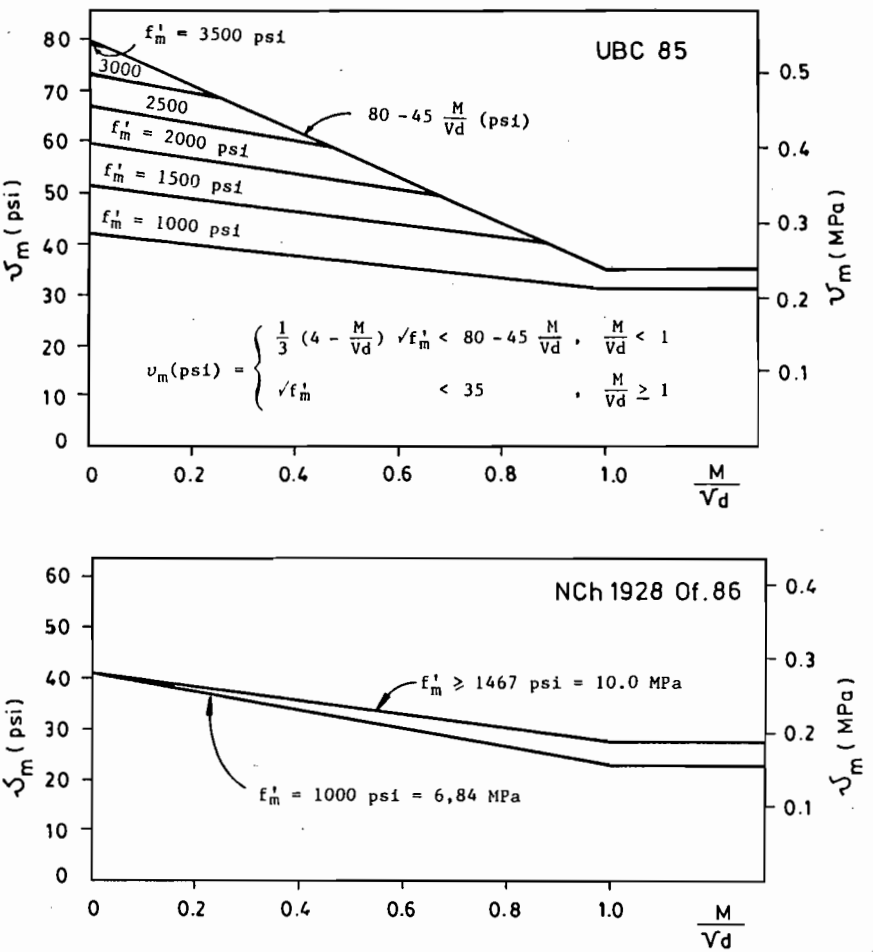


Fig. 6. Tensiones admisibles por esfuerzo de corte en muros para el caso en que la albañilería toma todo el esfuerzo de corte.

puede deducir que la razón que existía entre las tensiones admisibles de NCh 1928 y las de la norma norteamericana vigente en 1982, sigue manteniéndose en los mismos valores.

La teoría en que se basan las expresiones para realizar el diseño por tensiones admisibles en el caso de la flexión y de la flexo-compresión ha sido publicada por separado (17), aun cuando dicho trabajo se basó en los requisitos de la Especificación Técnica 20/81 (5). En dicha publicación se ilustran los conceptos de tensiones admisibles balanceadas en el caso de la flexión simple, y la curva de interacción basada en tensiones admisibles en el caso de la flexo-compresión; en este último aspecto, la norma NCh 1928 introdujo modificaciones respecto a la Especificación Técnica 20/81. En el caso del diseño al esfuerzo de corte, si la tensión solicitante no supera el límite que puede tomar la albañilería se puede usar la cuantía mínima; en caso contrario, la totalidad del esfuerzo de corte debe tomarse con armadura de refuerzo siempre que no se exceda el nuevo límite de la tensión solicitante establecido en la norma NCh 1928. Este procedimiento presenta una discontinuidad del diseño en torno al punto en que se produce el cambio de régimen, y no refleja la evidencia experimental que parte de la resistencia total al esfuerzo de corte es atribuible a la albañilería y la otra parte a la armadura de refuerzo. Este problema de discontinuidad no se presenta en el diseño sísmico de los muros de ladrillo cerámico o bloques de hormigón en que no se llenan todos los huecos, discutido en el tema siguiente.

En adición a las disposiciones que emanan de la teoría del comportamiento elástico para verificar dimensiones de la albañilería y para determinar la armadura de refuerzo, el capítulo 6 de la norma NCh 1928 establece un conjunto de limitaciones de diseño. Entre estas limitaciones destacan las cuantías mínimas de armaduras longitudinal y de armadura transversal de vigas, basadas en criterios de diseño por resistencia, y la cuantía mínima de armadura distribuida en muros; desde la oficialización de la norma NCh 1928 se han vertido razonables opiniones en el sentido que los requisitos de cuantía nínima de muros deben ser reducidos para el caso de las construcciones de uno y dos pisos, por lo que este aspecto se discute a continuación con mayor profundidad.

En la norma NCh 1928 se requiere un porcentaje mínimo de 0,06% tanto para la armadura vertical como la horizontal, con suma de estos porcentajes no inferior a 0,15%; además, se establecen separaciones máximas para la armadura, diámetro mínimo de 8 mm para la armadura vertical, y armadura mínimas en los bordes y encuentros de muros, en la base y en la parte superior de vanos, a nivel de pisos y techos y en el coronamiento de parapetos. La exigencia de los porcentajes mínimos de

armaduras de muros se debe a la necesidad de limitar las fisuras por retracción y de proveer una resistencia y una ductilidad mínima de los muros tanto para las acciones contenidas en su plano como para las perpendiculares al plano del muro. Sin embargo, en construcciones de uno y dos pisos es bastante inusual que se requiera dicha resistencia, es difícil que la geometría de estas estructuras les permita desarrollar un comportamiento dúctil, y los requerimientos de armadura por retracción suelen ser mínimos al menos para la albañilería construida con ladrillos cerámicos. En particular, en lo que se refiere a los requisitos de resistencia, las solicitaciones sísmicas por esfuerzo de corte en el plano del muro son generalmente muy bajas y basta con la resistencia provista por la albañilería; en lo que respecta a la acción perpendicular al plano del muro, el uso de cadenas de hormigón armado en el caso de la albañilería de ladrillos cerámicos, o de estas mismas cadenas o de vigas constituidas por bloques en el caso de la albañilería de bloques de hormigón, hace que los paños de los muros se apoyen en la cadena o viga superior y en los muros perpendiculares, tal como sucede en la albañilería confinada, con lo cual el requerimiento de armadura vertical se hace innecesario.

El análisis anterior permite recomendar para construcciones de uno y dos pisos, la relajación del requisito de porcentajes mínimos de armadura vertical y horizontal (Art. 6.4.3.2) y la especificación por separado de la armadura necesaria por la retracción del material; asimismo, debe modificarse el Art. 6.4.3.4 que establece la separación máxima de esta armadura. Por otra parte, deben mantenerse los requisitos de armadura vertical mínima en bordes y encuentros de muros (Art. 6.4.3.5), diámetro mínimo de armadura vertical (Art. 6.4.3.3), y las armaduras horizontales mínimas en la base y parte superior de los vanos, a nivel de pisos y techos, en la parte superior de los cimientos y en el coronamiento de los parapetos (Art. 6.4.3.6).

Es conveniente tener en cuenta lo que el código UBC en su capítulo 24, especifica como requisitos mínimos para las armaduras vertical y horizontal de construcciones de uno y pisos en zonas sísmicas N^{os} 3 y 4 del territorio norteamericano (12). Se requiere usar una área mínima igual a 1,29 cm^2 con una separación máxima de 1,20 m para la armadura vertical y 3,00 m para la armadura horizontal; esto equivale a porcentajes mínimos de 0,077% y 0,031% para estas armaduras, respectivamente. En estas cantidades pueden contabilizarse las armaduras verticales en los bordes y encuentros de muros y las armaduras horizontales especificadas en el Art. 6.4.3.6 de NCh 1928 si ellas son continuas; asimismo, el código UBC acepta las escalerillas como armadura horizontal. Basado en el análisis anterior, parece lógico modificar los Arts. 6.4.3.2 y 6.4.3.4 de NCh 1928

para el caso de las construcciones de uno y dos pisos, y exigir una cuantía mínima equivalente a una escalerilla horizontal a media altura del muro y una barra vertical de 8 mm cada 2 m. Esta exigencia equivale aproximadamente a porcentajes mínimos de 0,015%, en el caso de muros de 14 cm de espesor. Sin embargo, debe especificarse también la necesidad de colocar la armadura distribuida requerida para controlar el espesor de las fisuras por retracción. Evidentemente, éstas son limitaciones mínimas para estas armaduras y sólo se aplican si el cálculo indica la no necesidad de usar cantidades superiores. En cualquier caso, deben regir también las disposiciones de los artículos del Art. 6.4.3 de la norma NCh 1928.

