DISEÑO SISMICO DE FICIOS - 1981

FECHA	HORARIO	T E M A	PROFESOR
27 de julio	17:00 a 19:00	LECCIONES DE SISMOS RECIENTES	M. en C. ENRIQUE DEL VALLE
	19:00 a 21:00	CRITERIOS DE DISEÑO SISMICO	DR. ROBERTO MELI
29 de julio	17:00 a 19:00	CRITERIOS DE DISEÑO SISMICO	M. en C. ENRIQUE DEL VALLE
	19:00 a 21:00	COMPORTAMIENTO DE MATERIALES Y ELEMENTOS	DR. ROBERTO MELI
31 de julio	17:00 a 19:00	CRITERIOS DE ESTRUCTURACION	M. en C. ENRIQUE DEL VALLE
	19:00 a 21:00	METODOS DE ANALISIS SISMICO	DR. OCTAVIO RASCON
3 de agosto	17:00 a 19:00	ANALISIS ANTE CARGAS LATERALES	DR. ENRIQUE BAZAN
	19:00 a 21:00	METODOS DE ANALISIS SISMICO	DR. OCTAVIO RASCON
5 de agosto	17:00 a 19:00	ANALISIS ANTE CARGAS LATERALES	DR. ENRIQUE BAZAN
	19:00 a 21:00	ESTRUCTURAS DE CONCRETO	DR. ROBERTO MELI
7 de agosto	17:00 a 19:00	ANALISIS ANTE CARGAS LATERALES	DR. ENRIQUE BAZAN
	19:00 a 21:00	ESTRUCTURAS DE CONCRETO	DR. ROBERTO MELI
10 de agosto	17:00 a 19:00	ESTRUCTURAS DE ACERO	ING. OSCAR DE BUEN
	19:00 a 21:00	ESTRUCTURAS DE CONCRETO	DR. ROBERTO MELI
12 de agosto	17:00 a 19:00	ESTRUCTURAS DE ACERO	ING. OSCAR DE BUEN
	19:00 a 21:00	EJEMPLOS DE DISEÑO SISMICO	M. en C. ENRIQUE DEL VALLE
14 de agosto	17:00 a 19:00	ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERIA	DR. OSCAR HERNANDEZ
	19:00 a 21:00	EJEMPLOS DE DISEÑO	M. en C. ENRIQUE DEL VALLE

EVALUACION DEL PERSONAL DOCENTE

CURSO: DISEÑO SISMICO DE EDIFICIOS

FECHA: 27 de julio al 14 de agosto 1981

	CONFERENCISTA	DOMINIO DEL TEMA	EFICIENCIA EN EL USO DE AYUDAS AUDIOVISUALES	MANTENIMIENTO DEL INTERES. (COMUNICACION CON LOS ASISTENTES, AMENIDAD, FACILIDAD DE EXPRESION).	PUNTUALIDAD	
1.	M en C Enrique del Valle Calderón					
2.	Dr Roberto Meli					
3.	Dr Octavio A Rascón Chavéz					
4.	Dr Enrique Bazan Zurita					
5.	Ing Ocar de Buen López de Heredia					
6.	Dr Oscar Hernández					
7.						
8.						
9.						
	ESCALA DE EVALUACION: 1 a 10					

EVALUACION DE LA ENSEÑANZA

SU EVALUACION SINCERA NOS AYUDARA A MEJORAR LOS PROGRAMAS POSTERIORES QUE DISEÑAREMOS PARA USTED.

	TEMA	ORGANIZACION Y DESARROLLO DEL TEMA	GRADO DE PROFUNDIDAD LOGRADO EN EL TEMA	GRADO DE ACTUALIZACION LOGRADO EN EL TEMA	UTILIDAD PRACTICA DEL TEMA	
1.	LECCIONES DE SISMOS RECIENTES					
2.	CRITERIOS DE DISEÑO SISMICO					
3.	COMPORTAMIENTO DE MATERIALES Y ELEMENTOS					
4.	CRITERIOS DE ESTRUCTURACION					
5.	METODOS DE ANALISIS SISMICOS					
6.	ANALISIS ANTE CARGAS LATERALES					
7.	ESTRUCTURAS DE CONCRETO					
8.	ESTRUCTURAS DE ACERO					
9.	EJEMPLOS DE DISEÑO SISMICO.					
	ESCALA DE EVALUACION: 1 a 10					

EVALUACION DEL CURSO

③

	CONCEPTO	EVALUACION
1	APLICACION INMEDIATA DE LOS CONCEPTOS EXPUESTOS	
2.	CLARIDAD CON QUE SE EXPUSIERON LOS TEMAS	
3.	GRADO DE ACTUALIZACION LOGRADO CON EL CURSO	
4.	CUMPLIMIENTO DE LOS OBJETIVOS DEL CURSO	
5.	CONTINUIDAD EN LOS TEMAS DEL CURSO	
6.	CALIDAD DE LAS NOTAS DEL CURSO	
7.	GRADO DE MOTIVACION LOGRADO CON EL CURSO	

ESCALA DE EVALUACION DE 1 A 10

1. ¿Qué le pareció el ambiente en la División de Educación Continua?

MUY AGRADABLE	AGRADABLE	DESAGRADABLE

2. Medio de comunicación por el que se enteró del curso:

PERIODICO EXCELSIOR. ANUNCIO TITULADO DI VISION DE EDUCACIÓN CONTINUA	PERIODICO NOVEDADES ANUNCIO TITULADO DI VISION DE EDUCACIÓN CONTINUA	POLLETO DEL CURSO

CARTEL MENSUAL	RADIO UNIVERSIDAD	COMUNICACION CARTA, TELEFONO, VERBAL, ETC.

REVISTAS TECNICAS	POLLETO ANUAL	CARTELERA UNAM "LOS UNIVERSITARIOS HOY"	GACETA UNAM

3. Medio de transporte utilizado para venir al Palacio de Minería:

AUTOMOVIL PARTICULAR	METRO	OTRO MEDIO

4. ¿Qué cambios haría usted en el programa para tratar de perfeccionar el curso?

_____

_____

_____

5. ¿Recomendaría el curso a otras personas?

SI	NO

6. ¿Qué cursos le gustaría que ofreciera la División de Educación Continua?

7. La coordinación académica fue:

EXCELENTE	BUENA	REGULAR	MALA

8. Si está interesado en tomar algún curso <u>intensivo</u> ¿Cuál es el horario más conveniente para usted?

LUNES A VIERNES DE 9 A 13 H. Y DE 14 A 18 H. (CON COMIDAS)	LUNES A VIERNES DE 17 A 21 H.	LUNES, MIERCOLES Y VIERNES DE 18 A 21 H.	MARTES Y JUEVES DE 18 A 21 H.

VIERNES DE 17 A 21 H. SABADOS DE 9 A 14 H.	VIERNES DE 17 A 21 H. SABADOS DE 9 A 13 Y DE 14 a 18 H.	O T R O

9. ¿Qué servicios adicionales desearía que tuviese la División de Educación Continua, para los asistentes?

10. Otras sugerencias:

DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.

VII CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERIA SISMICA

DISEÑO SISMICO DE EDIFICIOS

TEMA 1

COMPORTAMIENTO DE MATERIALES Y ELEMENTOS ESTRUCTURALES ANTE CARGAS REPETIDAS

DR. ROBERTO MELI PIRALLA

AGOSTO, 1981

GUIA DE ESTUDIO

DISEÑO SISMICO DE EDIFICIOS

TEMA 1: COMPORTAMIENTO DE MATERIALES Y ELEMENTOS ESTRUCTURALES ANTE CARGAS REPETIDAS (*Texto: Capítulo 13 de la Ref 1 pp 381 a 422*)

1. *Características que definen la respuesta sísmica*

La respuesta sísmica de una estructura depende de sus características carga-deformación ante cargas dinámicas alternadas.

La fisosofía implícita en los reglamentos de diseño admite que las estructuras sobrepasen el intervalo de comportamiento elástico bajo el efecto del sismo de diseño. Interesa por tanto el comportamiento hasta la ruptura.

La respuesta de la estructura completa depende de la de los elementos que la componen y esta de la de las secciones y de los materiales. Es necesario entonces conocer las relaciones esfuerzo-deformación de los principales materiales y elementos estructurales.

Una relación carga-deformación típica ante carga monotónicamente creciente se muestra en la fig 1. Los parámetros de la curva que interesan son rigidez, resistencia y ductilidad. De la rigidez dependen no solo las deformaciones que va a presentar la estructura bajo una acción dada, sino también la magnitud de la acción sísmica que esta va a tener que soportar. De la ductilidad depende esencialmente la capacidad de disipar la energía del sismo. Para muchos materiales es válida una idealización elastoplástica de la relación carga-deformación.

El factor de ductilidad Δ_u / Δ_y es la medida más común de la ductilidad; un material frágil tiene factor de ductilidad cercano a uno, como por ejemplo el concreto no reforzado sujeto a tensión; el acero de grado estructural puede alcanzar factores de ductilidad superiores a 20.

La ductilidad de una estructura en su conjunto es generalmente mucho menor que la ductilidad local que puede desarrollar una sección: depende del número de secciones que entran en fluencia antes del colapso de la estructura,

fig 2. Para el comportamiento sísmico de una estructura interesa su ductilidad global; para lograr un factor de ductilidad global alto se requiere que las secciones individuales tengan ductilidades grandes y que en el mecanismo de colapso de la estructura intervenga el mayor número posible de articulaciones plásticas.

Ante repeticiones de cargas alternadas la relación carga-deformación se modifica en forma más importante mientras más se sobrepase el intervalo "*Elástico*" de comportamiento, fig 3b. Las curvas descendentes (de descarga) difieren cada vez más de las de carga y se forman "*lazos*" o ciclos histeréticos. La respuesta sísmica depende fundamentalmente del área incluida en los lazos histeréticos que define la energía disipada por la estructura y por tanto su amortiguamiento histerético, fig 4.

En algunos materiales y en ciertos elementos estructurales las curvas histeréticas se asemejan a las de un comportamiento *elastoplástico* perfecto, fig 3c, en los que la curva para el primer ciclo de carga se mantiene aproximadamente constante ante repeticiones de ciclos y se tiene una gran capacidad de disipación de energía a través de ciclos histeréticos estables.

Otros materiales dan lugar también a ciclos histeréticos estables pero con una forma radicalmente distinta a la del primer ciclo y que incluye un área mucho menor que la que se tiene en un comportamiento elastoplástico, fig 3d; finalmente en otros casos se tiene un deterioro progresivo de rigidez y resistencia, fig 3e, que representa un daño irreversible en la estructura y una reducción progresiva de su capacidad de absorción de energía.

Se han propuesto diversos modelos téoricos del comportamiento histerético, los cuales se emplean para estudiar el comportamiento dinámico no lineal de estructuras (Masing, Ramberg-Osgood, Trilinear, etc).

El comportamiento sísmico en el intervalo inelástico depende esencialmente de las características de los ciclos histeréticos, el parámetro *ductilidad* no es suficiente para definir el comportamiento sísmico ya que a un mismo factor de ductilidad pueden corresponder capacidades muy distintas de disipación de energía.

Comportamiento ante cargas dinámicas y estáticas: La mayoría de los estudios sobre el comportamiento inelástico de estructuras se han realizado con ensayes ante pocos ciclos de carga estática alternadas. Se ha considerado siempre que esto es conservador con respecto al comportamiento ante cargas dinámicas; aunque hay algunos casos en que parece no ser así.

2. *Comportamiento de materiales (medido en especímenes estándar)*

a) *Concreto simple* (ref 2 pp 65 a 150)

La curva σ-ε en compresión y tensión, fig 5, muestra un comportamiento frágil en ambos casos. Las deformaciones de falla son pequeñas. El microagrietamiento causa desviaciones de la linealidad a partir de 0.4 f'_c y produce deformaciones irreversibles.

Efecto de la velocidad de carga, fig 6. Aumenta la resistencia y la rigidez, pero disminuye las deformaciones de falla, y vuelve más frágil el comportamiento.

Efecto del confinamiento en el concreto (ver ref 3 pp 20 a 30). Al aumentar el esfuerzo de confinamiento aumentan tanto la resistencia como la capacidad de deformación, fig 7; los resultados de ensayes de compresión triaxial son extrapolables para el estudio del efecto del confinamiento proporcionado por el refuerzo transversal. La diferencia de eficacia de un zuncho espiral y de estribos se muestra en la fig 7b. Con espiral puede incrementarse resistencia y ductilidad; con estribos solo ductilidad, pero en forma mucho menor que con espiral.

Efecto de la repetición de carga, fig 8. Para repeticiones esfuerzos altos de compresión el concreto no confinado se deteriora rápidamente.

b) *Acero estructural, de refuerzo y de presfuerzo* (ref 4 pp 42 a 64)

La curva esfuerzo-deformación del acero depende de su composición química y del tratamiento a que haya sido sometido. El módulo de elasticidad es cons

tante. El esfuerzo de fluencia (real o aparente) aumenta con el contenido de carbono y puede incrementarse por una reducción de área o por torcido efectuado en frío, fig 9. La meseta de fluencia se pierde a medida que aumenta f_y y si se trabaja en frío. La relación f_u/f_y y la ε_u disminuyen al aumentar f_y. Los factores de ductilidad son siempre grandes, exceden de 10 aún para los aceros menos dúctiles.

El efecto de la velocidad de carga en la resistencia y en la ductilidad es poco importante.

Ante el efecto de cargas alternadas que exceden la fluencia, el límite de proporcionalidad se reduce y la σ-ε se hace más redondeada (efecto de Bauschinger); los ciclos son muy estables y no muestran deterioro (fig 10).

c) *Otros materiales*

En los *metales* el comportamiento es cualitativamente como el del acero.

En la *mampostería* varía mucho según los materiales que la compongan (piezas y morteros). La fig 11 muestra algunas curvas típicas para mampostería, ref 5. El comportamiento en general muy frágil, especialmente cuando se emplean materiales de alta resistencia. El comportamiento ante cargas alternadas muestra un deterioro total a menos que se cuente con un refuerzo adecuado.

Las propiedades de la *madera* varían según la especie, la densidad, el contenido de humedad y son muy sensibles a la velocidad de aplicación de la carga, fig 12. El modo de falla del material es muy frágil aunque las estructuras de madera pueden tener alta disipación de energía si se detallan adecuadamente las uniones (ver capítulo correspondiente).

3. *Comportamiento de elementos estructurales*

3.1 Vigas y columnas de concreto reforzado (ver ref 3 pp 195 a 169)

a) *Flexión:* La relación momento-curvatura de secciones de concreto

reforzado se obtiene a partir de las hipótesis básicas del comportamiento del concreto en flexocompresión. Las curvas de la fig 13 muestran la influencia en la resistencia y la ductilidad de las cuantías de acero de tensión y compresión en su relación con la cuantía balanceada. Se concluye que si la cuantía de refuerzo de tensión es muy inferior a la balanceada se obtienen grandes ductilidades (comparables a las del acero). El refuerzo de compresión es de gran ayuda en incrementar la ductilidad. El efecto del refuerzo transversal en la relación momento curvatura de vigas se ve en la fig 14. El confinamiento que este proporciona aumenta la ductilidad cuando la falla es cercana a la balanceada.

b) *Flexocompresión:* La relación momento curvatura puede calcularse con el mismo procedimiento que para elementos en flexión. La ductilidad depende del nivel de carga axial (fig 15). Para falla de compresión la ductilidad es casi nula a menos que se cuente con confinamiento importante, fig 16. Para falla de tensión se tiene cierta ductilidad, pero solo para cargas axiales muy pequeñas esta es importante.

c) *Efecto de cargas repetidas en elementos en flexocompresión:* En flexión simple y con cuantías bajas de acero el comportamiento es cualitativamente como el del acero: gran ductilidad y poco deterioro. Puede predecirse con buena aproximación empleando las hipótesis para concreto en flexocompresión. El deterioro ocurre solo para deformaciones muy altas debido al pandeo del acero de compresión. La degradación es mucho mayor cuando hay esfuerzos cortantes altos en las secciones críticas (articulaciones plásticas) o también cuando hay posiblidad de deslizamiento de las barras por adherencia, ver fig 17. Importantes estudios al respecto han sido realizados en Berkeley (ref 6), y en Nueva Zelanda. Se recomiendan estribos poco espaciados para evitar pandeo de barras y para confinar el concreto, altas cuantías de acero de compresión y despreciar la contribución del concreto a la resistencia en cortante. En el tema de estructuras de concreto se tratará con mayor detalle este punto.