Diseño sismorresistente de edificios

El sismo del 3 de marzo de 1985 en Chile demostró que el comportamiento sísmico de los edificios de albañilería armada que se construyen en Chile, está controlado casi sin excepciones por la solicitación de esfuerzo de corte en sus muros (2). Este hecho, del cual ya se tenía conocimiento antes de 1985, fue motivo de particular preocupación en el seno del comité que estudió la norma NCh 1928, ya que el código UBC especifica un factor de amplificación de las solicitaciones sísmicas cuando se trata de determinar las solicitaciones por esfuerzo de corte en muros. La justificación de este factor de amplificación se basa en la necesidad de adoptar una resistencia más elevada frente a un eventual comportamiento y un modo de falla que ofrecen menor ductilidad que el comportamiento por flexión (15), aun cuando es necesario puntualizar que su uso no garantiza que el modo de falla será por flexión. Este factor de amplificación tenía el valor 2,0 en la edición 1973 del código UBC, pero fue cambiado a 1,5 a partir de la edición 1979, valor que permanece hasta hoy (12). Sin embargo, no existen argumentos sólidos para usar en Chile el mismo nivel de seguridad sísmica que en la costa oeste de los Estados Unidos; la elección del factor de amplificación debe emanar de un estudio racional y de las condiciones sísmicas y de materiales típicos de nuestro país.

La investigación analítica que se desarrolló para determinar este factor de amplificación (18) usó la metodología desarrollada por Mayes en la Universidad de California, Berkeley (19), para evaluar las disposiciones de diseño sísmico de una norma o de un conjunto de normas, como es el caso de Chile. El método de evaluación consistió en comparar las dimensiones mínimas necesarias que debieran tener los muros de un edificio diseñado con las solicitaciones de la norma NCh 433 (20) y con las tensiones admisibles del proyecto de la norma NCh 1928 (5), con las dimensiones que requeriría la condición sísmica crítica que se está considerando. El cuocien-

te entre ambas áreas de muros define el factor de sobredimensionamiento ODR, el cual se puede calcular para cada uno de los muros resistentes del edificio que se está analizando. El factor de amplificación de las solicitaciones sísmicas de NCh 433 se puede variar y elegir de modo que el factor ODR sea mayor que la unidad, garantizando con ello que el área del muro requerida por las normas sea mayor que la requerida por la solicitación sísmica crítica.

Se consideraron dos situaciones sísmicas críticas, la de fisuración inicial o serviciabilidad del muro frente a una solicitación sísmica de ocurrencia frecuente y la resistencia última del muro frente a un nivel extremo de solicitación sísmica. El sismo de ocurrencia frecuente está representado por el sismo 1 de la Fig. 7, mientras que los de nivel extremo están representados por los sismos 2 y 3, el primero de ellos suponiendo una respuesta elástica de la estructura y el segundo asociado a una respuesta inelástica con factor de ductilidad global 1,5 para una resistencia última igual al 80% de la resistencia máxima elástica. Los modelos para estimar las resistencias últimas y el esfuerzo de corte de fisuramiento de los muros se obtuvieron de los antecedentes experimentales obtenidos de los ensayos de muros (14); ellos corresponden muy cercanamente a los modelos usados en otra investigación destinada a estimar el nivel de la excitación sísmica en Santiago el 3 de marzo de 1985, en base al comportamiento mostrado por los edificios de albañilería armada (21).

El estudio se hizo en tres edificios de cuatro pisos de altura, cuyas plantas se indican en la Fig. 8. Los resultados para los tres edificios fueron similares de modo que sólo se muestran los correspondientes al edificio C. En las Tablas 5, 6 y 7 se muestran los factores ODR que se obtuvieron en este edificio al usar factores de amplificación de 2,0; 2,5; y 3,0, respectivamente, para las solicitaciones sísmicas de NCh 433. Estos resultados muestran que es más difícil proteger la serviciabilidad de la estructura frente a un sismo moderado que el colapso o condición de resistencia última frente a un sismo de nivel extremo (18). La información anterior, unida al comportamiento exhibido por los edificios de albañilería armada el 3 de marzo de 1985, hizo que el comité de la norma NCh 1928 adoptara dos tipos de diseño sísmico con factores de amplificación 2,0 y 2,5 de las solicitaciones de NCh 433. Estas disposiciones reconocen explícitamente el peligro de fisuración frente a sismos moderados que presentan la albañilería construida con ladrillos cerámicos tipo rejilla, con o sin relleno total de huecos, y la albañilería de bloques de hormigón cuando no se llenan todos los huecos con hormigón de gravilla.

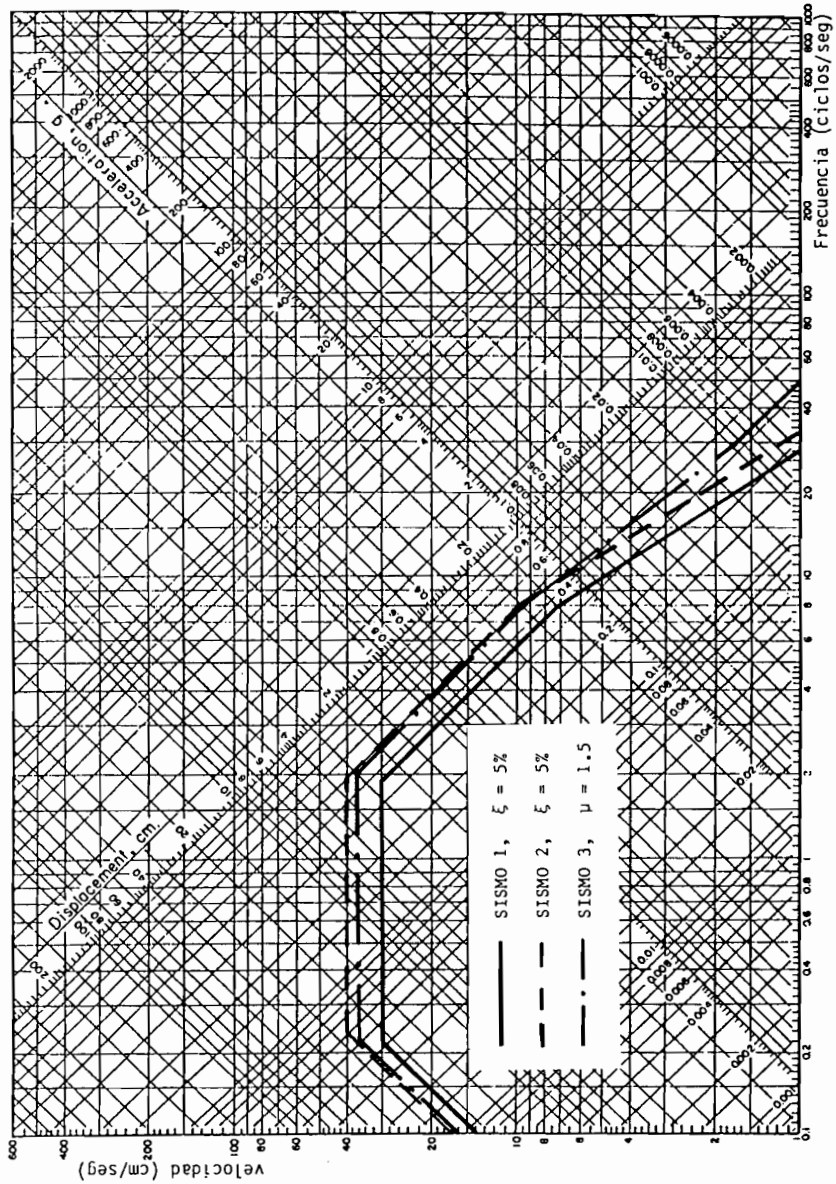


Fig. 7. Espectros de diseño para las solicitaciones sísmicas consideradas en el estudio del factor de amplificación.

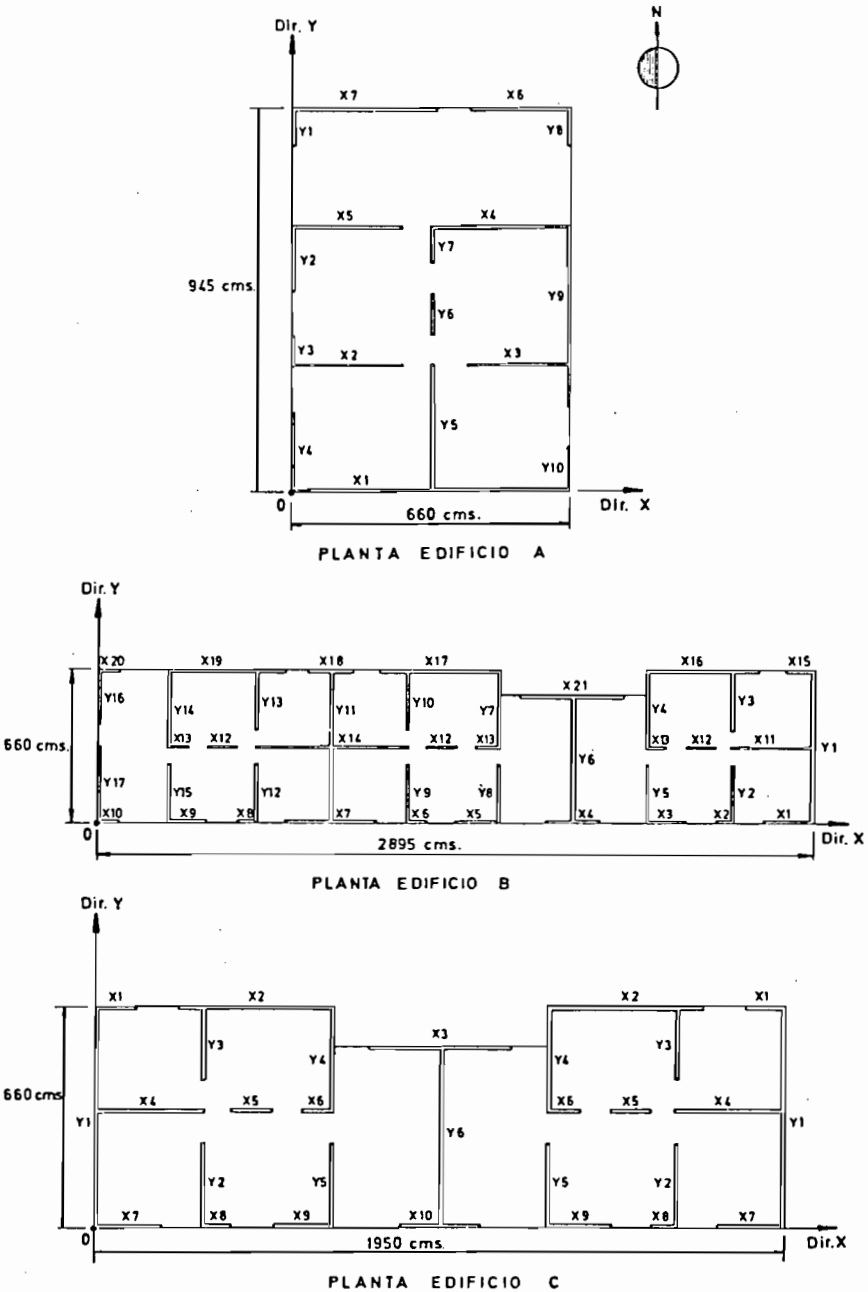


Fig. 8. Plantas de los edificios analizados en el estudio del factor de amplificación.

Tabla 5

FACTORES DE SOBREDIMENSIONAMIENTO POR PISO-EDIFICIO C
DISEÑO CON FACTOR DE AMPLIFICACIÓN 2,0 EN NCh 1928

Solicitación	Muros	Piso	Análisis Estático NCh 433			Análisis Dinámico NCh 433		
			ODR	ODRM	ODRm	ODR	ODRM	ODRm
Sismo 1	DIR-X	1	0,68	0,70	0,66	0,60	0,61	0,58
		2	0,66	0,76	0,59	0,60	0,63	0,58
		3	0,66	0,74	0,63	0,62	0,68	0,58
		4	0,59	0,70	0,44	0,68	0,80	0,60
	DIR-Y	1	0,72	0,77	0,68	0,61	0,62	0,61
		2	0,73	0,80	0,69	0,60	0,61	0,59
		3	0,71	0,81	0,61	0,65	0,70	0,63
		4	0,64	0,77	0,44	0,74	0,92	0,64
Sismo 2	DIR-X	1	1,03	1,06	0,98	0,90	0,91	0,88
		2	1,00	1,14	0,89	0,91	0,95	0,87
		3	1,00	1,12	0,94	0,93	1,02	0,88
		4	0,88	1,05	0,66	1,02	1,22	0,91
	DIR-Y	1	1,08	1,16	1,02	0,92	0,93	0,91
		2	1,10	1,20	1,03	0,90	0,91	0,88
		3	1,06	1,21	0,90	0,97	1,03	0,94
		4	0,95	1,15	0,65	1,10	1,35	0,96
Sismo 3	DIR-X	1	0,78	0,81	0,74	0,69	0,70	0,67
		2	0,76	0,87	0,68	0,69	0,73	0,67
		3	0,76	0,85	0,70	0,71	0,75	0,67
		4	0,65	0,80	0,44	0,74	0,81	0,69
	DIR-Y	1	0,82	0,88	0,77	0,69	0,70	0,69
		2	0,84	0,92	0,79	0,69	0,69	0,68
		3	0,80	0,92	0,66	0,73	0,75	0,71
		4	0,70	0,86	0,42	0,78	0,87	0,73

ODR : valor promedio.
ODRM : valor máximo de ODR

TABLA 6

FACTORES DE SOBREDIMENSIONAMIENTO POR PISO-EDIFICIO C
DISEÑO CON FACTOR DE AMPLIFICACIÓN 2,5 EN NCH 1928

Solicitación	Muros	Piso	Análisis Estático NCh 433			Análisis Dinámico NCh 433		
			ODR	ODRM	ODRm	ODR	ODRM	ODRm
Sismo 1	DIR-X	1	0,80	0,87	0,69	0,75	0,76	0,69
		2	0,83	0,96	0,66	0,75	0,79	0,66
		3	0,84	0,95	0,79	0,78	0,85	0,73
		4	0,74	0,90	0,54	0,84	1,01	0,75
	DIR-Y	1	0,87	0,92	0,79	0,77	0,78	0,76
		2	0,88	0,94	0,75	0,75	0,76	0,74
		3	0,89	1,01	0,76	0,81	0,87	0,78
		4	0,80	0,97	0,55	0,93	1,16	0,80
Sismo 2	DIR-X	1	1,24	1,45	1,17	1,14	1,20	1,12
		2	1,26	1,44	1,13	1,13	1,19	1,09
		3	1,27	1,42	1,19	1,17	1,28	1,10
		4	1,11	1,36	0,82	1,27	1,52	1,13
	DIR-Y	1	1,34	1,38	1,29	1,15	1,16	1,14
		2	1,37	1,54	1,24	1,12	1,14	1,10
		3	1,33	1,51	1,13	1,21	1,29	1,17
		4	1,19	1,44	0,81	1,37	1,69	1,20
Sismo 3	DIR-X	1	0,94	1,11	0,90	0,87	0,91	0,85
		2	0,96	1,10	0,87	0,86	0,91	0,84
		3	0,96	1,08	0,88	0,89	0,94	0,84
		4	0,82	1,02	0,55	0,92	1,01	0,86
	DIR-Y	1	1,01	1,04	0,98	0,87	0,87	0,86
		2	1,05	1,18	0,95	0,86	0,87	0,84
		3	1,00	1,15	0,82	0,91	0,94	0,89
		4	0,87	1,08	0,52	0,98	1,09	0,91

ODR : valor promedio.
ODRM : valor máximo de ODR

TABLA 7

FACTORES DE SOBREDIMENSIONAMIENTO POR PISO-EDIFICIO C
DISEÑO CON FACTOR DE AMPLIFICACIÓN 3,0 EN NCH 1928

Solicitación	Muros	Piso	Análisis Estático NCh 433			Análisis Dinámico NCh 433		
			ODR	ODRM	ODRm	ODR	ODRM	ODRm
Sismo 1	DIR-X	1	0,89	1,05	0,69	0,85	0,91	0,69
		2	0,95	1,11	0,66	0,88	0,95	0,66
		3	0,99	1,14	0,85	0,93	1,02	0,85
		4	0,89	1,08	0,64	1,01	1,20	0,90
	DIR-Y	1	0,98	1,11	0,79	0,88	0,93	0,79
		2	1,00	1,13	0,75	0,88	0,91	0,75
		3	1,07	1,21	0,91	0,98	1,05	0,94
		4	0,96	1,16	0,66	1,11	1,39	0,96
Sismo 2	DIR-X	1	1,42	1,57	1,22	1,34	1,46	1,17
		2	1,49	1,83	1,18	1,35	1,43	1,13
		3	1,51	1,71	1,42	1,41	1,53	1,31
		4	1,34	1,63	0,97	1,52	1,82	1,36
	DIR-Y	1	1,57	1,78	1,34	1,36	1,39	1,31
		2	1,57	1,83	1,18	1,34	1,37	1,25
		3	1,59	1,81	1,36	1,46	1,55	1,40
		4	1,43	1,73	0,97	1,64	2,02	1,44
Sismo 3	DIR-X	1	1,08	1,19	0,94	1,02	1,12	0,91
		2	1,14	1,41	0,91	1,03	1,09	0,87
		3	1,15	1,30	1,06	1,07	1,13	1,01
		4	0,98	1,22	0,65	1,10	1,21	1,03
	DIR-Y	1	1,18	1,35	1,01	1,03	1,05	0,99
		2	1,20	1,30	0,98	1,02	1,04	0,96
		3	1,19	1,38	0,98	1,09	1,12	1,07
		4	1,04	1,29	0,62	1,18	1,30	1,09

ODR : valor promedio.
ODRM : valor máximo de ODR.

Con posterioridad a la oficialización de la norma NCh 1928, se desarrolló otro estudio con el fin de evaluar estas disposiciones de diseño sísmico; para ello se seleccionaron cuatro edificios de albañilería armada que presentaron diferentes grados de daño durante el sismo de marzo de 1985, y se diseñaron usando las disposiciones de las normas NCh 433 y NCh 1928. Los resultados de este proceso se confrontaron con el diseño y tipo de construcción reales de estos edificios y con los daños sísmicos que ellos experimentaron. Las conclusiones obtenidas, si bien están condicionadas por la elección de los edificios, confirman que las disposiciones de diseño de la norma NCh 1928 proveen un adecuado grado de protección sísmica a las construcciones de albañilería armada, equivalente al que tienen edificios construidos con otros materiales (22).