Cuando hay cargas axiales importantes la ductilidad es baja y el deterioro ante repetición de cargas es importante, fig 17c.

d) *Cortante, torsión y adherencia.* El modo de falla ante cortante y torsión es netamente frágil; aún cuando exista refuerzo transversal se gana poca ductilidad y el deterioro es muy rápido. Algo similar es el comportamiento cuando hay problemas de adherencia. Por tanto deben tomarse factores de seguridad mayores contra estos efectos que contra flexión.

3.2 *Elementos de concreto presforzado* (ver ref 7 pp 49 a 81)

Su comportamiento no difiere mucho del reforzado: pueden alcanzarse las mismas ductilidades siempre que la cuantía de refuerzo sea baja ($q \doteq 0.2$) y el nivel de carga vertical también. El admitir que ante el sismo de diseño fluya el acero de presfuerzo es debatible, porque si fluye se pierde el presfuerzo y es difícil restaurarlo.

Ante cargas repetidas el comportamiento es distinto: fig 18; se tiene mucho menos disipación de energía; por tanto para resistir un mismo sismo se requiere mayor resistencia o mayor deformación inelástica que en concreto reforzado, fig 19.

El empleo de elementos continuos presforzados es poco usual.

3.3 *Elementos de acero estructural* (ver ref 8 pp 125 a 159)

El comportamiento en flexión es sumamente dúctil, pero la ductilidad puede verse afectada por pandeo local o pandeo lateral después de la fluencia, fig 20. El efecto de Bauschinger suaviza el acero y lo hace más proponso al pandeo. Hay que restringir las dimensiones de las secciones para asegurar la plastificación total sin que ocurra pandeo o colocar atiezadores poco espaciados. Secciones compactas. En columnas la capacidad de rotación es muy reducida. La práctica recomendable es sobrediseñar las columnas de manera que las articulaciones plásticas se formen en las vigas.

Ante cargas alternadas los ciclos son muy estables, (si no hay problemas de pandeo) y hay gran disipación de energía, fig 21.

Hay que tener cuidado con las uniones: deben sobresideñarse porque normalmente son menos ductiles que las secciones de las vigas.

3.4 *Muros*

Son elementos que proporcionan gran rigidez a las estructuras y frecuentemente se requieren en edificios de mediana o gran altura para limitar las deflexiones a valores admisibles.

a) *Muros de concreto* (ver ref 3 pp 610 a 660). Su comportamiento depende esencialmente de su relación altura a longitud H/L (o más correctamente de $\frac{M}{VL}$). Usualmente H/L > 2 y son por lo tanto elementos de flexión con bajos niveles de carga axial. Se comportan como vigas; mucha ductilidad, fig 22. Ante cargas alternadas su absorción de energía es alta y su deterioro bajo si rige flexión, fig 23. Si rige cortante mucho deterioro, fig 24. En muros bajos rige cortante casi siempre y la falla es poco dúctil y hay mucho deterioro. Problemas en las vigas que acoplan los muros entre sí o con marcos (se verán con más detalle en el tema de Estructuras de Concreto).

b) *Muros de mampostería:* (ver ref 9). Son elementos rígidos y frágiles; aceptan muy poca deformación lateral. Requieren de confinamiento y/o refuerzo para tener cierta ductilidad, fig 25. Tienen mucho deterioro especialmente si las piezas son huecas. Pueden diseñarse para que rija flexión, entonces el comportamiento puede ser mucho más favorable.

REFERENCIAS

1. N M Newmark y E Rosenblueth "Fundamentals of Earthquake Engineering" Prentice Hall, 1971 .

2. A M Neville "Properties of Hardend Concrete" en *Reinforced Concrete Engineering*, editado por B Bresler. Vol 1, Cap 3, J Wiley, 1974

3. R Parks y T Paulay "Reinforced Concrete Structures" J Wiley, 1975

4. J F McDermott "Reinforcing Steel" en *Reinforced Concrete Engineering* Vol 1 Cap 2 editado por B Bresler, J Wiley, 1974

5. R Meli y A Reyes "Propiedades Mecáncias de la Mampostería" *Instituto de Ingeniería*, Informe No. 288 (Jul 1971)

6. V V Bertero y E P Popov "Hysteretic Behavior of Ductilie Moment-Resisting Reinforced Concrete Frame Components" Report No EERC 75-16 Univ of California, Berkeley, 1975

7. R W G Blakeley "Prestressed Concrete Design" en *Structural Design for Earthquakes*, publicado por Centre for Continuing Education, The University of Auckland N. Zeland 1972

8. G W Butcher "Steel Design" en *Structural Design for Earthquakes*, publicado por Centre for Continuing Education, Univ of Auckland, N Z 1972

9. R Meli "Comportamiento sísmico de muros de mampostería", *Instituto de Ingeniería*, Informe No. 352 Abr 1975

REFERENCIAS ADICIONALES

J A Blume, N M Newmark y L H Corning "Design of Multistory Reinforced Concrete Buiding for Earthquake Motions" Portland Cement Association, 1961

D J Dowrick "Earthquake Resistant Design", J Wiley, 1977

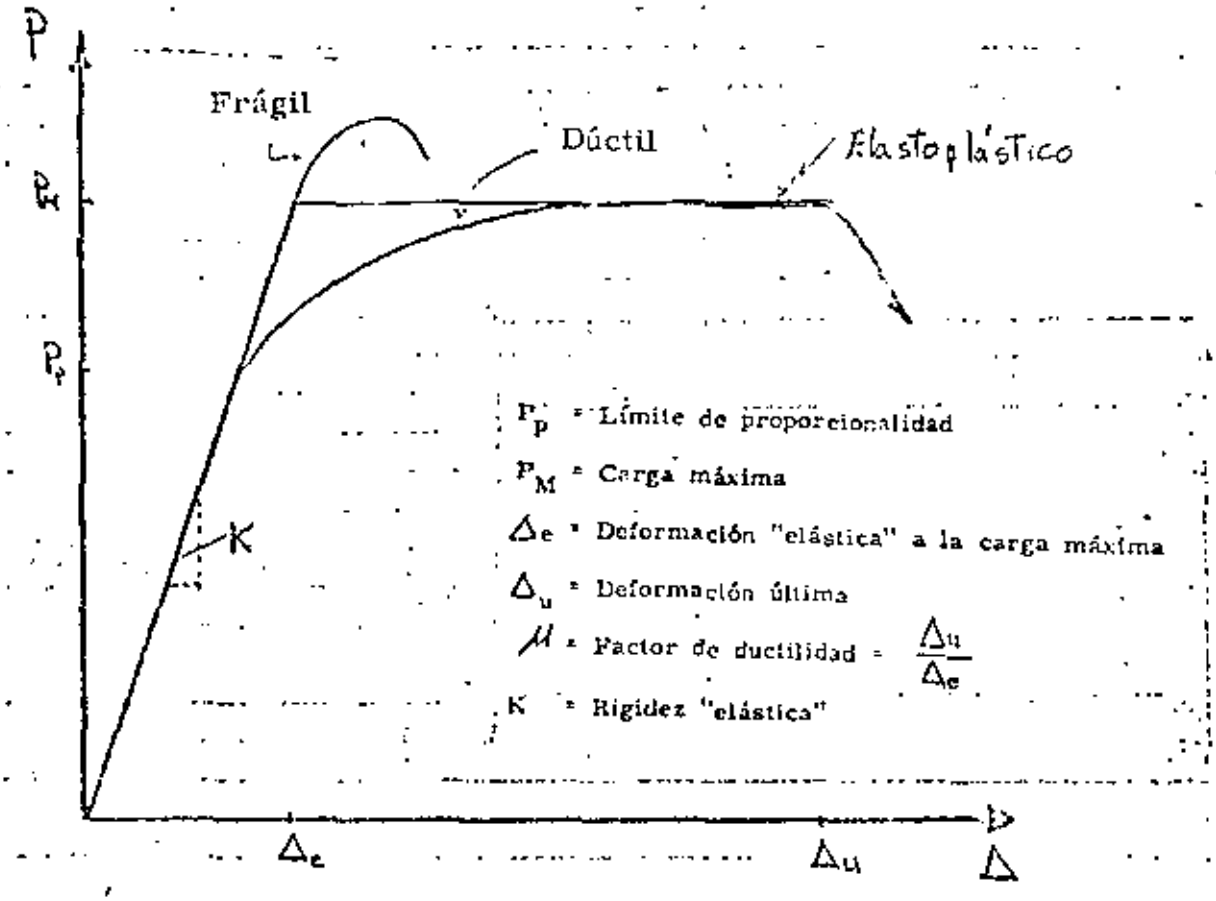
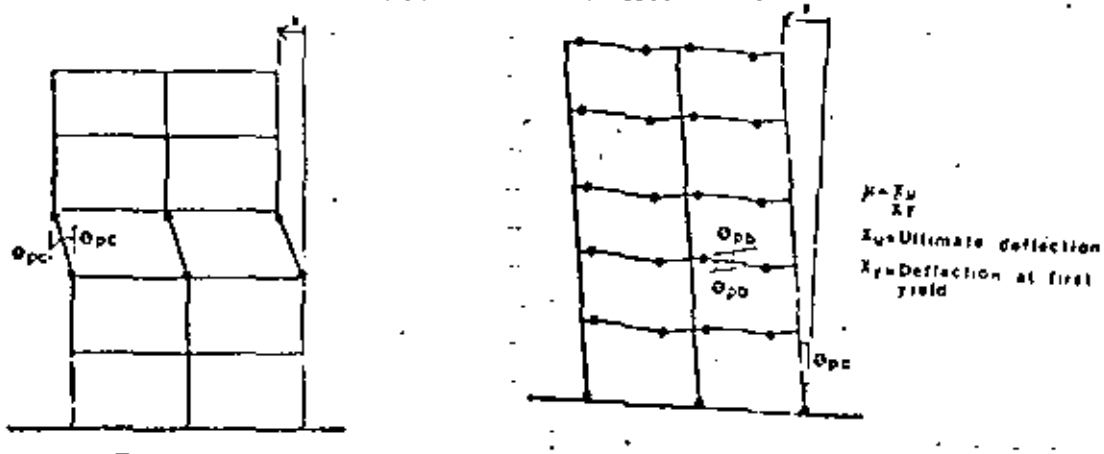


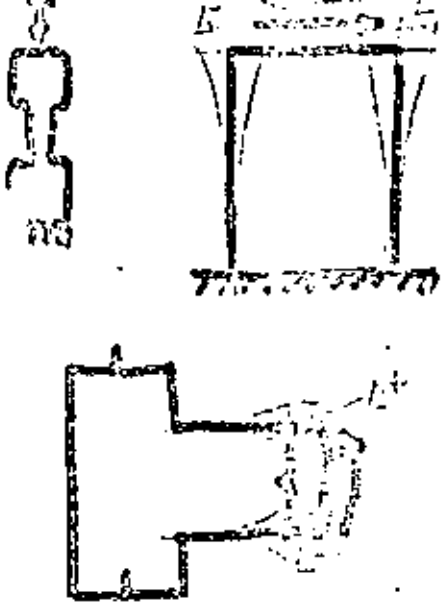
Fig 1 CURVA TIPICA CARGA-DEFORMACION DE UN ELEMENTO ESTRUCTURAL



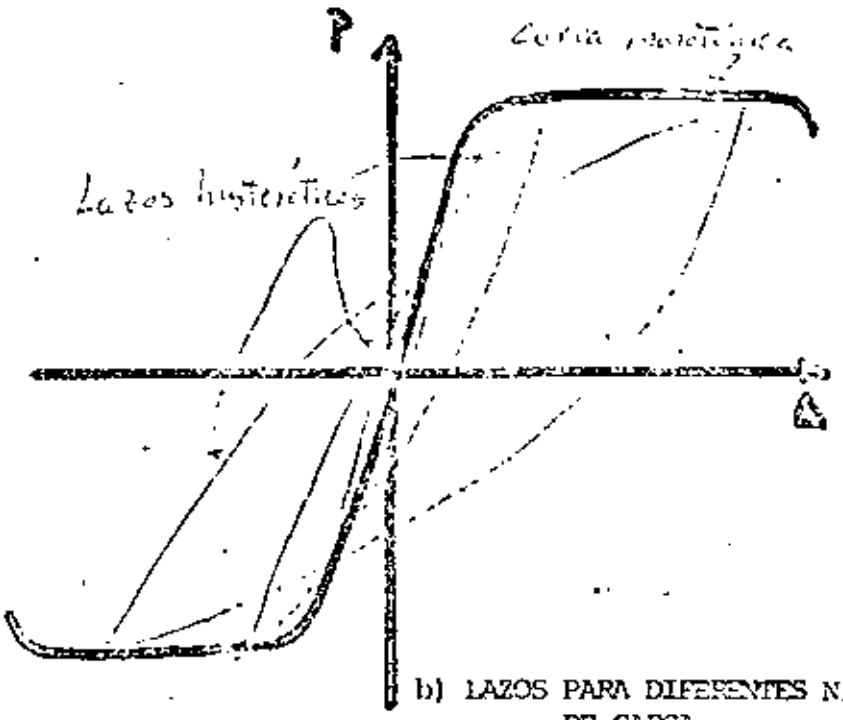
para $x_u/x_y = 4$ $\quad\quad$ para $x_u/x_y = 4$

$\theta_u/\theta_y = 122$ $\quad\quad$ $\theta_u/\theta_y = 18$

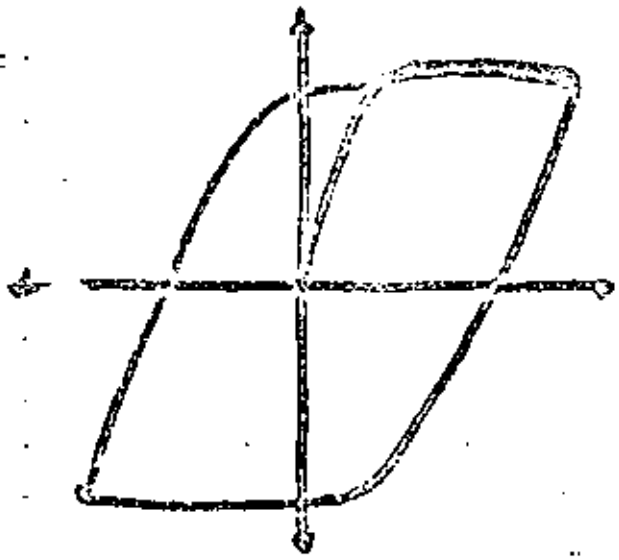
Fig 2 RELACION ENTRE DUCTILIDAD TOTAL Y DUCTILIDAD LOCAL DE UNA ESTRUCTURA



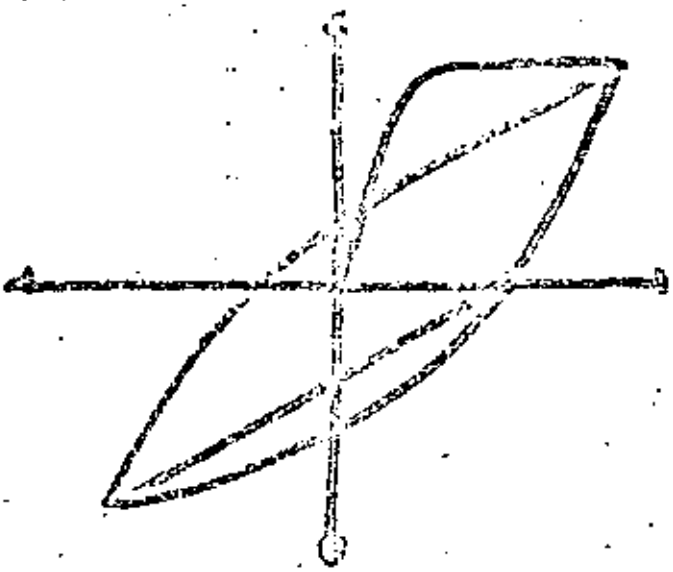
a) ENSAYES TIPICOS



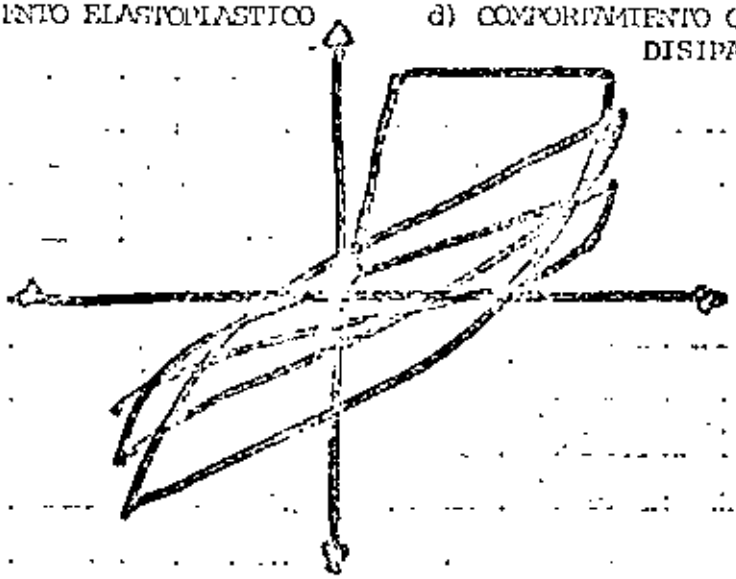
b) LAZOS PARA DIFERENTES NIVELES DE CARGA



c) COMPORTAMIENTO ELASTOPLASTICO



d) COMPORTAMIENTO CON DETERIORO DE CAPACIDAD DE DISIPACION DE ENERGIA



e) COMPORTAMIENTO CON DETERIORO DE RESISTENCIA

Fig 3 COMPORTAMIENTO HISTERETICO

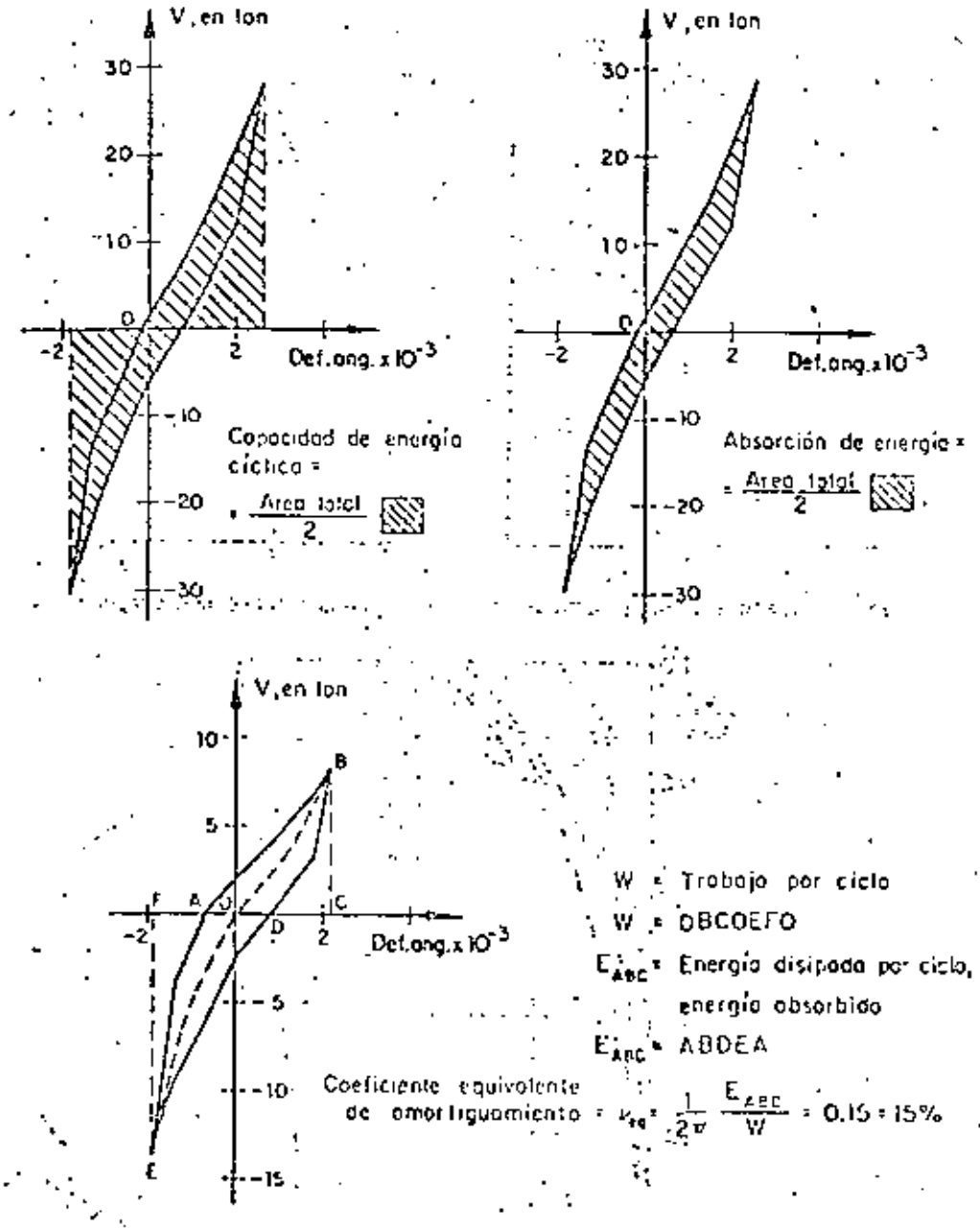


Fig 4 Definición de términos relacionados con la capacidad de disipación de energía

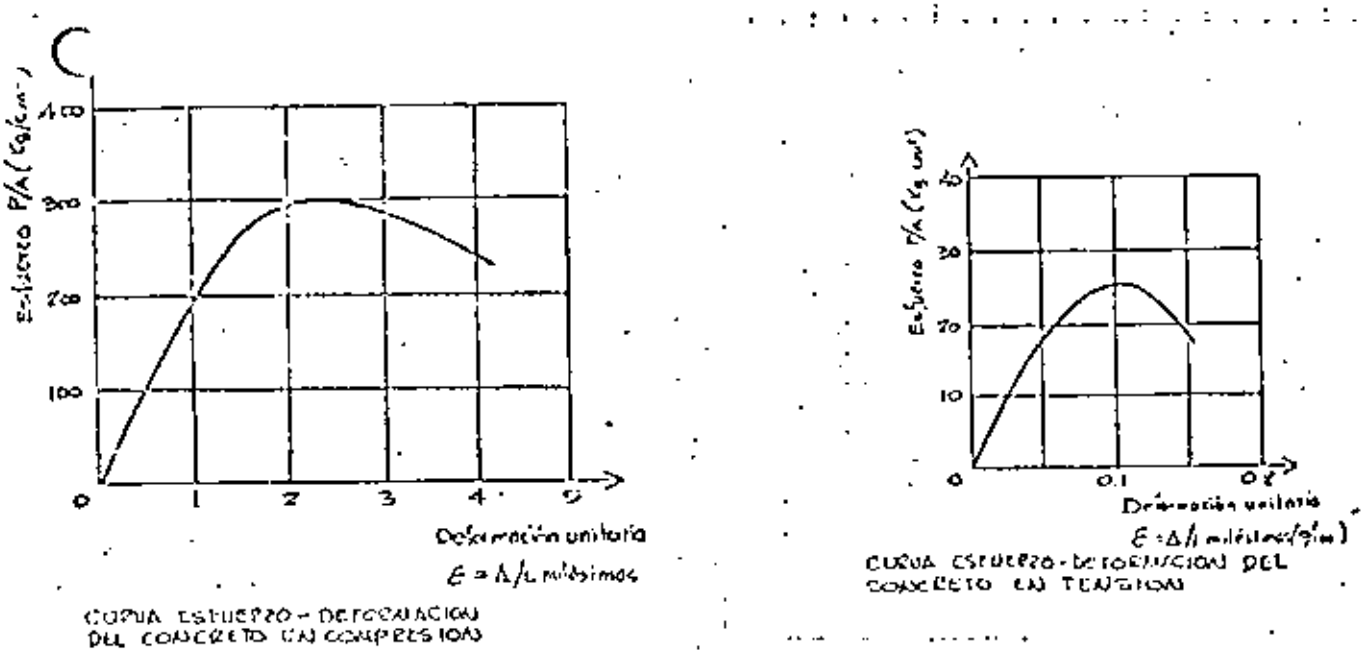


Fig 5 Curvas esfuerzo deformación del concreto simple

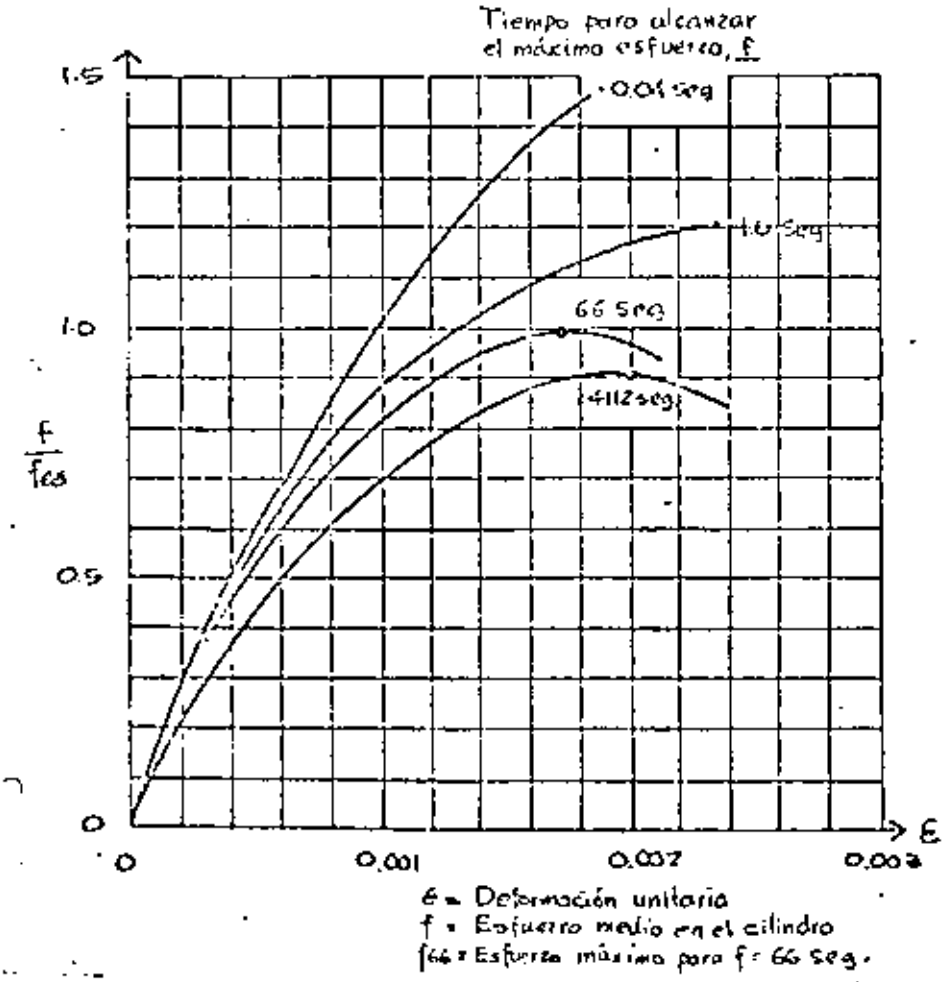
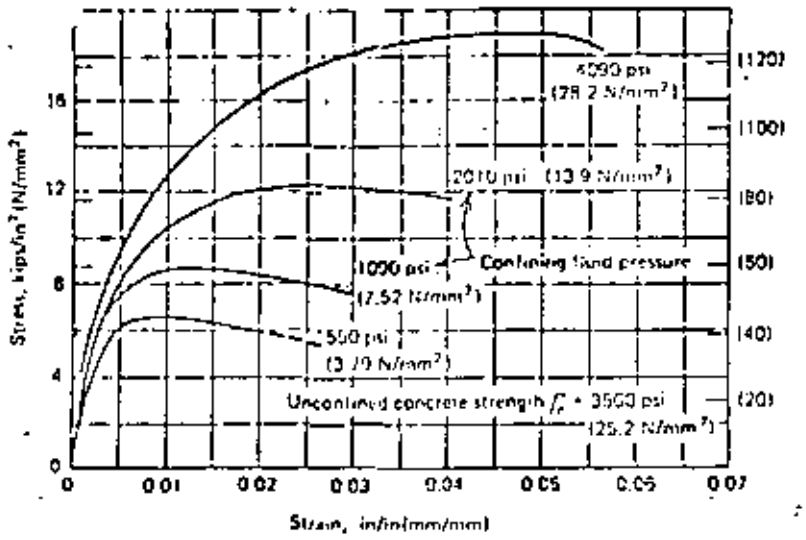
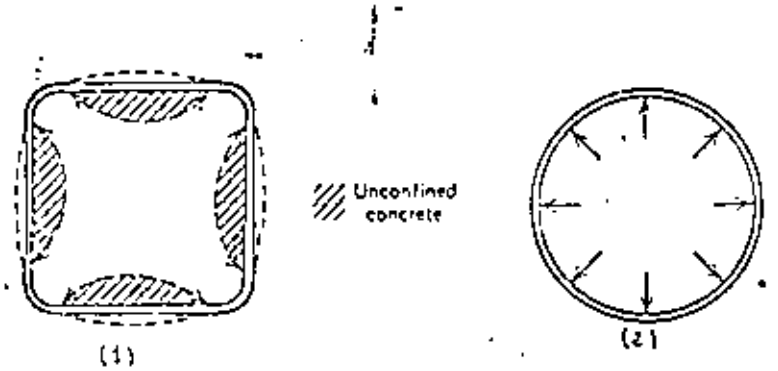


Fig 6 EFECTO DE LA VELOCIDAD DE CARGA (Hatano[7])

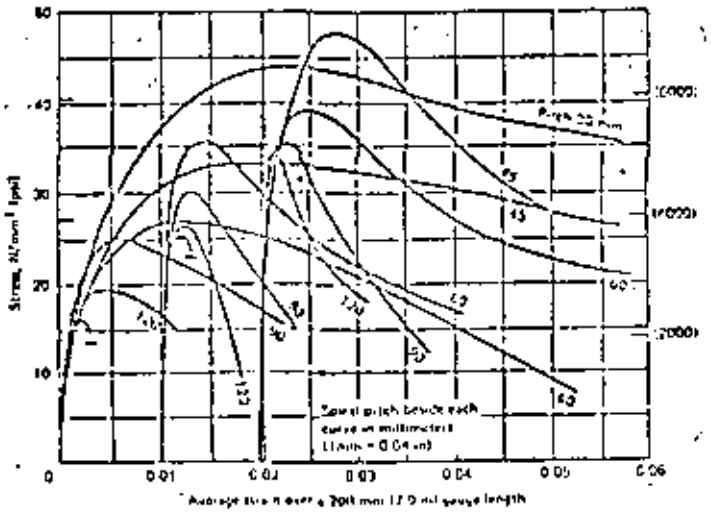


$$f'_{cc} = f'_c + 4.1f_l$$

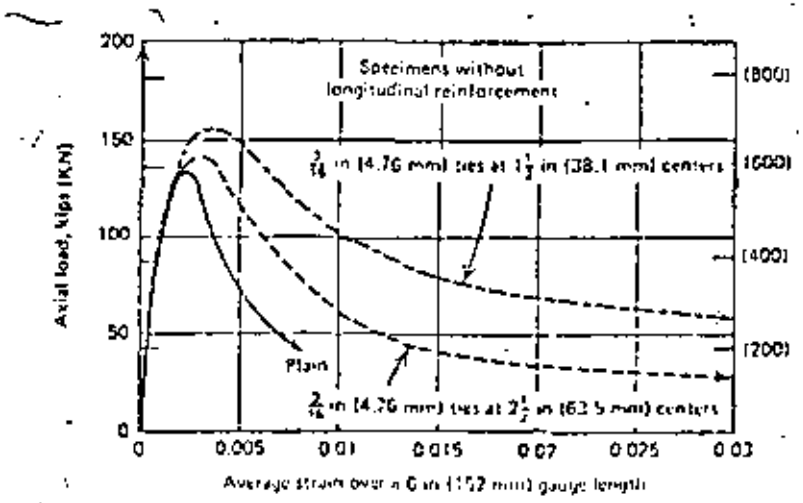
a) Resultados de ensayes a compresión triaxial



b) Confinamiento proporcionado por estribos (1) y por hélices (2)



c) Curvas esfuerzo deformación de cilindros de concreto reforzados con hélices 6.5 mm de diámetro, de acero grado estructural y distintos espaciamientos



d) Curvas esfuerzo deformación de prismas de concreto con diversos contenidos de estribos