Los cuatro edificios considerados en este estudio pertenecían a conjuntos habitacionales de tres y cuatro pisos de altura. Sus características mecánicas se estimaron en base a los antecedentes experimentales discutidos anteriormente (8), mientras que la calidad del proceso constructivo se juzgó a partir de la experiencia adquirida de la observación de las prácticas constructivas durante los primeros años de la década de los años 80. El grado de daño estructural experimentado por estos edificios en marzo de 1985 se ha consignado en otros trabajos (21). En las Figs. 9 y 10 se muestran las plantas típicas de dos de los edificios analizados.

El diseño sísmico se realizó de acuerdo a las disposiciones de NCh 433 (20) y NCh 1928 (6). La Tabla 8 muestra los resultados de este proceso para el caso del edificio construido con bloques de hormigón con relleno total de huecos. Los valores de τ^{o}_{adm} y $\tau^{!}_{adm}$ corresponden a las tensiones admisibles de NCh 1928 para los casos en que la albañilería toma todo el esfuerzo de corte y en que la armadura horizontal se diseña para resistir la totalidad de este esfuerzo interno, respectivamente. También se indica la tensión de corte solicitante, τ_{sol}, calculada con las solicitaciones sísmicas de NCh 433 amplificadas por el factor 2,0, las armaduras horizontales requeridas por el diseño y las que realmente tenían los muros de este edificio. Por otra parte, la Tabla 9 ilustra los resultados en el caso de uno de los edificios construidos con ladrillo cerámico tipo rejilla, en los cuales el proceso de diseño consta de dos partes: en primer lugar debía verificarse el Requisito A en todos los muros, esto es, que la tensión de corte solicitante, calculada con la solicitación sísmica amplificada por 2,5, fuera menor que τ^{o}_{dm}; en caso de una verificación positiva, la armadura horizontal debía diseñarse pra tomar todo el esfuerzo de corte solicitante, calculado con la solicitación sísmica amplificada por el factor 2,0. En el caso del edificio de la Tabla 9, se juzgó que su calidad de construcción correspondía al caso sin inspección especializada, con lo cual seis de los muros analizados, marcados con X, no satisfacían el

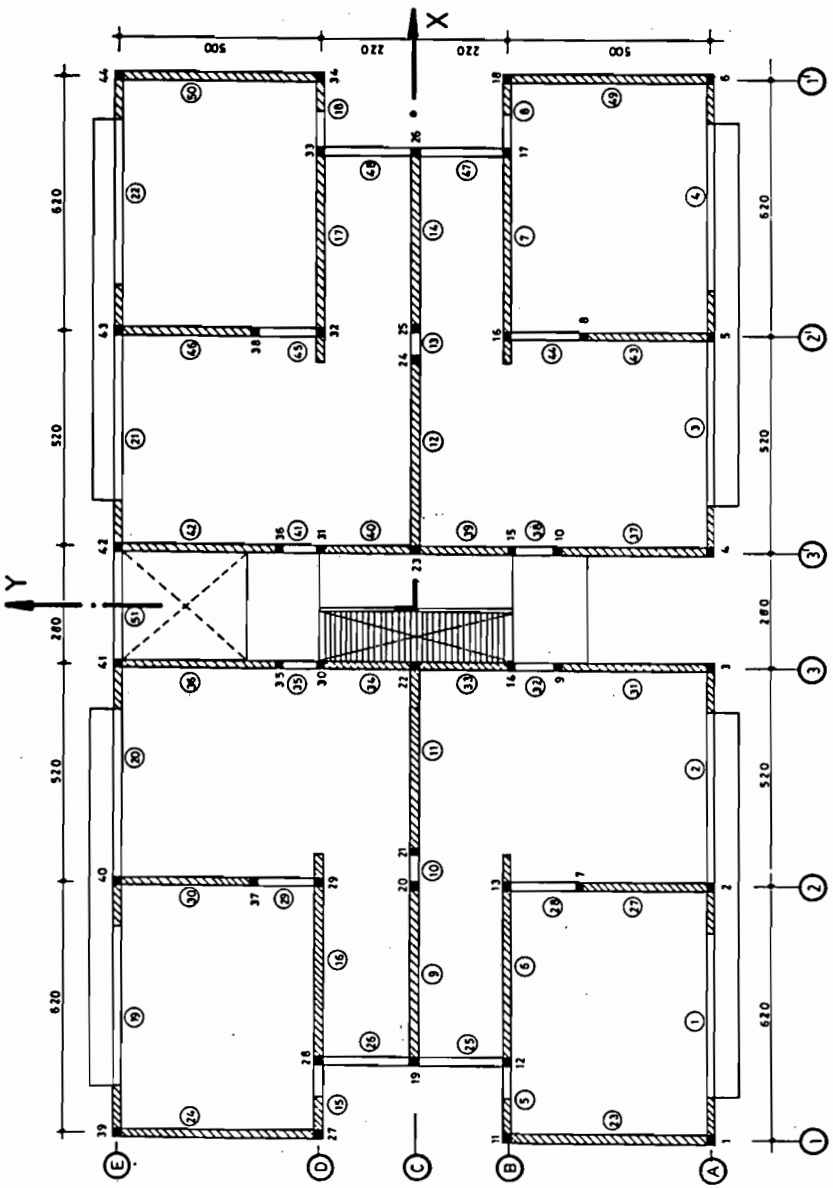


Fig. 9. Planta típica edificio Dublé Almeyda (albañilería de bloques de hormigón).

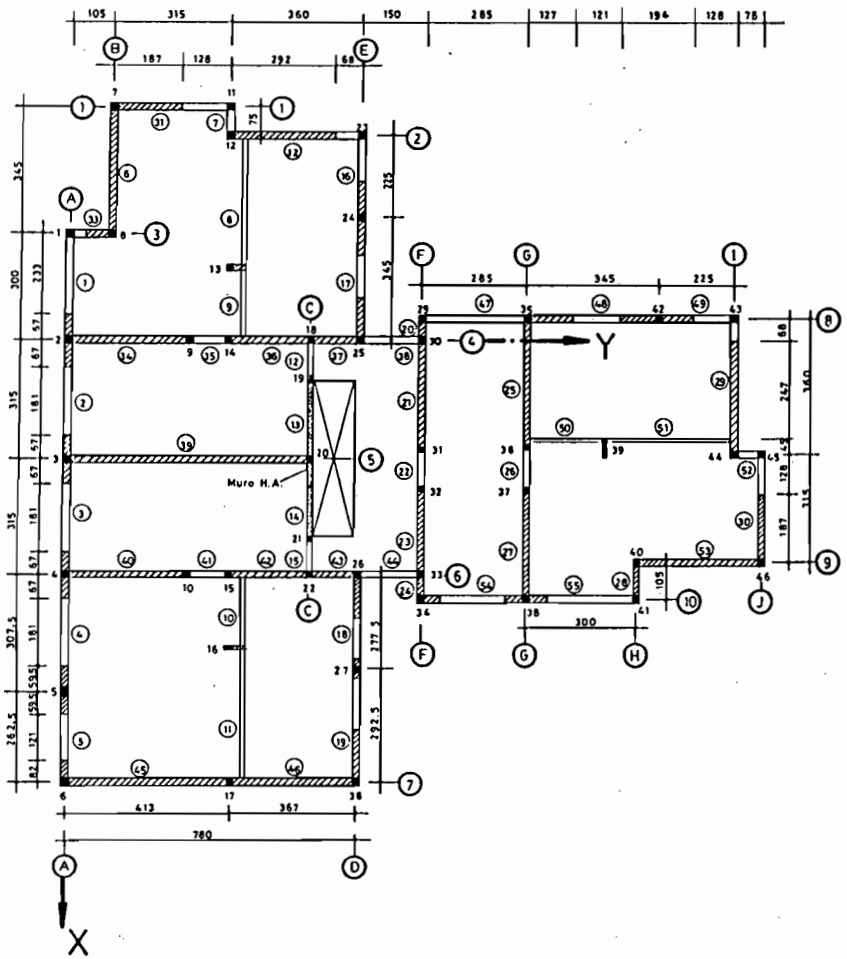


Fig. 10. Planta típica edificio Emilia Téllez (albañilería de ladrillos cerámicos).

Requisito A, o sea, el edificio no podría haber sido proyectado de modo de satisfacer la norma NCh 1928 a no ser que se hubiera cambiado la densidad o la distribución de sus muros resistentes. La Tabla 9 también muestra los resultados en el hipotético caso que el edificio volviera a construirse con una inspección especializada; en este caso el Requisito A sería satisfecho ya que subirían los valores de τ^{o}_{dm}, y las armaduras requeridas serían las indicadas en la penúltima columna de la Tabla 9. Cabe hacer notar que este edificio fue proyectado y construido sin armadura horizontal.