Fig 7 Efecto del confinamiento en la curva esfuerzo deformación del concreto



Fig 8 Efecto de la repetición de esfuerzos de compresión en el concreto simple

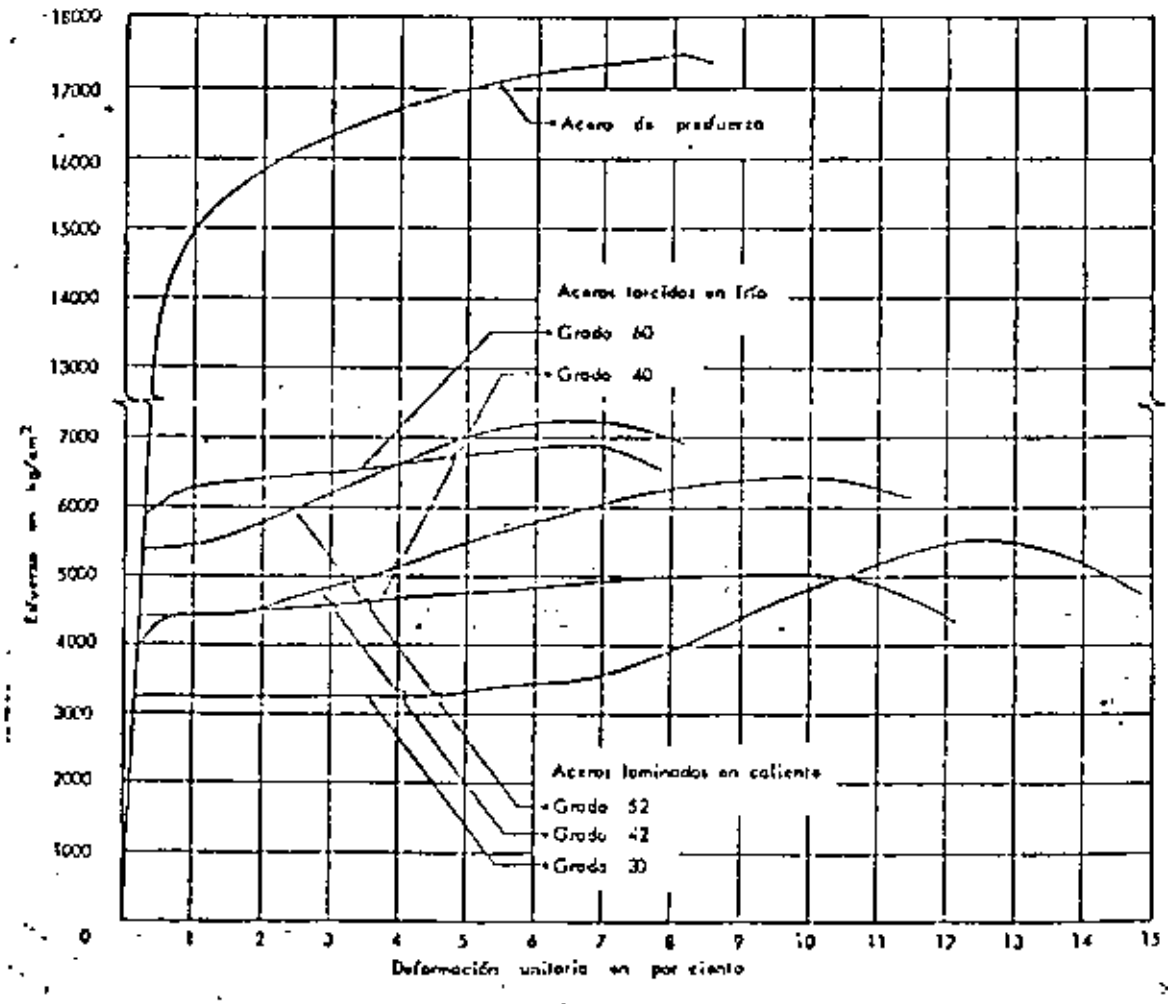


Fig 9 Curvas típicas esfuerzo-deformación para distintos tipos de acero de refuerzo

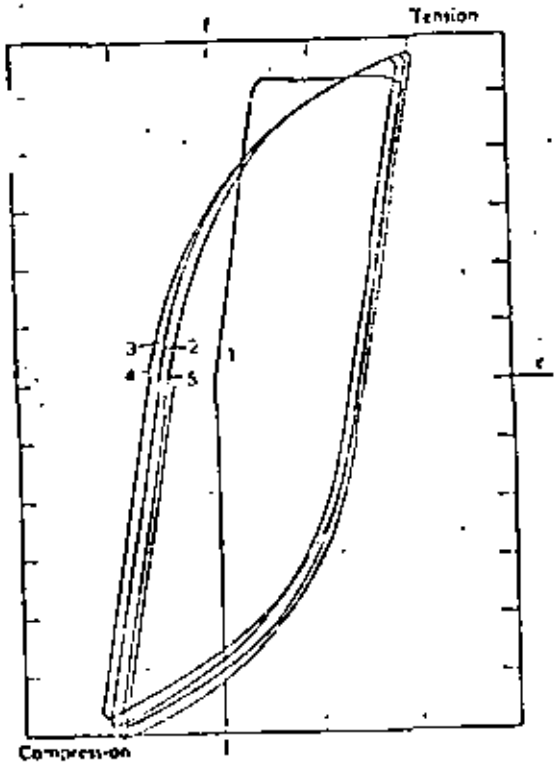


Fig 10 Ciclos histeréticos en una barra de refuerzo

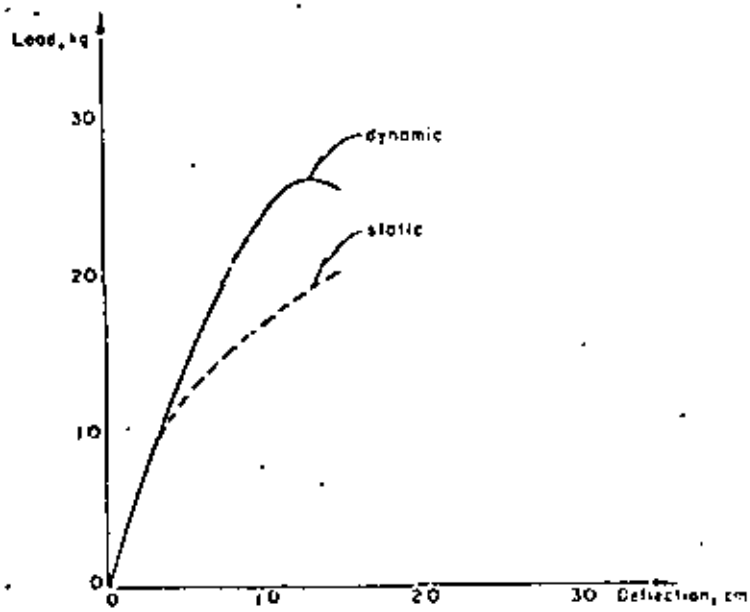
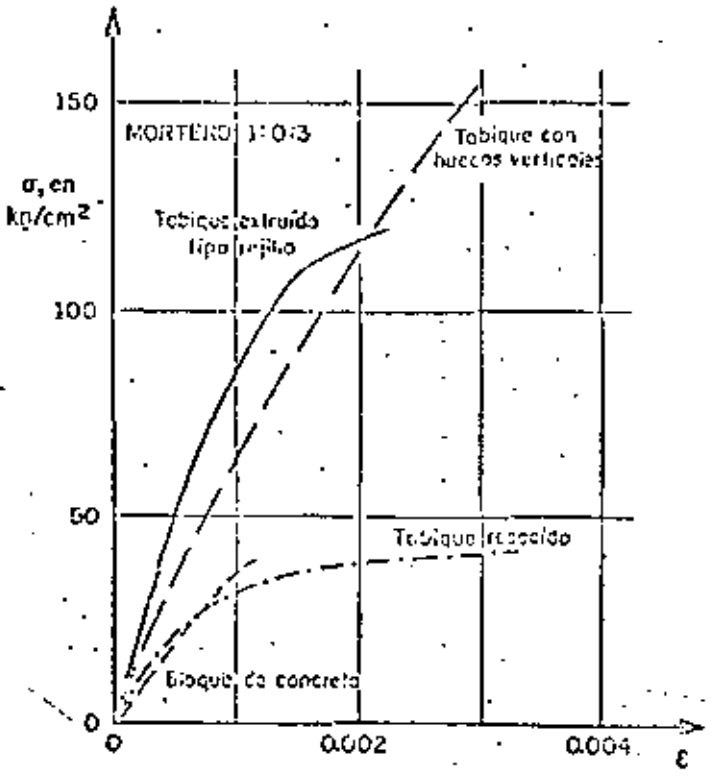


Fig 12 Curvas carga-deformación estática y dinámica para la madera



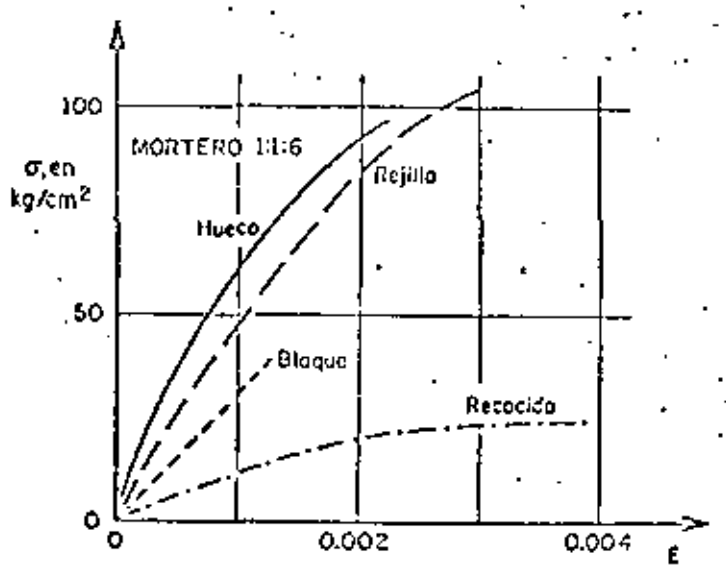


Fig 11 Curvas carga-deformación para mampostería en compresión

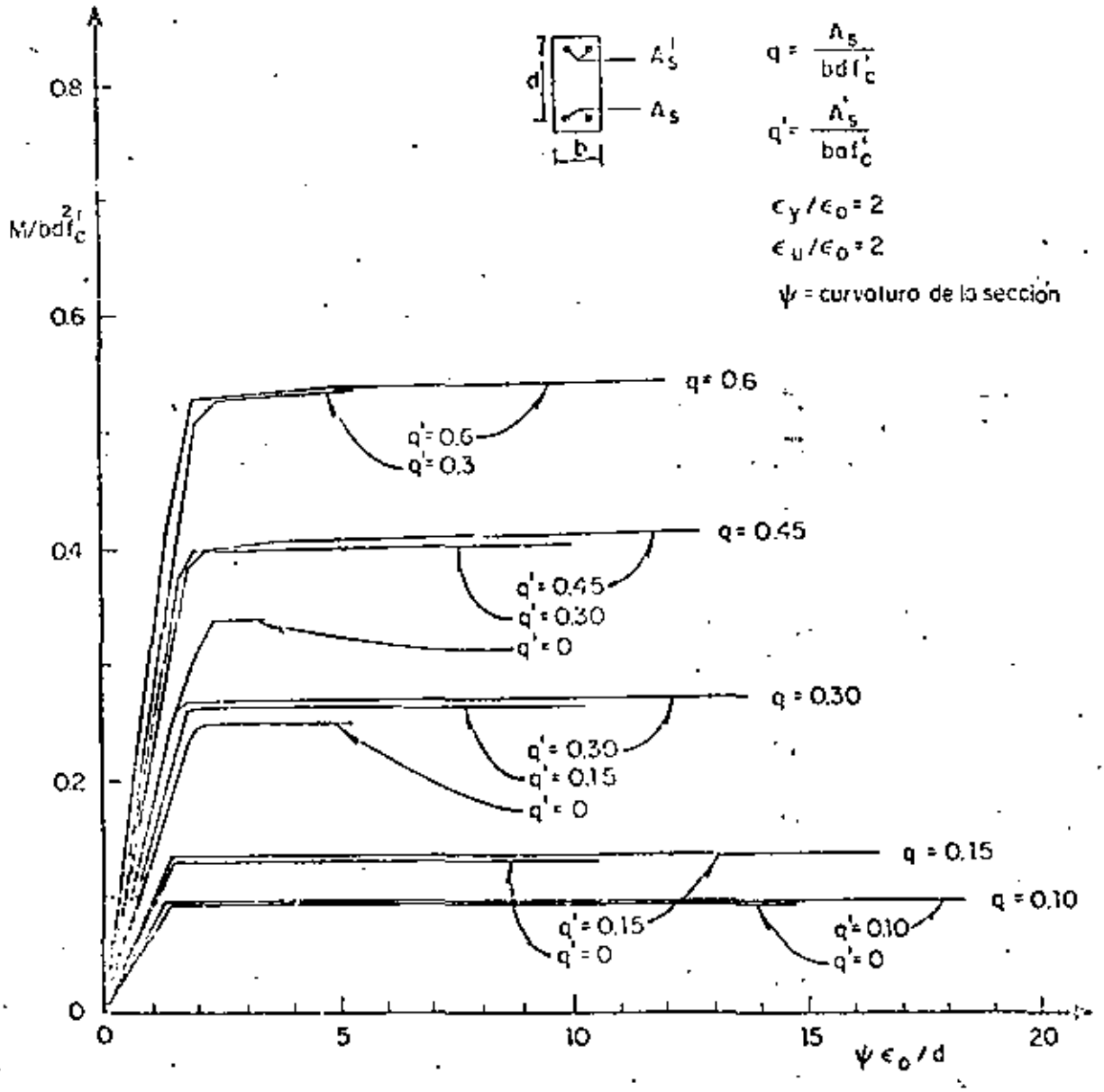
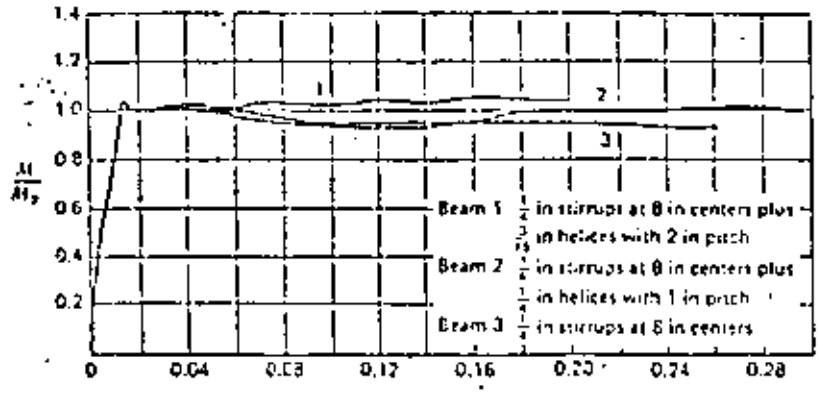
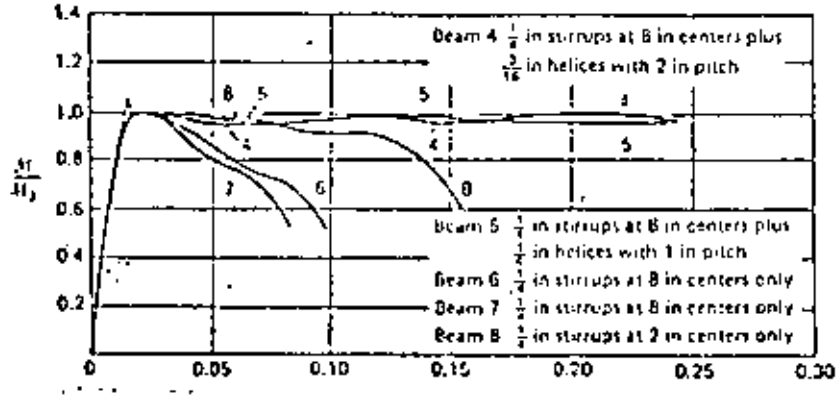