TABLA 8

REQUISITOS DE REFUERZO HORIZONTAL EDIFICIO DUBLÉ ALMEYDA

Piso	Muro	M/Vd	τ^{o}_{adm} (MPa)	τ^{1}_{adm} (MPa)	$\tau_{sol.}$ (MPa)	Caso	$(\frac{A_h}{s})$ req (cm)	$(\frac{A_h}{s})$ real (cm)
1	7	0,715	0,287	0,747	0,189	−	0,0120*	0,0263
2	7	0,340	0,332	0,941	0,211	−	0,0120*	0,0263
1	12	0,728	0,285	0,740	0,207	−	0,0120*	0,0263
2	12	0,400	0,325	0,910	0,208	−	0,0120*	0,0263
1	14	0,946	0,259	0,627	0,172	+	0,0120*	0,0263
2	14	0,525	0,310	0,845	0,141	+	0,0120*	0,0263
1	23	0,744	0,283	0,732	0,205	+	0,0120*	0,0263
2	23	0,388	0,326	0,916	0,231	+	0,0120*	0,0263
1	37	0,996	0,253	0,601	0,166	−	0,0120*	0,0263
2	37	0,573	0,304	0,820	0,139	−	0,0120*	0,0263
1	39 - 40	1,051	0,253	0,599	0,178	+	0,0120*	0,0263
2	39 - 40	0,675	0,292	0,767	0,140	−	0,0120*	0,0263
2	42	0,575	0,304	0,819	0,139	+	0,0120*	0,0263
1	49	0,740	0,284	0,734	0,207	+	0,0120*	0,0263
2	49	0,387	0,326	0,917	0,231	+	0,0120*	0,0263

Caso + : controla la combinación sobrecarga + sismo.
Caso − : controla la combinación sobrecarga − sismo.
* : armadura horizontal mínima (0,06%).

Tabla 9
Diseño al esfuerzo de corte edificio Emilia Téllez

Piso	Muro	REQUISITO A-SIN INSP. ESPECIALIZADA M/Vd	τ^{0}_{adm} (MPa)	$\tau_{sol.}$ (MPa)	Caso	REFUERZO HOR.-CON INSP. ESPECIALIZADA M/Vd	τ^{1}_{adm} (MPa)	$\tau_{sol.}$ (MPa)	$\left(\frac{Ah}{s}\right)_{req.}$ (cm)	Caso
1	2 - 3	0,594	0,155	0,171x	+	0,594	0,468	0,137	0,0114	+
2	2 - 3	0,549	0,157	0,215x	+	0,550	0,474	0,173	0,0144	+
1	6	0,696	0,149	0,132	+	0,696	0,455	0,106	0,0088	+
2	6	0,401	0,165	0,119	−	0,398	0,494	0,096	0,0084*	−
1	23	0,692	0,149	0,122	−	0,695	0,455	0,098	0,0084*	−
2	23	0,475	0,161	0,134	+	0,479	0,483	0,108	0,0090	+
1	25	0,687	0,150	0,127	−	0,682	0,457	0,102	0,0085	−
2	25	0,407	0,165	0,157	−	0,407	0,492	0,127	0,0106	−
1	33	1,266	0,133	0,099	+	1,264	0,416	0,079	0,0084*	+
2	33	0,516	0,159	0,045	−	0,519	0,478	0,037	0,0084*	−
1	39	0,507	0,159	0,158	−	0,433	0,489	0,127	0,0106	+
2	39	0,227	0,174	0,222x	+	0,221	0,516	0,178	0,0148	+
1	40	0,569	0,156	0,179x	−	0,565	0,472	0,145	0,0120	−
2	40	0,394	0,165	0,167x	−	0,396	0,494	0,137	0,0114	−
1	45 - 46	0,473	0,161	0,158	−	0,478	0,483	0,127	0,0106	−
2	45 - 46	0,318	0,169	0,156	−	0,322	0,503	0,125	0,0104	−
1	53	0,675	0,150	0,157x	−	0,678	0,458	0,126	0,0105	−
2	53	0,386	0,166	0,114	−	0,391	0,494	0,092	0,0084*	−

Caso +: Controla la combinación sobrecarga + sismo.
Caso −: Controla la combinación sobrecarga − sismo.
* : Armadura horizontal mínima (0,06%).

Los resultados de este estudio mostraron que, de haber existido y haberse aplicado la norma NCh 1928 cuando se proyectaron estos cuatro edificios, aquellos que no experimentaron daños en marzo de 1985 podrían haber sido proyectados sin problemas, mientras que los que sufrieron daños habrían requerido un cambio de estructuración o un cambio en el régimen de inspección de la construcción. Más aún, el nivel de los daños producidos en los edificios de ladrillo cerámico es proporcional al grado de incumplimiento del Requisito A, disposición que fue elaborada por el comité de la norma NCh 1928 en la forma discutida anteriormente. Por último, la ausencia de daños en uno de los edificios a pesar de no contar con armadura horizontal, sólo confirma el hecho experimental que indica que este esfuerzo comienza a participar en el comportamiento de los muros una vez que se ha producido la primera fisuración por esfuerzo de corte.

Desde junio de 1990 se encuentra en proceso de discusión el proyecto de revisión de la norma NCh 433 (23). En este proyecto se establecen las fuerzas sísmicas de diseño para los dos tipos de unidades y forma de construcción de la albañilería armada que están contemplados en el Art. 5.3 de la norma NCh 1928 (6). Para la estructuración de muros de albañilería armada de ladrillos cerámicos tipo rejilla con y sin relleno de huecos y para la albañilería de bloques de hormigón o unidades de geometría similar en que no se llenan todos los huecos, se establece un factor de modificación de la respuesta R_o igual a 4; para la estructuración de muros de bloques de hormigón o unidades de geometría similar en las que se llenan todos los huecos y para los muros de doble chapa se especifica un valor de R_o igual a 5. El establecimiento de los valores de R_o se ha hecho de modo que los niveles de solicitación sísmica para los casos más desfavorables se mantengan en la futura norma en los mismos valores que resultan de aplicar NCh 433 Of. 72 (20) y los factores de amplificación contempladas en el Art. 5.3 de la norma NCh 1928. Consecuentemente, de adoptarse la proposición de niveles de solicitación sísmica del proyecto de revisión de la norma NCh 433, deben eliminarse los factores de amplificación de 5.3.1a) y 5.3.2 de NCh 1928, y cambiarse el factor de amplificación 2,0 de 5.3.1b) por la exigencia de diseñar la armadura horizontal para tomar el 80% del esfuerzo de corte originado por las solicitaciones sísmicas de NCh 433.

Proposición de diseño por resistencia

La tendencia de las normas modernas para el dimensionamiento de los elementos estructurales de diversos materiales, es el uso de métodos basados en la resistencia última de estos elementos. Estos métodos, que hace algunos años se denominaba métodos de diseño a la rotura, se llaman ahora métodos de diseño por resistencia. Como una confirmación de esta tendencia, el código UBC en su última edición (12), permite como método alternativo el diseño por resistencia para los muros de albañilería armada, siempre que se use el tipo de construcción con inspección especializada y que la resistencia a la compresión f'_m de la albañilería esté comprendida entre 105 y 280 kg/cm^2. La proposición que se indica a continuación sigue la formulación presentada en la sección 2412 del código UBC, pero se ha ampliado a los casos de flexión y flexocompresión de acuerdo a la teoría formulada hace algunos años (10) y se ha modificado en la parte correspondiente al esfuerzo de corte de acuerdo a los resultados experimentales de muros obtenidos en Estados Unidos y en Chile (14). Esta proposición difiere del código UBC en los aspectos siguientes; supone una distribución de tensiones parabólica de acuerdo a la expresión (1) para el bloque de compresiones en flexión o en flexocompresión, en vez del bloque rectangular del UBC con valor máximo 0,85 f'_m; además, usa una deformación última de la albañilería ε_{mu} igual $\varepsilon_o = 0{,}002$ que equivale a 2/3 del valor adoptado por el UBC. Ambas hipótesis son más conservadoras que las del UBC, pero se ajustan más fielmente a las unidades de albañilería que se usan en Chile. En lo referente a la resistencia última al esfuerzo de corte, se propone una expresión que es menos conservadora que la del UBC en cuanto a la contribución de la albañilería a la resistencia al esfuerzo de corte.

a) *Resistencia requerida*

Los factores de mayoración de cargas para determinar la resistencia requerida, son los siguientes de acuerdo al código UBC

$$U = 1{,}4\,(D + L \pm E)$$
$$U = 0{,}9D \pm 1{,}4E$$
$$U = 1{,}4D + 1{,}7L \qquad (2)$$

Estas son las mismas expresiones especificadas por este código para el diseño de estructuras de hormigón armado en su sección 2625 (12). En el caso de Chile, la combinación de estados de carga será probablemente establecida en la nueva versión de la norma NCh 433 (23); en tal caso,

deben usarse las mismas expresiones que se acuerden para el diseño por resistencia de estructuras de hormigón armado.

b) *Coeficientes de minoración de resistencia*

En este aspecto se recomienda usar los factores propuestos en el código UBC. Para el diseño a flexión debe usarse $\phi = 0{,}85$. Para el diseño a flexo-compresión de los muros debe usarse $\phi = 0{,}65$; sin embargo, si la tensión de fluencia del refuerzo es igual o menor que 4200 kg/cm^2 y la armadura es simétrica, en los casos de baja carga axial de compresión ($P_u < 0{,}10\ f'_m\ A_n$) puede usarse

$$\phi = 0{,}85 - \frac{2\ P_u}{f'_m\ A_n} \qquad (3)$$

en que A_n es el área neta de la sección del muro. Si la carga axial de balance P_b es menor que $0{,}40\ f'_m\ A_n$, entonces debe usarse

$$\phi = 0{,}85 - \frac{0{,}8\ P_u}{P_b} \qquad (4)$$

Para muros en que se llenan todos los huecos con hormigón de relleno la carga axial de balance puede determinarse de las expresiones (9) y (10) que se indican más adelante.

Para el diseño de los muros el esfuerzo de corte, el código UBC establece el valor $\phi = 0{,}60$; sin embargo, este valor puede subirse a 0,80 en el caso que la resistencia nominal del muro al esfuerzo de corte sea mayor que el esfuerzo de corte asociado al desarrollo de la resistencia nominal a flexión del muro. Esta disposición presenta el mismo inconveniente del diseño al esfuerzo de corte de los muros de hormigón armado, puesto que la razón M_u/V_u obtenida de un análisis elástico no tiene porque ser la misma que existe en el instante en que se desarrolla el modo de falla del muro; por lo tanto, si no existe seguridad que el modo de falla del muro sea por flexión, no resulta lógico ni conservador subir el factor ϕ de 0,60 a 0,80 para el diseño al esfuerzo de corte.

c) *Resistencia última a flexión y flexo-compresión*

Como ya se ha mencionado, la teoría correspondiente ha sido publicada anteriormente (10), un resumen de la cual se expone a continuación. En el caso de vigas sometidas a flexión simple sin armadura de compresión, la cuantía de balance en rotura está dada por

$$\rho_b = \frac{2}{3} \frac{E_s \varepsilon_{mu}}{E_s \varepsilon_{mu} + f_y} \cdot \frac{f'_m}{f_y} \tag{5}$$

en que $\varepsilon_{mu} = 0{,}002$. Si se usa una cuantía de armadura en tracción menor que la cuantía de balance, el momento último se produce por compresión de la albañilería después que la armadura en tracción ha entrado en fluencia, y está dado por

$$M_n = A_s f_y d \left(1 - 0{,}563 \rho \frac{f_y}{f'_m}\right) \tag{6}$$

En la Fig. 11 se ha graficado el valor de M_n, en función de ρf_y para diferentes valores de la resistencia prismática f'_m. En esta figura se indican los límites superiores representados por la cuantía de balance, y también se muestra la cuantía mínima establecida en el Art. 6. 2. 3. 1 de la norma NCh 1928 para evitar la falla frágil en el instante del fisuramiento inicial por flexo-tracción.

Las expresiones para la cuantía de balance y para el momento último de vigas doblemente armadas se pueden consultar en Hidalgo *et al.* (10), para los casos en que el refuerzo en compresión está y no está en fluencia en el instante que se alcanza el momento último. El caso de la flexo-compresión y la construcción de la curva de interacción en rotura también está detallado en esa publicación. Sólo cabe destacar que la fuerza axial de compresión del punto de rotura balanceada tiene expresiones diferentes según que el refuerzo en compresión se encuentre o no en fluencia en el instante de la rotura. La deformación unitaria de este refuerzo en la condición de balance está dada por

$$\varepsilon'_{sb} = \frac{f_y}{E_s(1+\gamma)} \left[\gamma \left(1 + \frac{2 E_s \varepsilon_{mu}}{f_y}\right) - 1\right] \tag{7}$$

en que

$$\gamma = \frac{d - d'}{d + d'} \tag{8}$$

Si $\varepsilon'_{sb} \geq f_y/E_s$, y la sección es rectangular con ancho b con armadura simétrica ($A_s = A'_s$), la carga axial de balance está dada por

$$P_b = \frac{2}{3} bd f'_m \cdot \frac{E_s \varepsilon_{mu}}{E_s \varepsilon_{mu} + f_y} \tag{9}$$

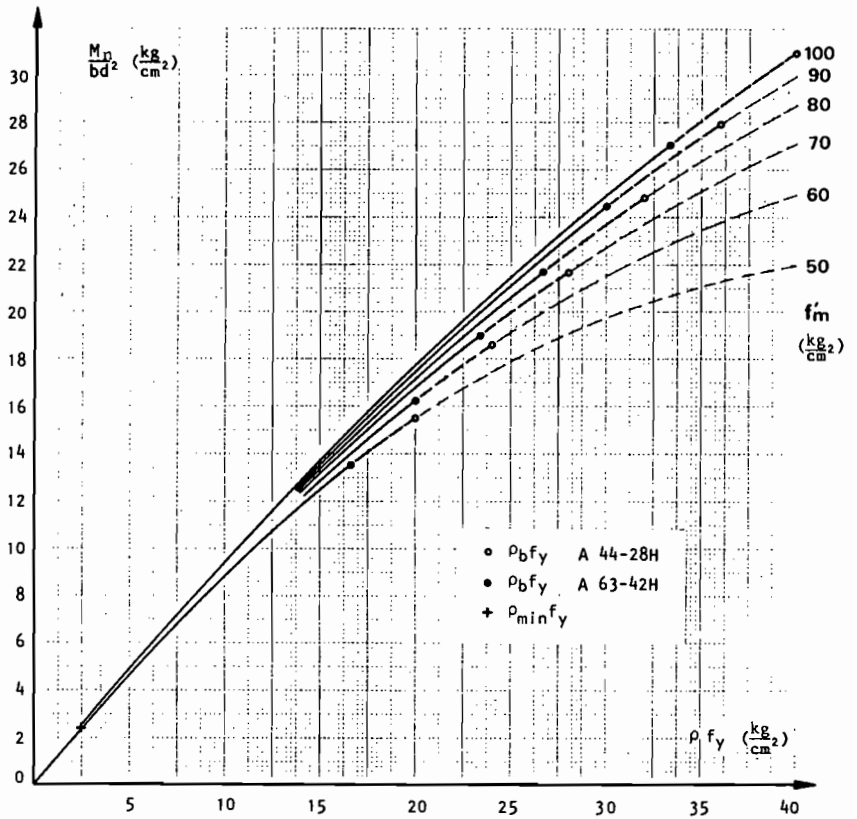


Fig. 11. Momento último de secciones rectangulares simplemente armadas.

Si $\varepsilon'_{sb} < f_y/E_s$, la carga axial de balance depende de la armadura $A_s = A'_s$ y está dada por la expresión

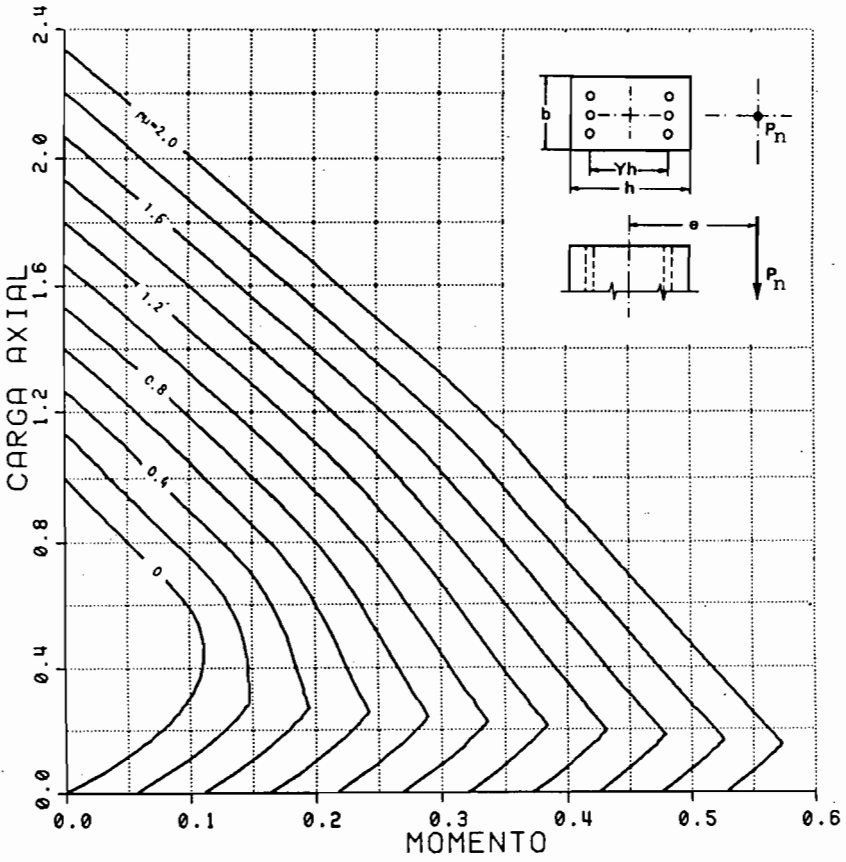
$$P_b = \frac{2}{3}\ bd\ f'_m \cdot \frac{E_s\ \varepsilon_{mu}}{E_s\ \varepsilon_{mu} + f_y} - A_s\ (f_y - E_s\ \varepsilon'_{sb}) \qquad (10)$$

La Fig. 12 muestra la curva de interacción de una sección rectangular con $\gamma = 0{,}8$ para armadura de refuerzo con $f_y = 4200$ kg/cm^2. Mayores detalles sobre el comportamiento en flexo-compresión y curvas de interacción para otros valores de γ y f_y pueden consultarse en Hidalgo *et al.* (10). Debe considerarse además que el código UBC limita la carga axial máxima de diseño a través de:

$\gamma = 0.8$

$f_y = 4200\ kg/cm^2$

$\varepsilon_{mu} = 0.002$



$$\text{Carga axial} = K = \frac{P_n}{f'_m\, bh} \qquad \rho = \frac{A_s + A'_s}{bh} = \frac{2A_s}{bh}$$

$$\text{Momento} = K \cdot \frac{e}{h} = \frac{P_n \cdot e}{f'_m\, bh^2} \qquad \mu = \frac{f_y}{\frac{2}{3} f'_m}$$

Fig. 12. Curvas de interacción en rotura para columnas de sección rectangular armadas simétricamente.