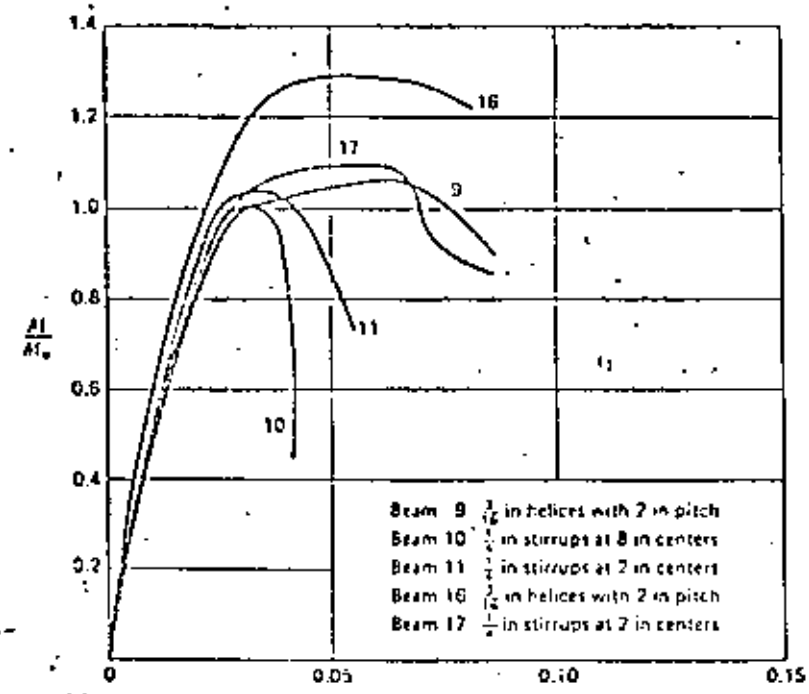
Fig. 13 Relaciones Momento-Curvatura para secciones de concreto reforzado sujetas a flexión



a) Vigas subreforzadas

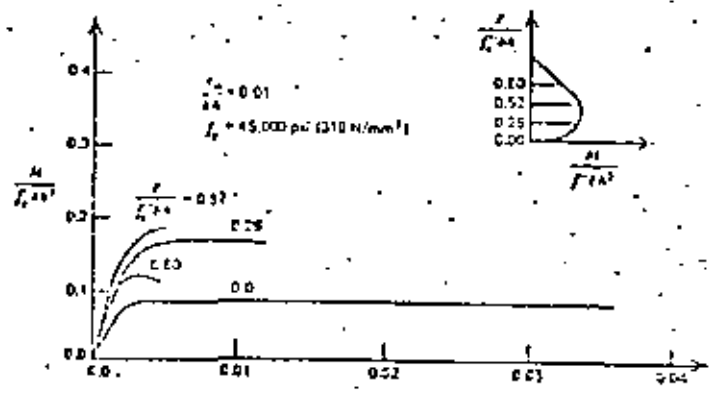


b) Vigas con falla balanceada

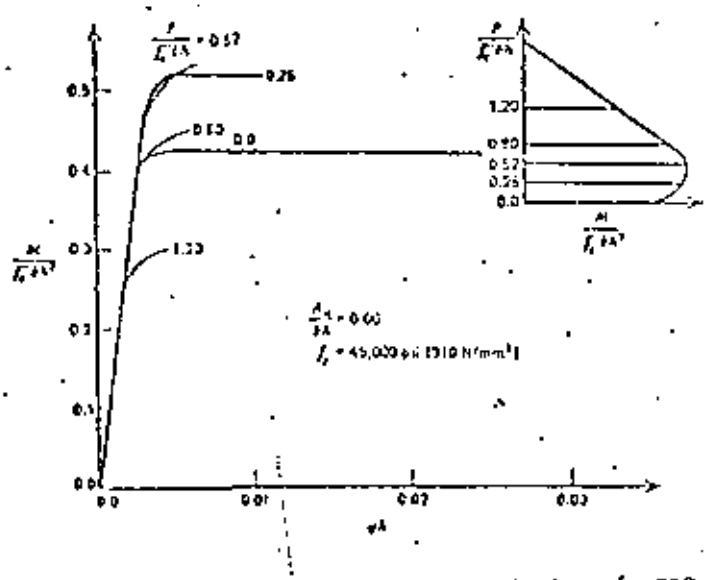


c) Vigas sobrereforzadas

Fig 14 Efecto del refuerzo transversal en la relación momento-curvatura de concreto reforzado sujeto a flexión



a) Columna con baja cuantía de refuerzo



b) Columna con alta cuantía de refuerzo

Fig 15 Relaciones momento-curvatura de secciones de concreto sujetas a flexocompresión

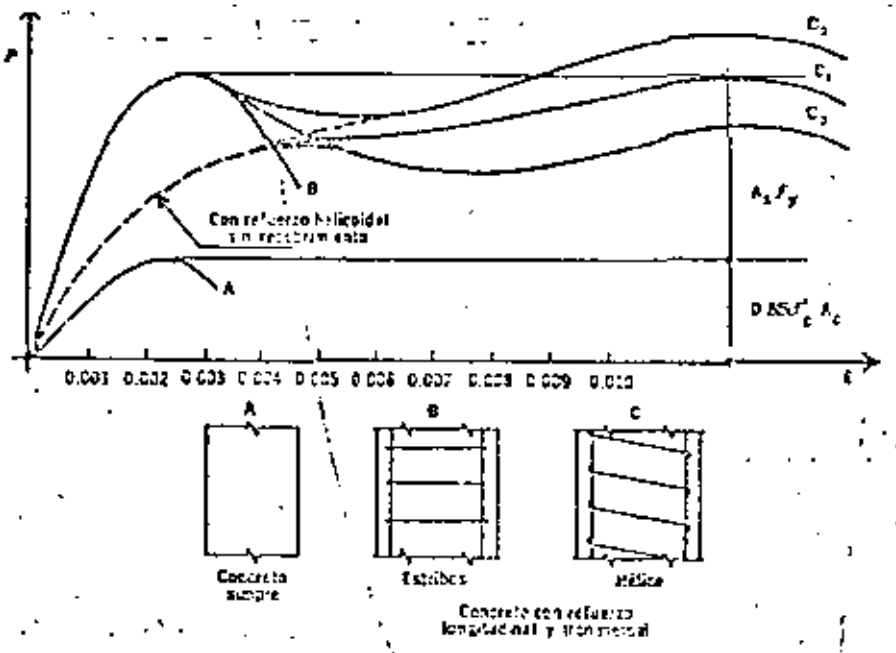
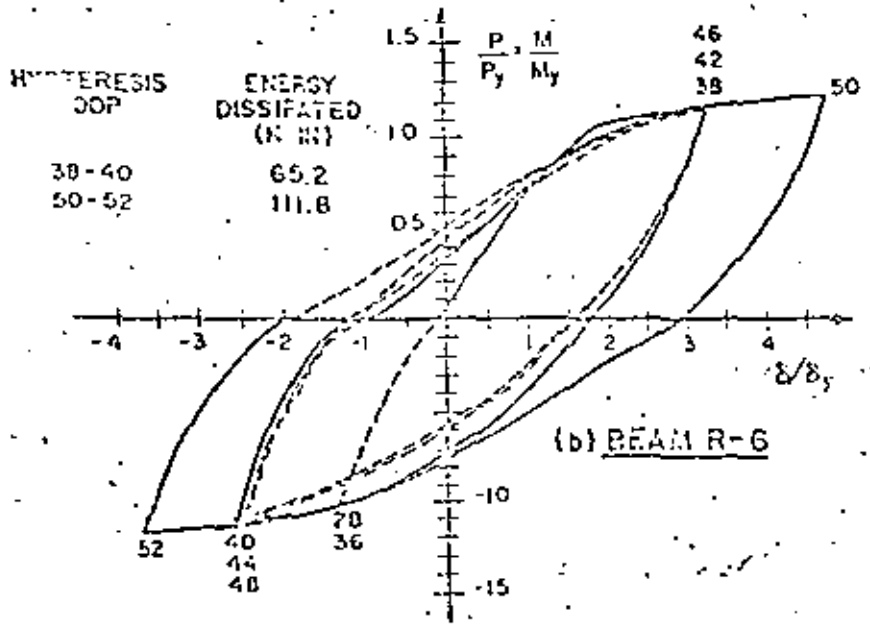
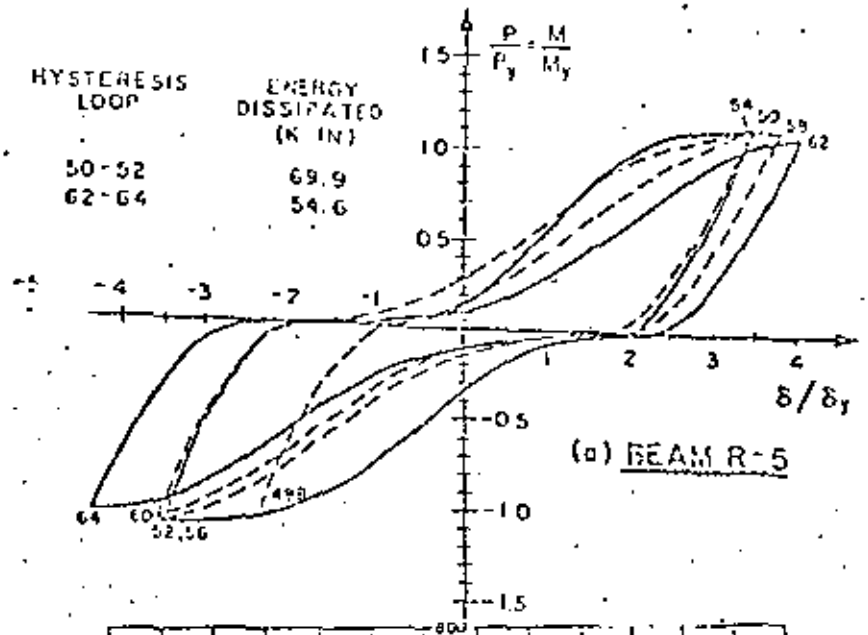


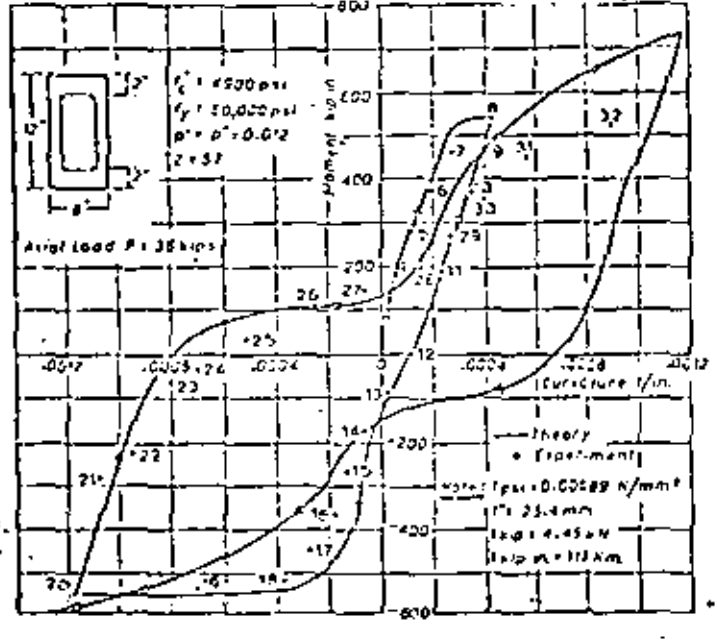
Fig 16 Efecto de confinamiento en la ductilidad de columnas



a) Falla por flexión con esfuerzos cortantes bajos

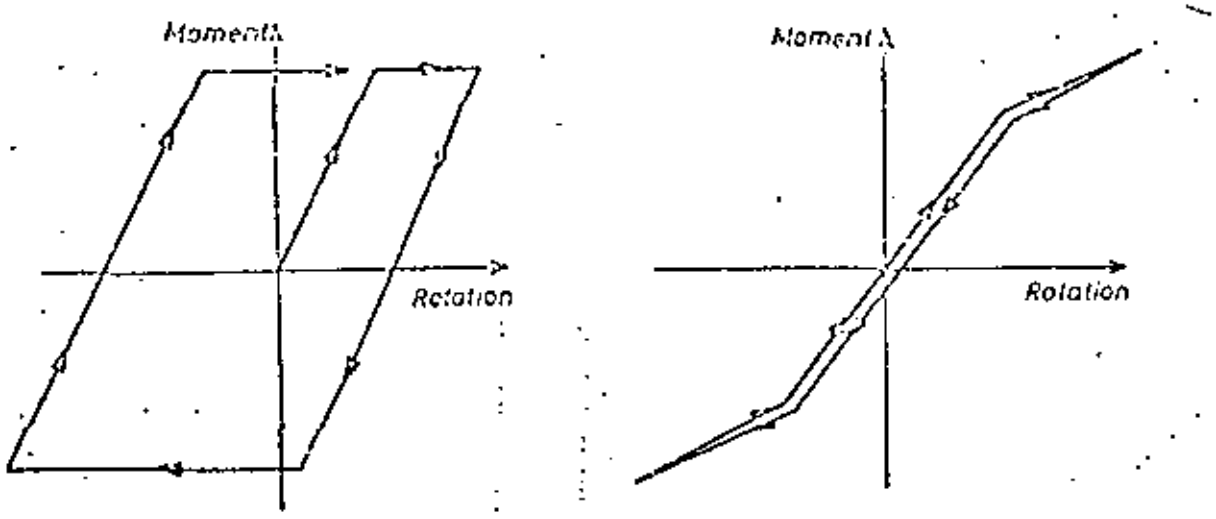


b) Falla por flexión con esfuerzos cortantes altos



c) Columna con carga axial baja

Fig 17 Comportamiento histerético de secciones de concreto reforzado



a) Concreto reforzado

b) Concreto presforzado

Fig 18 Comparación del comportamiento histerético del concreto reforzado y presforzado