$$P_u \leq 0{,}80\ \phi\ P_{no} \tag{11}$$

en que

$$P_{no} = 0{,}85\ f'_m\ (A_n - 2A_s) + 2\ f_y\ A_s \tag{12}$$

es la carga axial de rotura cuando no existe momento flector. En la expresión (12) ha sido indispensable recurrir al modelo del bloque de compresiones rectangular con valor máximo 0,85 f'_m, ya que el modelo con distribución parabólica de tensiones de compresión no permite obtener una carga axial de compresión P_{no} asociada a un momento flector nulo.

d) *Resistencia última al esfuerzo de corte*

Los resultados experimentales de los ensayos de muros cargados horizontal y cíclicamente en su plano demuestran que, al igual que en el caso del hormigón armado, la resistencia total al esfuerzo de corte puede descomponerse en una contribución de la albañilería más la contribución del refuerzo horizontal del muro (14, 16). La diferencia más importante con el caso de la resistencia al esfuerzo de corte de muros de hormigón armado es la menor contribución que se puede obtener del refuerzo en el caso de la albañilería armada, tal como se discutirá a continuación. Por lo tanto, si la resistencia nominal que se debe proveer se obtiene del esfuerzo de corte solicitante V_u.

$$V_n \geq \frac{V_u}{\phi} \tag{13}$$

se puede suponer que V_n está proporcionado por la suma de las contribuciones de la albañilería y el refuerzo horizontal.

$$V_n = V_m + V_s \tag{14}$$

Las expresiones para V_m y V_s que se proponen a continuación difieren de las estipuladas en el código UBC (12), y se basan en los resultados experimentales indicados en la Fig. 5 y que fueron obtenidos tanto en la Universidad de California, Berkeley, como en la P. Universidad Católica de Chile (14).

$$V_m = 2{,}50\ A_{mv}\ v_m \tag{15}$$

$$V_s = 2{,}50\, A_{mv}\, v_m \cdot \frac{\rho_h}{0{,}006} \leq V_m \qquad (16)$$

en que A_{mv} es el área neta de la sección de albañilería medida paralelamente a la dirección de la acción sísmica, ρ_h es la cuantía de armadura horizontal y v_m es la tensión admisible al esfuerzo de corte de la albañilería especificada en el código UBC para el diseño por tensiones admisibles.

$$v_m\ (\text{psi}) = \begin{cases} \frac{1}{3}\left(4 - \frac{M}{Vd}\right)\sqrt{f'_m} < 80 - 45\,\frac{M}{Vd}\ (\text{psi}) & \text{si } \frac{M}{Vd} < 1 \\ \sqrt{f'_m} < 35\ (\text{psi}) & \text{si } \frac{M}{Vd} \geq 1 \end{cases} \qquad (17a)$$

en que el valor de f'_m debe usarse en psi. Si el valor de f'_m se usa en kg/cm^2, las expresiones son las siguientes:

$$v_m\ (kg/cm^2) = \begin{cases} 0{,}088\left(4 - \frac{M}{Vd}\right)\sqrt{f'_m} < 5{,}58 - 3{,}14\,\frac{M}{Vd}\ (kg/cm^2) & \text{si } \frac{M}{Vd} \\ 0{,}264\sqrt{f'_m} < 2{,}44\ (kg/cm^2) & \text{si } \frac{M}{Vd} \geq 1 \end{cases} \qquad (1$$

El código UBC (12) usa la expresión (14), pero estima en forma diferente las contribuciones de la albañilería y el refuerzo horizontal.

$$\frac{V_m}{A_{mv}}\ (\text{psi}) = \begin{cases} 2{,}4\sqrt{f'_m} & \frac{M}{Vd} \leq 0{,}25 \\ \left(2{,}8 - 1{,}6\,\frac{M}{Vd}\right)\sqrt{f'_m} & 0{,}25 < \frac{M}{Vd} < 1{,}00 \\ 1{,}2\sqrt{f'_m} & \frac{M}{Vd} \geq 1{,}00 \end{cases} \qquad (18)$$

$$V_s = A_{mv}\, \rho_h\, f_y \qquad (19)$$

Además, limita el valor de la resistencia nominal al esfuerzo de corte a través de

$$\frac{V_n^{max}}{A_{mv}}\ (psi) = \begin{cases} 6\sqrt{f'_m} & \frac{M}{Vd} \leq 0{,}25 \\ \frac{4}{3}\left(5 - 2\,\frac{M}{Vd}\right)\sqrt{f'_m} & 0{,}25 < \frac{M}{Vd} < 1{,}00 \\ 4\sqrt{f'_m} & \frac{M}{Vd} \geq 1{,}00 \end{cases} \qquad (20)$$

En el caso en que la resistencia nominal al esfuerzo de corte sea mayor que el esfuerzo de corte asociado al desarrollo de la resistencia nominal a flexión del muro, o sea, cuando se hace más probable el modo de falla por flexión, el código UBC define dos zonas de esfuerzo de corte:

i) En la zona basal del muro limitada por una altura igual a la longitud del muro, se desprecia la contribución de la albañilería a la resistencia al esfuerzo de corte, y el esfuerzo solicitante se calcula a una altura igual a la mitad de la longitud del muro sobre el nivel basal, siempre que este valor no exceda la mitad de la altura de entrepiso.

ii) Fuera de la zona basal definida anteriormente se puede contar con la contribución de la albañilería de acuerdo a la expresión (14).

En adición a lo anterior, el código UBC establece que el porcentaje de la armadura vertical del muro no debe ser inferior a la mitad de la armadura horizontal.

Es interesante comparar en primer término la proposición para estimar la resistencia nominal al esfuerzo de corte, representada por las expresiones (15), (16) y (17), con la del código UBC expresada por (18), (19) y (20). En la Fig. 13 se grafica la comparación entre ambas formulaciones para dos valores de la resistencia prismática f'_m; se puede observar en primer lugar que la proposición efectuada en este trabajo es menos conservadora que la del código UBC respecto a la estimación de la contribución de la albañilería a la resistencia del muro al esfuerzo de corte. Sin embargo, hay que considerar que la proposición ya es bastante

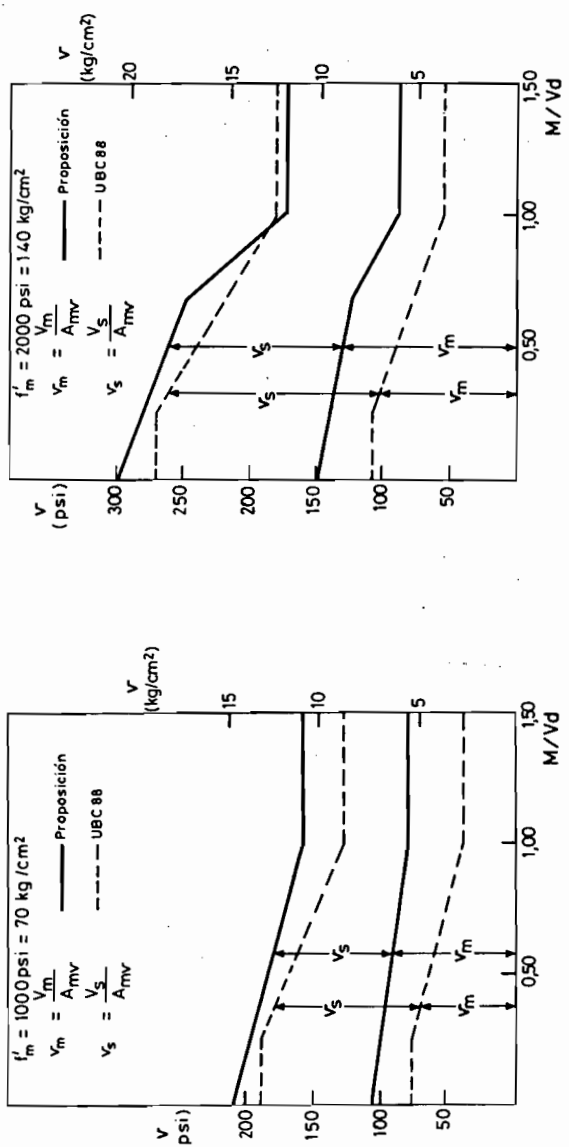


Fig. 13. Resistencia nominal de muros al esfuerzo de corte. Proposición vs. Código UBC 88.

conservadora si se observan los resultados experimentales (Fig. 5), de donde se puede apreciar el exagerado grado de conservantismo que el código UBC está adoptando en esta materia. Si la comparación se hace en base al máximo esfuerzo de corte para el que se puede diseñar un muro, la diferencia entre ambas formulaciones es bastante menor, especialmente en el caso de las albañilerías de mejor calidad. Resulta claro de esta comparación que el código UBC confía en mayor grado en la contribución de la armadura de refuerzo y en menor grado en la de la albañilería, lo cual conduce finalmente al uso de mayores cantidades de armadura de refuerzo en comparación a la proposición de este trabajo. Existen argumentos experimentales que avalan el tener una menor confianza en la contribución del refuerzo al esfuerzo de corte del muro. Por una parte, los resultados de los ensayos desarrollados en la Universidad de California, Berkeley, demostraron que el anclaje de las barras en el hormigón de relleno es generalmente insuficiente para desarrollar la tensión de fluencia en la armadura horizontal (3); además, los ensayos ejecutados en Chile con muros armados con escalerillas han demostrado que la falta de ductilidad de este refuerzo no permite contar simultáneamente con la totalidad de la capacidad resistente del refuerzo (16). Por lo tanto, se justifica el usar expresiones de diseño que entreguen menor responsabilidad de resistencia al refuerzo horizontal de los muros.