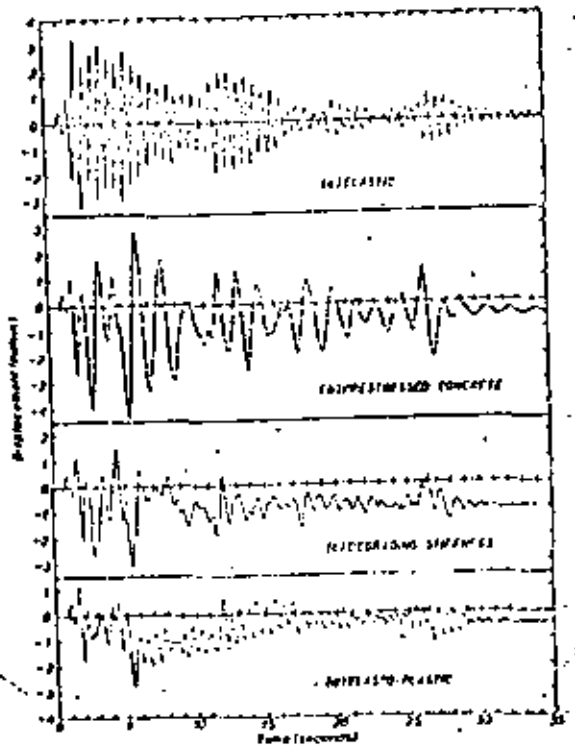
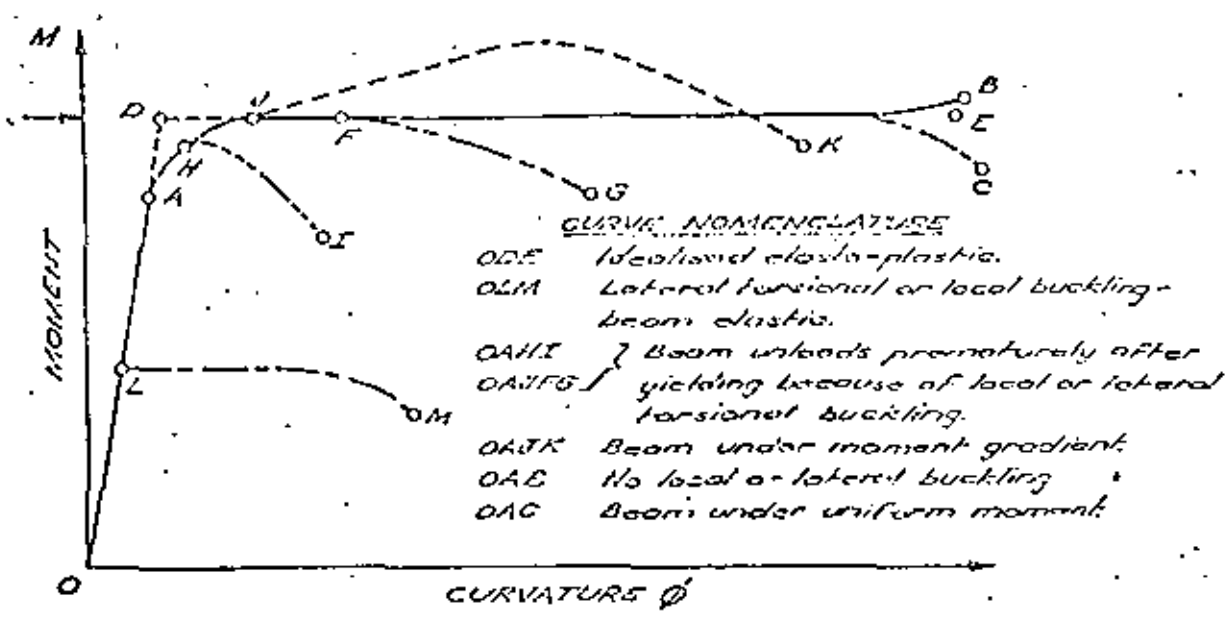


Fig 19 Comparación de deformaciones ante un sismo de un elemento de concreto reforzado y uno presforzado



a) Vigas

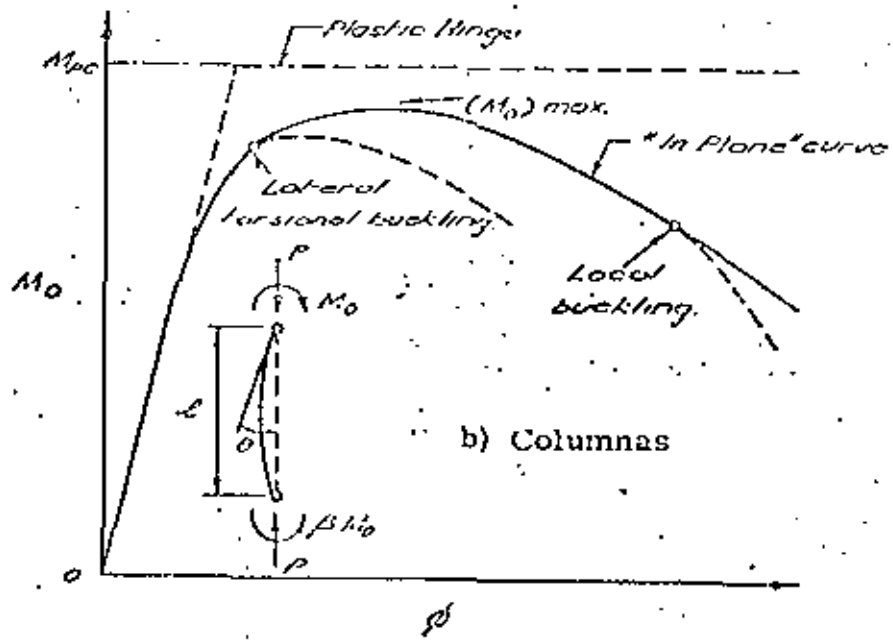
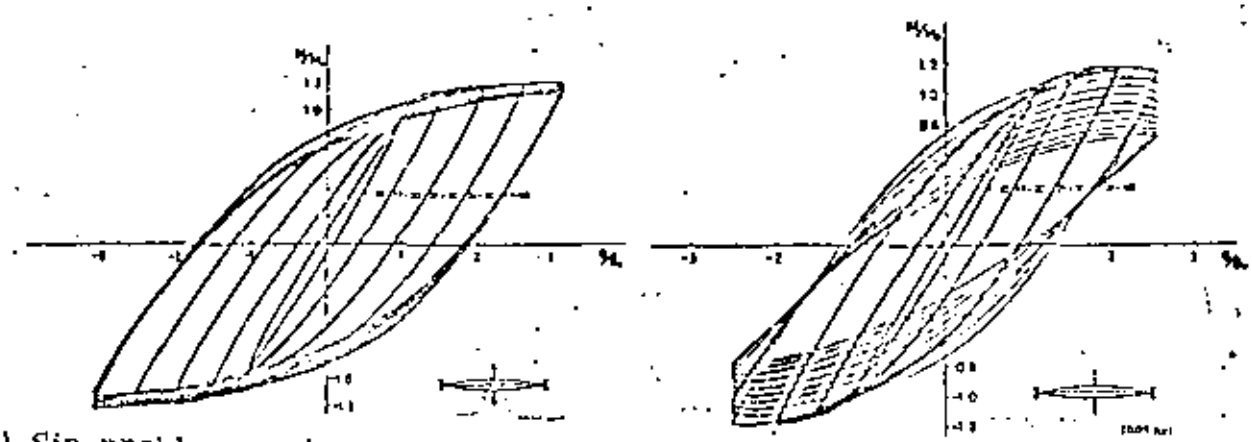


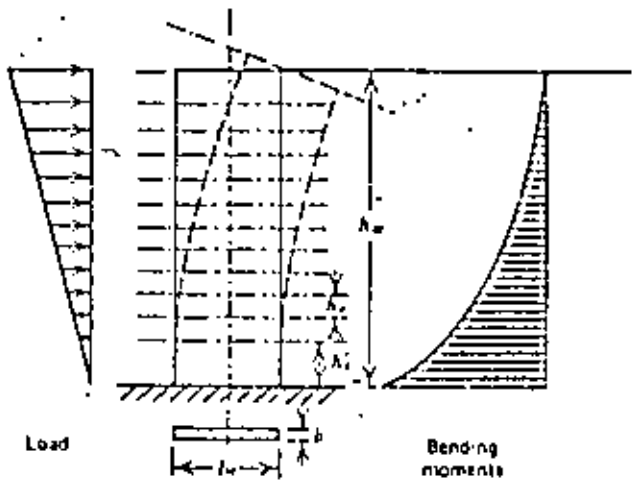
Fig 20 Relaciones momento-curvatura idealizadas en elementos de acero estructural



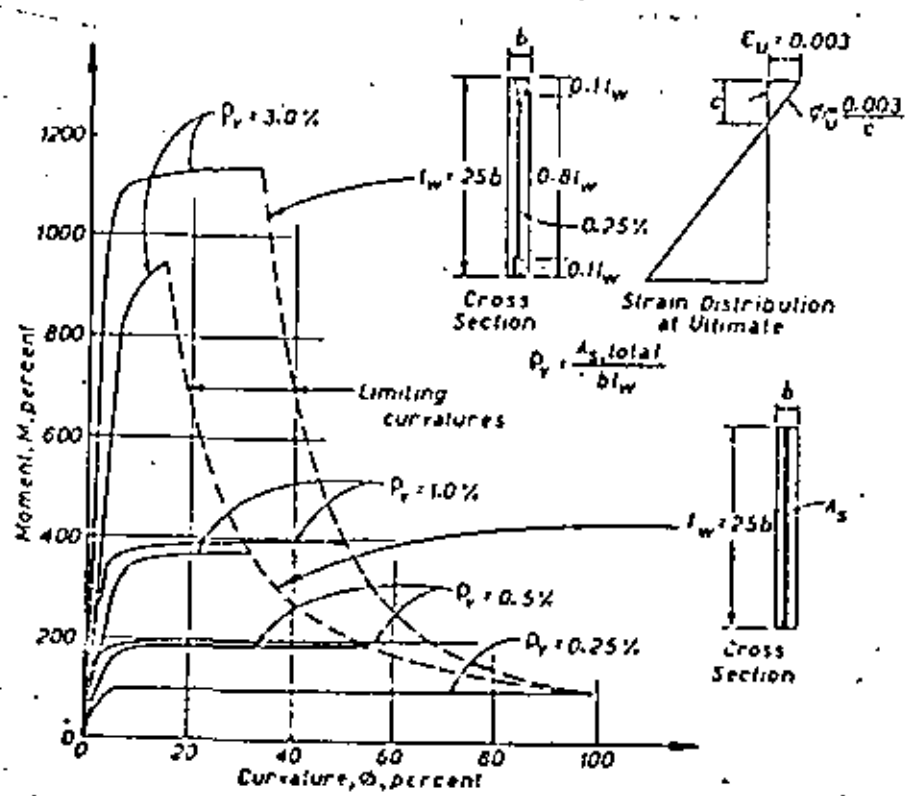
a) Sin problemas de pandeo lateral

b) Con pandeo lateral

Fig 21 Comportamiento histerético de elementos de acero estructural

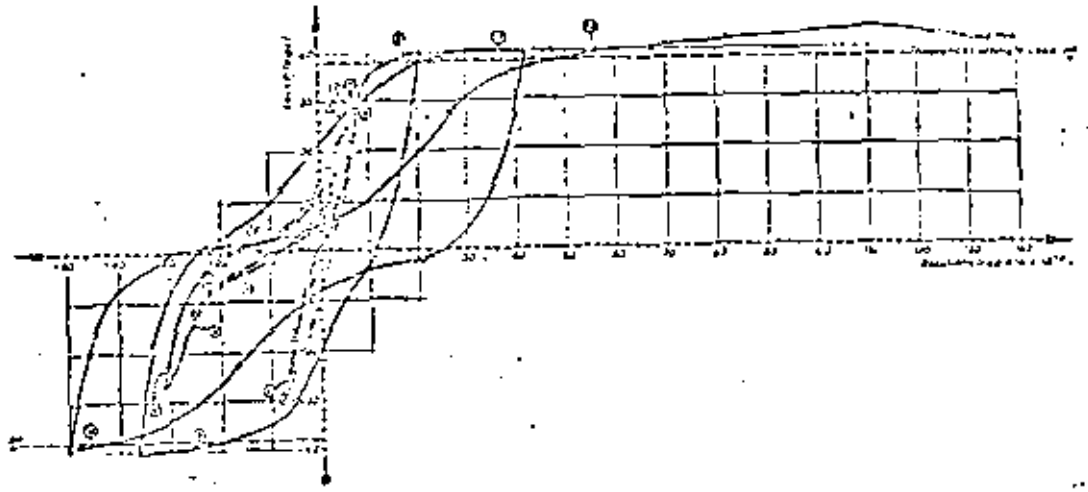


a) Deformaciones

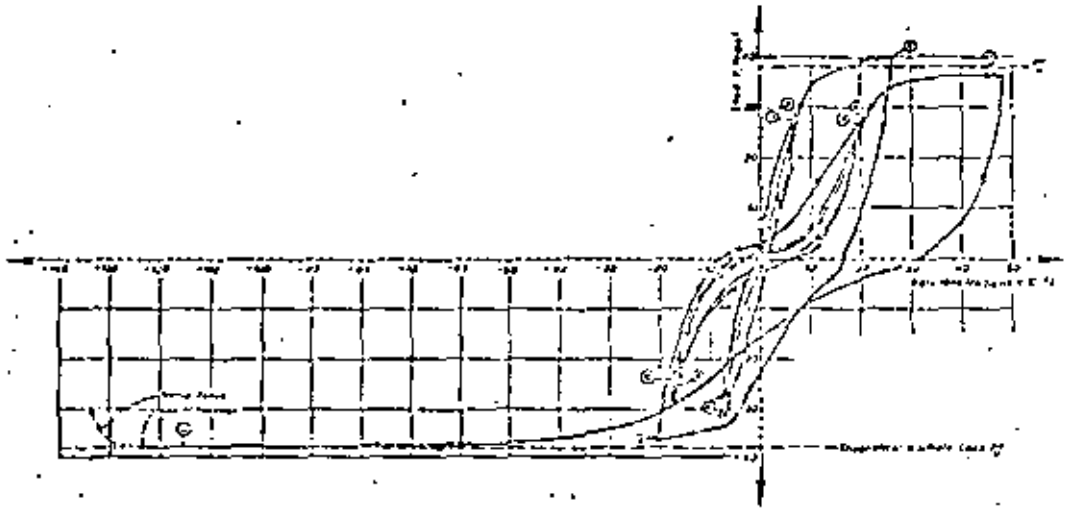


b) Relación momento-curvatura para distintas cuantías de refuerzo

Fig 22 Comportamiento de muros altos sujetos a cargas laterales

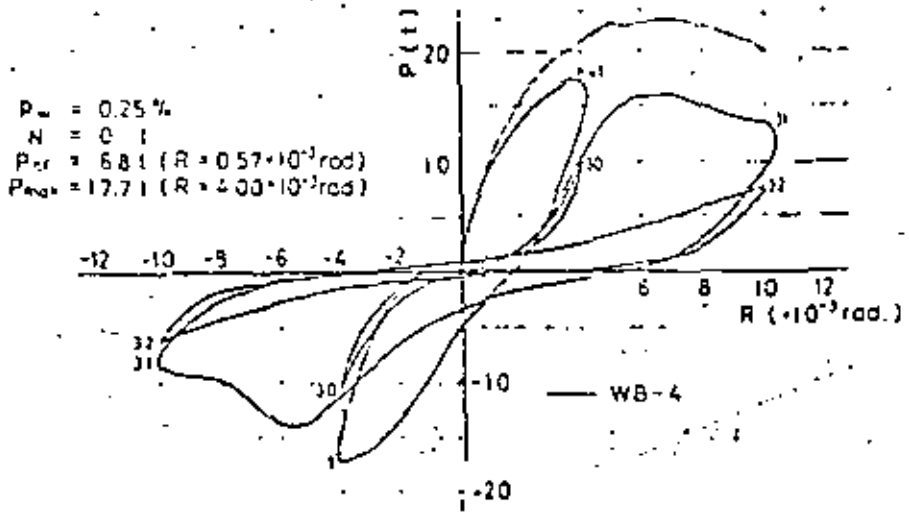


a) Falla por flexión sin agrietamiento diagonal

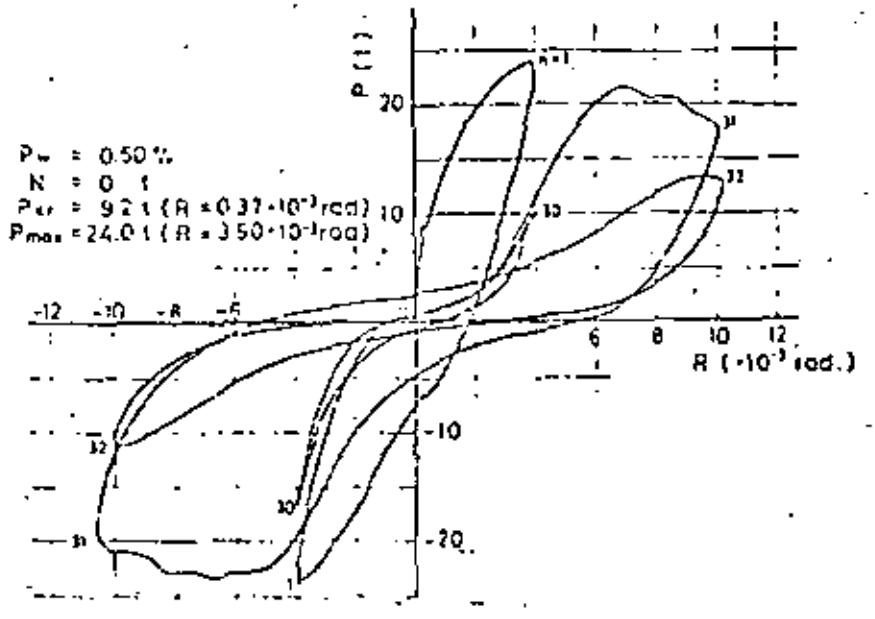


b) Falla por flexión después de agrietamiento diagonal

Fig 23 Ciclos histeréticos para muros cortos con falla por flexión

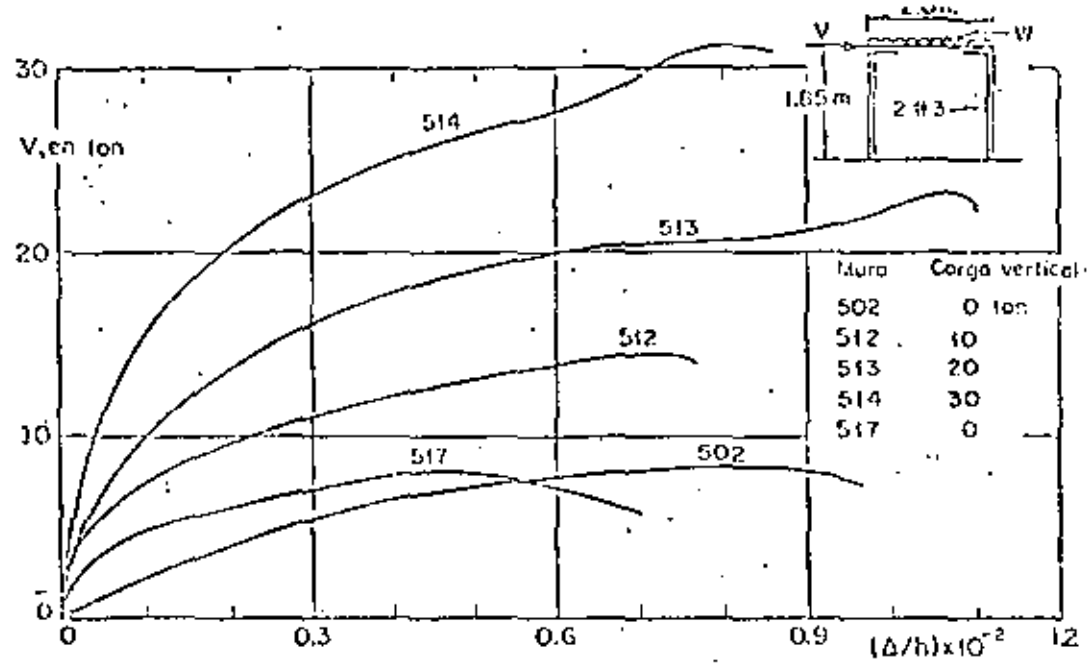


a) Cuantía de refuerzo horizontal 0.25%

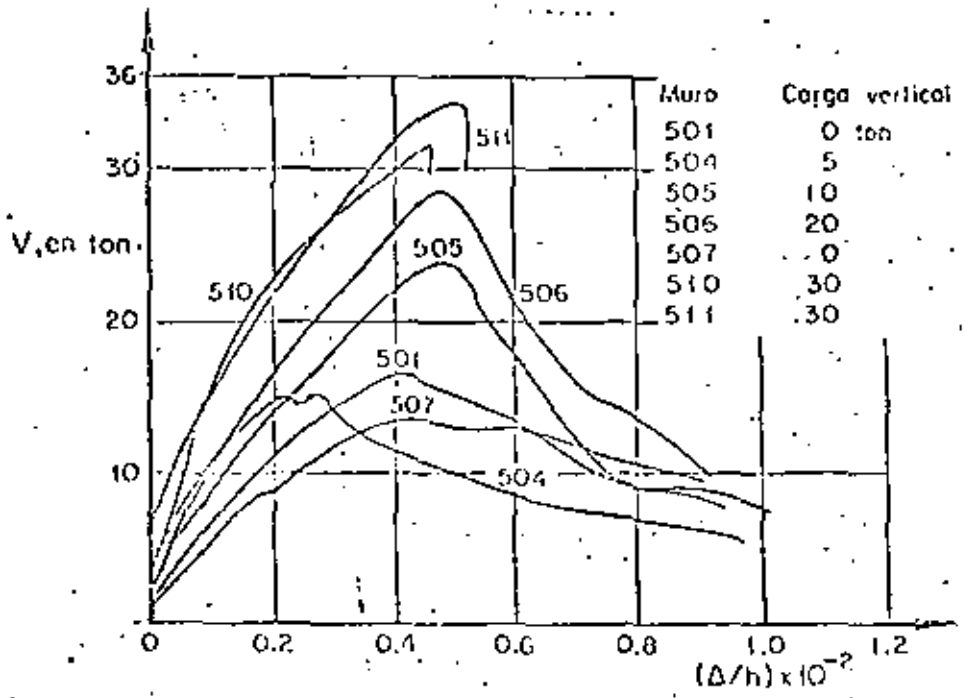


b) Cuantía de refuerzo horizontal 0.5%

Fig 24 Ciclos histeréticos en muros cortos con falla por cortante



Muros de bloque de concreto. Falla en flexión. Efecto de la carga vertical



Muros de bloque de concreto. Falla en tensión diagonal; Efecto de la carga vertical

Fig 25 Curvas Carga deformación para muros de mampostería

DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.

VII CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERIA SISMICA

DISEÑO SISMICO DE EDIFICIOS

TEMA 2

CRITERIOS DE DISEÑO SISMICO

DR. LUIS ESTEVA MARABOTO

JULIO, 1981

3 · Design: General

L. Esteva

3.1 NATURE AND OBJECTIVES OF EARTHQUAKE RESISTANT DESIGN

Engineering design is rooted on society's need to optimize. It implies considering alternate lines of action, assessing their consequences and making the best choice. In earthquake engineering, every alternate line of action includes the adoption of both a structural system and a seismic design criterion, while assessing consequences implies estimating structural response and hence the expected cost of damage. The choice is based on comparison of initial, maintenance and repair costs for the various alternatives. However obvious these concepts may appear to the authors of design codes, they are often not explicit in those codes and hence they are not always present in the minds of those who apply design prescriptions to practical problems. Equally concealed within the regulations of seismic design codes are the approximations implicit in conventional criteria for the prediction of structural response: the accuracy of their predictions is often strongly dependent on the type of structural system considered. Base shear coefficients and design response spectra are taken as measures of response parameters, as the latter are usually expressed in terms of accelerations and equivalent lateral forces acting on linear systems. But these variables are no more than indirect measures of system performance during earthquakes: they serve to control the values of more significant variables, such as lateral deflections of actual nonlinear systems, global and local ductilities, and safety margins with respect to instability failure (second-order effects). Because the relations of control variables to actual response are affected by the type and features of the structural system, better designs will be obtained if these relations are understood and accounted for, in contrast with blindly applying codified recommendations. In seismic design more than in any other field of engineering, it is easy to fall on a strict — but blind — application of the most advanced regulations and yet to produce a structure bound to perform poorly. This chapter does not intend to summarize modern design specifications; it aims, instead, at discussing the main concepts on which they are based, analyzing their virtues and their weaknesses, and stating the conditions for which acceptable results are to be expected.

Codified values of design intensities and of allowable values of response control variables stem from formal or informal cost-benefit studies. As

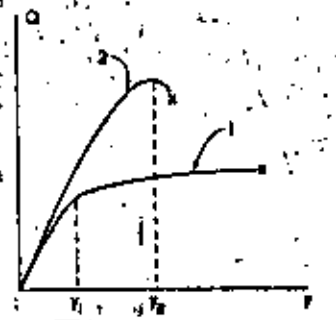


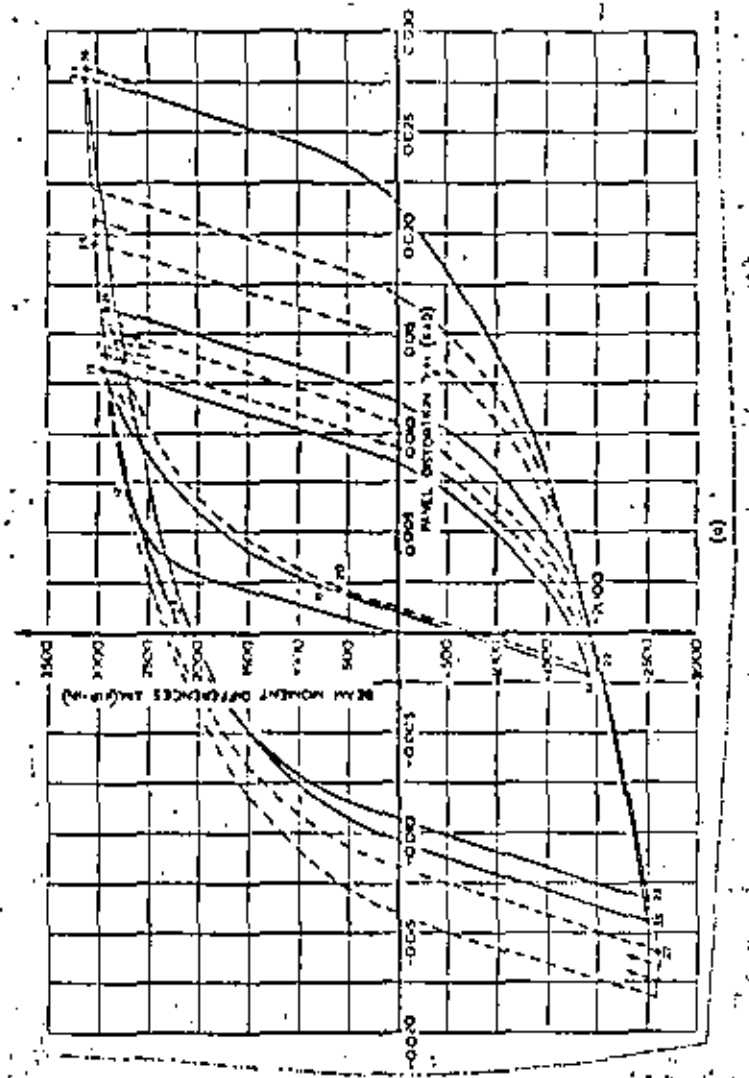
Fig. 3.1 Ductile and brittle systems

implicit in these studies, the general goal of optimization can be expressed in terms of direct, particular objectives: seismic design aims at providing adequate safety levels with respect to collapse in the face of exceptionally intense earthquakes, as well as with respect to damage to adjacent constructions; it also seeks to protect structures against excessive material damage under the action of moderate intensity earthquakes, to ensure simplicity of the required repair, reconstruction or strengthening works in case damage takes place, and to provide protection against the accumulation of structural damage during series of earthquakes. Finally, safety and comfort of occupants and of public in general is to be preserved by ensuring that structural response during moderate intensity earthquakes will not exceed given tolerance levels and that panic will not occur during earthquakes of moderate and high intensity, particularly in buildings where frequent gathering of people is expected.

Achievement of the foregoing objectives requires much more than dimensioning structural members for given internal forces. It implies explicit consideration of those objectives and of the problems related with nonlinear structural response and with the behavior of materials, members, and connections when subjected to several cycles of high-load reversals. It implies as well identifying serviceability conditions and formulating acceptance criteria with respect to them.

3.2 STRUCTURAL RESPONSE AND CONTROL VARIABLES

3.2.1 Ductility and strength. A structural system is said to be ductile if it is capable of undergoing substantial deformations at nearly constant load, without suffering excessive damage or loss of strength in face of subsequent load applications. Curves 1 and 2 in Figure 3.1 show typical load Q vs. deflection y relations for first load application in ductile and brittle systems, respectively. Curve 1 corresponds to the response under lateral load of an



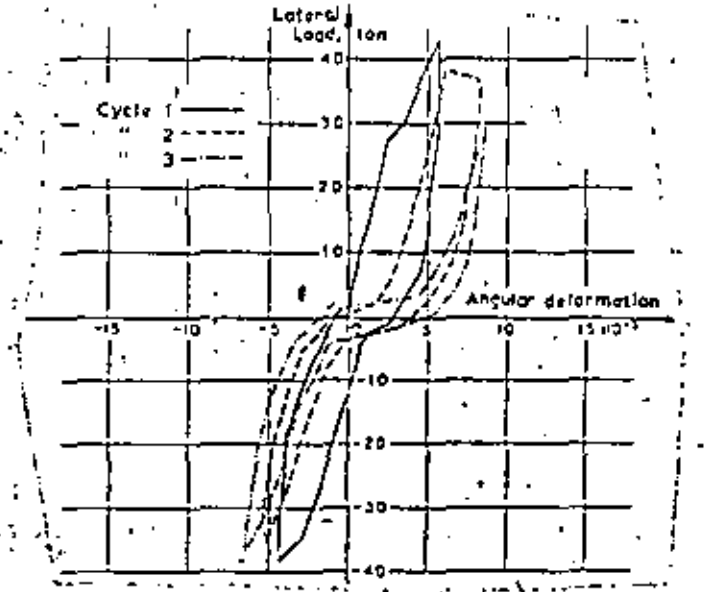


Fig. 3.2 (a) Non degrading stiffness (after Krawinkler et al.[3.2]) (b) Degrading stiffness (after Esteva[3.1])

adequately detailed reinforced concrete frame where slenderness effects are not significant; curve 2 is typical of weakly reinforced hollow block masonry. But when the effect of several loading cycles has to be considered, ductile behavior cannot be inferred from looking only at curves such as these for first load application: damage produced during the first cycles may impair the system's energy absorption capacity for subsequent cycles, and stiffness can degrade, as in Figure 3.2(b), typical of plain masonry shear walls confined by reinforced concrete frames[3.1]. In this case, stiffness degradation is associated with diagonal tension cracking of the infilling wall panel and the ensuing residual strains. Practically stable hysteretic cycles found for structural steel joints[3.2] as shown in Figure 3.2(a) are synonymous with negligible damage.

As shown in Section 3.2.2, the ability of structural systems to respond to dynamic excitations according to load deflection curves similar to Figure 3.2(a) provides support to conventional seismic design criteria, which require structures to sustain only a fraction of the lateral forces they should have to resist would they be demanded to remain within their linear range of behavior during strong earthquakes. Thus, safety against collapse can be provided by making a structure strong, by making it ductile, or by designing it for an economic combination of both properties. For some types of materials and structural members, ductility is difficult to achieve, and

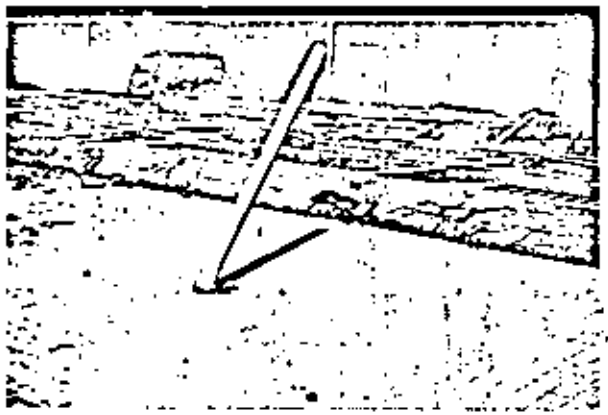


Fig. 3.3 Instability failure

economy dictates designing for relatively high lateral forces; for others, providing ductility is much cheaper than providing lateral capacity, and design practice reflects this. But material ductility does not necessarily imply system ductility, as P-Δ effects (that is, interaction between lateral deflections and internal forces produced by gravity loads acting on the deformed structure) can lead to instability failure when the effective lateral stiffness is too low (see Figure 3.3).