El otro aspecto interesante de analizar es la comparación entre el diseño elástico o por tensiones admisibles estipulado en la norma NCh 1928 y el diseño por resistencia que se ha propuesto, para el caso del diseño al esfuerzo de corte. Esta comparación se presenta a través de la contribución de la albañilería, ya que el máximo esfuerzo de corte que se acepta en un muro es función de dicha contribución para ambos tipos de diseño. El análisis comparativo se muestra en la Tabla 10, y en ella se supone que la solicitación sísmica E es la provista por el documento NCh 433. cR 89 que, como ya se ha discutido, es idéntica a la estipulada en las normas NCh 433 y NCh 1928 actualmente vigentes. También se ha expresado la contribución de la albañilería a través del término v_m definido en las expresiones (17); en el caso del diseño por tensiones admisibles, debe considerarse que la contribución de la albañilería es una fracción del valor de v_m, que varía entre 0,95 (M = 0) y 0,72 (M ≥ Vd) para f'_m = 70 kg/cm^2, y entre 0,67 (M = 0) y 0,78 (M ≥ Vd) para f'_m = 140 kg/cm^2. Esta variación se ha expresado por un factor aproximado de 0,80 en el análisis de la Tabla 10. Además, se ha considerado el coeficiente de amplificación de 1,33 para las tensiones admisibles contemplado en NCh 1928 y el factor ϕ = 0,60 para el diseño por resistencia. Los resultados expresados en la Tabla 10 muestran que ambos tipos de diseño son

TABLA 10
COMPARACIÓN ENTRE DISEÑOS AL ESFUERZO DE CORTE.
TENSIONES ADMISIBLES VS. DISEÑO POR RESISTENCIA

Tipo de diseño	Solicitación sísmica	Resistencia	Solicitación / Resistencia
Tensiones admisibles	E	$1{,}33 \cdot 0{,}8\ v_m$	$0{,}94 \frac{E}{v_m}$
Resistencia	1,40E	$0{,}60 \cdot 2{,}50\ v_m$	$0{,}93 \frac{E}{v_m}$

congruentes, requisito que es muy deseable cuando se estudia la formulación del diseño por resistencia.

También es necesario analizar la conveniencia de adoptar en Chile la disposición del código UBC que define dos zonas de esfuerzo de corte en la zona basal de los muros. Hay que recordar que ello sólo rige cuando se espera que el modo de falla del muro sea por flexión, lo cual es bastante poco probable con la altura de edificios de albañilería armada que se usan en Chile.

Por último, se estima conveniente el adoptar la limitación de diseño que exige que la armadura vertical distribuida sea igual o mayor que la mitad de la armadura horizontal. A esta limitación deben agregarse en el diseño por resistencia todas las disposiciones del capítulo 6 de la norma NCh 1928, particularmente, las incluidas en el párrafor 6.4 para los muros.

AGRADECIMIENTOS

El desarrollo de las investigaciones chilenas en las que se ha basado el presente trabajo ha sido posible gracias a la participación de numerosos profesores, ingenieros civiles y alumnos, al respaldo otorgado por el Instituto Nacional de Normalización y al financiamiento aportado por varias instituciones. Entre ellas se agradece el apoyo de la Dirección de Investigación de la P. Universidad Católica de Chile, del Consejo Superior de Desarrollo Tecnológico, del Ministerio de Vivienda y Urbanismo, el Instituto Chileno del Cemento y del Hormigón, de las fábricas PRINCESA, INEIN Soc. Ltda. y Grau S.A., de los laboratorios DICTUC e IDIEM y de la National Science Foundation de los Estados Unidos de Norteamérica.

REFERENCIAS

1. HIDALGO, P., C. LÜDERS (1986). *La Norma Chilena para el Diseño de Edificios de Albañilería Armada*, Revista Apuntes de Ingeniería Nº 22, pp. 33 a 51, Escuela de Ingeniería, P. Universidad Católica de Chile, Santiago, Chile.
2. CRUZ, E., P. HIDALGO, C. LÜDERS, R. RIDDELL, F. RODRÍGUEZ, J. TRONCOSO, M. VAN SINT JAN, J. VÁSQUEZ (1988). *Lecciones del Sismo del 3 de marzo de 1985*, Instituto Chileno del Cemento y del Hormigón, Santiago, Chile.
3. HIDALGO, P., H. MC NIVEN (1980). *Seismic Behavior of Masonry Buildings*, Seventh World Conference on Earthquake Engineering, Vol. 7, pp. 111 a 118, Estambul, Turquía.
4. PRIESTLEY, M.J.N. (1977). *Seismic Resistance of Reinforced Concrete Masonry Shear Walls with High Steel Percentages*, Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, Vol. 10, Nº 1, Wellington, Nueva Zelandia.
5. Instituto Nacional de Normalización (1983). *Albañilería Armada-Recomendaciones para el Diseño, Cálculo, Construcción e Inspección.* Especificación Técnica 20/81, 4ª edición, INN, Santiago, Chile.
6. Instituto Nacional de Normalización (1986). *Albañilería Armada-Requisitos para el Diseño y Cálculo.* Norma NCh 1928 Of. 86, INN, Santiago, Chile.
7. International Conference of Building Officials (1982). *Uniform Building Code* ICBO, Whittier, California, USA.
8. HIDALGO, P., M. ASTROZA, F. OSORIO, E. BECKMANN (1982). *Características Mecánicas de la Albañilería*, Primeras Jornadas Chilenas del Hormigón Estructural, pp. B-1 a B-20, Santiago, Chile.
9. HIDALGO, P., C. LÜDERS (1982a). *La Resistencia Prismática y la Resistencia al Esfuerzo de Corte de Muros de Albañilería.* Primeras Jornadas Chilenas del Hormigón Estructural, pp. B-21 a B-42, Santiago, Chile.
10. HIDALGO, P., C. LÜDERS, L. CIFUENTES (1983a). *Curvas Tensión-Deformación de la Albañilería y su Uso para Determinar la Capacidad Última de Elementos de Albañilería Armada*, Departamento de Ingeniería Estructural, DIE Nº 83-2, Escuela de Ingeniería, P. Universidad Católica de Chile, Santiago, Chile.
11. HIDALGO, P., C. LÜDERS, L. CIFUENTES (1983b). *Relación Tensión-Deformación de Elementos Estructurales de Albañilería en Compresión Simple*, XXII Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural, Vol. 2, pp. D-5.1 a D-5.15, Santiago, Chile.
12. International Conference of Building Officials (1988). *Uniform Building Code* ICBO, Whittier, California, USA.
13. HIDALGO, P., C. LÜDERS (1982b). *Limitaciones de Cuantía para Elementos Flexurales de Albañilería Armada.* Primeras Jornadas Chilenas del Hormigón Estructural, pp. D-27 a D-43, Santiago, Chile.
14. HIDALGO, P., C. LÜDERS (1987). *Resistencia al Esfuerzo de Corte de Muros de Albañilería Armada Sometidas a Solicitaciones Sísmicas.* XXIV Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural (Colloquia 87), Vol. 1, pp. 1 a 15, Puerto Alegre, Brasil.
15. LÜDERS, C., P. HIDALGO (1984). *Modos de Falla en Muros de Albañilería Armada*

Sometidos a Cargas Horizontales Cíclicas, Tercera Conferencia Latinoamericana en Ingeniería Sismorreristente, Guayaquil, Ecuador.

16. LÜDERS, C., P. HIDALGO (1986). *Influencia del Refuerzo Horizontal en el Comportamiento Sísmico de Muros de Albañilería Armada*, Cuartas Jornadas Chilenas de
17. Dirección de Arquitectura (1983). *Manual para la Construcción y Diseño de Edificios de Albañilería Armada de Bloques de Cemento y Ladrillos Cerámicos.* Ministerio de Obras Públicas, Santiago, Chile.
18. JORDÁN, R., P. HIDALGO, C. LÜDERS (1986). *Diseño Sísmico de Edificios de Albañilería Armada en Chile*, Cuartas Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica, Tomo 2, pp. I-123 a I-140. Viña del Mar, Chile.
19. SVEINSSON, B., R. MAYES, H. MC NIVEN (1981). *Evaluación of Seismic Design Provisions for Masonry in the United States.* EERC Report Nº UCB/EERC 81/10, University of California, Berkeley, California, USA.
20. Instituto Nacional de Normalización (1972). *Cálculo Antisísmico de Edificios.* Norma NCh 433 Of. 72, INN, Santiago, Chile.
21. HIDALGO, P., E. CRUZ (1988). *Estimation of Base Shear Coefficient for the Chilean Earthquake of March 3, 1985, Based on the Response of Reinforced Masonry Buildings*, Ninth World Conference on Earthquake Engineering, Vol. VIII, pp. 1135 a 1140, Tokio, Kioto, Japón.
22. HIDALGO, P., E. CRUZ (1989). *Evaluación de las Disposiciones de la Norma Chilena para el Diseño Sismorresistente de Edificios de Albañilería Armada*, Quintas Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica, Vol. 2, pp. 985 a 994, Santiago, Chile.
23. Instituto Nacional de Normalización (1989). *Diseño Sísmico de Edificios*, Proyecto de norma en consulta pública. NCh 433.cR89, INN, Santiago, Chile.