Nonlinear ductile behavior of complex systems usually stems as a consequence of *local* or *concentrated* ductile deformations that take place at those particular sections of a given structure where yielding strains are reached (Figure 3.4). Numerically, local ductility can be expressed either as the ratio of total to yield-limit curvatures at a given section or as the ratio of total to yield-limit rotation at a member end[3.4]. *Global* or *overall* ductility is a property of a load-deformation curve expressed in terms of the resultant of external loads acting on a large portion of a given system. For instance, building frames are often dealt with as shear systems for the purpose of estimating their dynamic nonlinear response to seismic excitation. Global or overall ductilities can then be expressed in terms of the curves tying shear forces with lateral distortions. Numerical values of local ductilities determined by the above alternate criteria do not coincide among themselves, nor does overall ductility at a given story idealized as a segment of a shear beam coincide with the values of concentrated ductilities developed at the corresponding locations of the story, as overall ductility is a function of the ratio of the contributions to story distortion of concentrated ductile deformations and distributed elastic strains. Because beams are usually capable of developing larger ductilities than columns subjected to significant compressive loads, many building frames are designed under the 'strong column-weak girder' criterion, according to which different load factors are

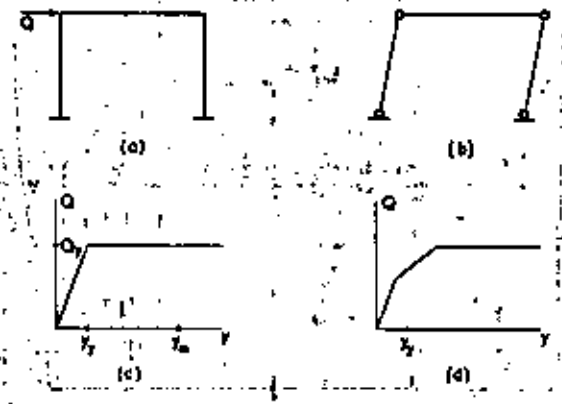


Fig. 3.4 Local and general ductility under lateral loads: (a) loads, (b) failure mechanism, (c) simultaneous yielding, (d) sequential yielding

adopted for different internal forces so as to make yielding much more likely at beam- than at column-ends. Under these conditions, significant coupling is introduced between nonlinear deformations of adjacent stories, and the shear-beam model may cease to apply. Whether the model in question strictly applies or not, nominal story ductilities are only indicators of their local values, and features contributing to ductility concentrations have to be held in mind while designing.

The relation between local and overall ductility is illustrated for a simple frame in Figure 3.4. Figure 3.4(b) shows the ideal case where moment-curvature graphs at critical sections are elasto-plastic and yielding is reached simultaneously at the four column-ends. If the frame is forced to undergo additional deformations at constant load, local curvatures at the yielding locations will increase and the lateral deflection of the frame will grow from y_y to y_m (Figure 3.4(c)). Local ductility can be measured by the ratio of the final and yielding values of the curvatures mentioned. Overall ductility is given by y_m/y_y and is a function of local ductility and of the lengths of the member segments along which curvatures will be greater than their values at yielding. Those lengths are functions of the type of material, the local details and the relative variation of bending moment ordinates and structural section strength.

Consider now a frame subjected to a constant system of vertical loads Q_1 (Figure 3.5) that produce an initial state of internal forces. If a system Q_2 of lateral loads is gradually applied, the ordinates of bending moment diagrams (b) and (c) will be additive at some locations and substractive at others. Yielding will occur sequentially, say in the order D, C, B, A, giving place to the load-deflection curve shown in Figure 3.5(d). Local ductilities will differ at the mentioned locations; they will depend, among other things, on the

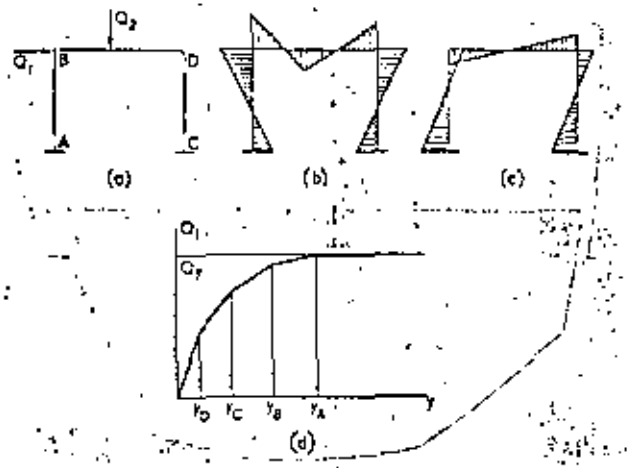


Fig. 3.5 Inelastic behaviour under vertical and lateral loads: (a) loads, (b) vertical-load moments, (c) lateral load moments, (d) resulting load deflection curve

order in which they reached their yield moments. Where axial loads are important, they can have a significant influence on these moments.

The following sections describe the quantitative relationships tying ductility demands with strength and stiffness in simple structural systems, as well as some problems found when trying to extrapolate those relationships to complex systems, representative of those encountered by engineers in their design practice.

Dynamic response of simple nonlinear systems A usual idealization of ductile structures is the elastoplastic system with load-deflection curve as shown in Figure 3.6(b), with stiffness k in the linear range of behavior, coefficient of viscous damping c, and top mass m. When the system responds to a strong earthquake, the maximum relative displacement D will exceed the yield deformation y_y, while the maximum lateral force will remain at the yield value Q_y if P-Δ effects are neglected. Failure is said to occur if the ductility demand D/y_y is greater than the available ductility μ. Figure 3.7 is a plot of yield deformations required to make ductility demands equal to available ductility for different values of this parameter, for the range of natural periods (computed in terms of the initial tangent stiffness of the elastoplastic system) most significant in practice, and for damping ratio $\zeta = 0.5c\,(km)^{-1/2}$ equal to 0.02. Pseudo-accelerations kD/m can be read on the proper scale in the same plot. Inspection of these curves shows that, provided the natural period is not too short, required yield deformations — and hence required base shear coefficients — vary inversely with ductility. The same conclusion is reached if one reads along the scale of spectral pseudoaccelerations. But this favorable influence of ductility in reducing the required base-shear coefficient is less

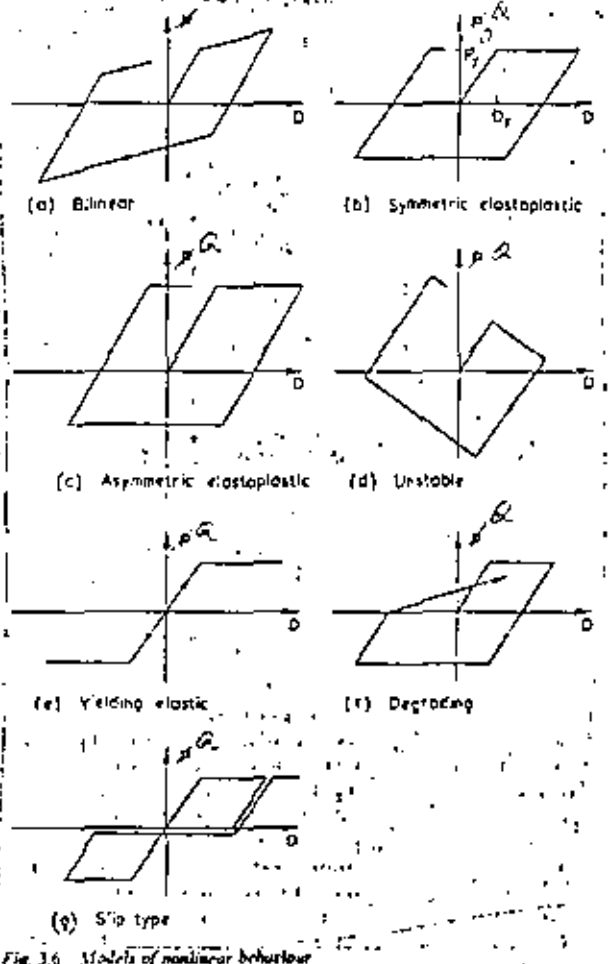


Fig. 3.6 Models of nonlinear behaviour

pronounced in the range of short natural periods, say shorter than $2\pi r/a$, where r and a are peak values of ground velocity and acceleration, respectively; as the system becomes stiffer, T tends to zero and spectral pseudo acceleration tends to a, regardless of μ, assuming that μ has to remain bounded. Actual values of lateral relative displacements are equal to μy_y, which means that, for moderate and long natural periods, those displacements are nearly insensitive to μ, while for very short natural periods they

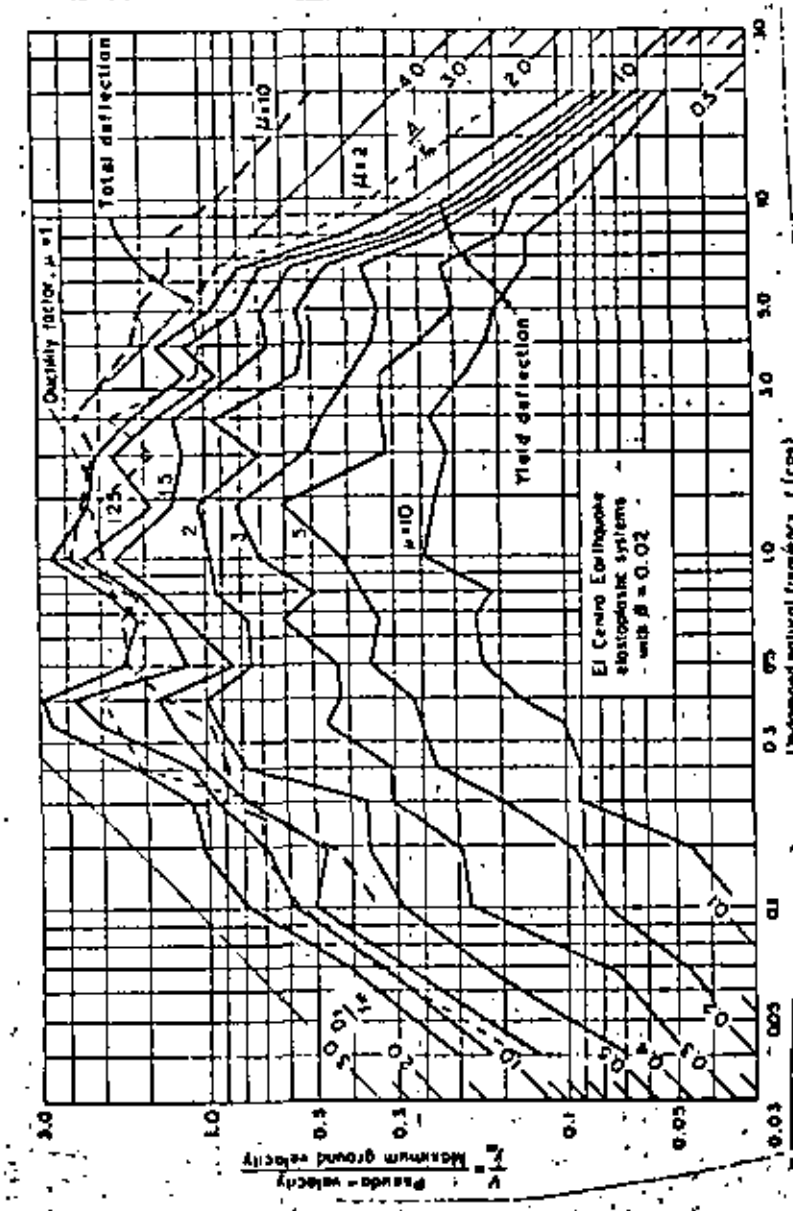


Fig. 3.7 Deformation spectra for elastoplastic systems with 2% critical damping subjected to the 1940 El Centro earthquake (after Newmark[3.2])

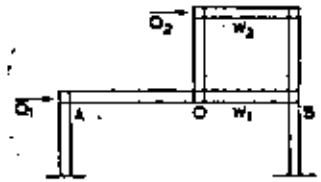


Fig. 3.8 Structure with asymmetric load deflection curve

tend to be proportional to μ. The results just described can be expressed as follows: if a simple elastoplastic system with initial natural period T is to develop a ductility factor μ during an earthquake, the required base shear coefficient can be obtained by applying a reduction factor to the corresponding spectral value for an elastic system having equal natural period and damping; for moderate and long values of T, the reduction factor is approximately equal to μ^{-1}, while for short natural periods it will be comprised between μ^{-1} and 1. Relative displacements will equal μ times those of an elastic system subjected to the reduced base shear; that is, they will be approximately equal to those of the elastic system subjected to the actual, unreduced earthquake, if T is not too short, or to μ times the latter values if T is nearly zero. This is shown by a comparison of the dashed and full lines in Figure 3.7.

Similar conclusions have been derived from other earthquake records obtained on firm ground. Although these conclusions can be expected to be qualitatively valid for soft soil conditions, corresponding approximate quantitative rules are still to be derived.

The foregoing conclusions have to be modified when considering systems whose response cannot be idealized as elastoplastic. Other usual idealizations are depicted in Figures 3.6(e) (f). Lateral strengths required for not exceeding given ductility demands in these systems are as a rule greater in 10 to 50% than those valid for the conventional elastoplastic system[3.1,3.4]. In the asymmetric elastoplastic case, yield strength is different for each direction of load application. It occurs, for instance, as a consequence of gravity loads giving place to increased or decreased lateral capacity of the second story of the system shown in Figure 3.8, depending on whether the vertical reaction to force Q_2, transmitted to beam AB at O, is directed upwards or downwards. Slip-type curves (Figure 3.9) usually stem as a result of lateral loads being carried by elements such as cross-braces or tie-cables, which can only carry tensile stresses. Yielding elastic curves are close approximations to the behavior of some prestressed concrete beams, subjected to antisymmetric end moments: these curves are often characterized by very narrow hysteretic loops. Degrading curves are frequently found in systems where a significant portion of the lateral capacity is due to members built with brittle materials and where no special precautions have been taken to prevent excessive damage in each cycle of load application. Such is the case, for

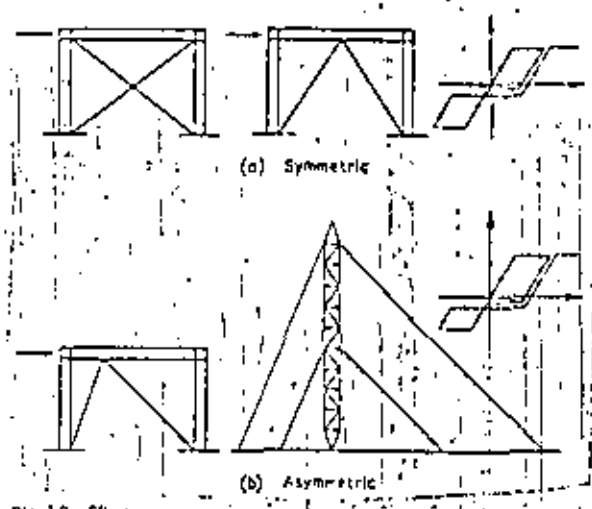


Fig. 3.9 *Slip-type systems*

instance, in masonry shear diaphragms or poorly detailed reinforced concrete frames.

Unstable curves (Figure 3.6(d)) are produced by the influence of significant vertical loads acting on the displacements of the deformed structure. The influence of instability effects on ductility demands and on safety against collapse can be much more drastic than that associated with the features of the curves previously discussed, and is usually controlled in design practice by the specification of amplification factors for lateral deflections and internal forces that account for increments associated with second order effects.

Ductility demands in complex systems Local ductility demands vary from point to point. Their distribution depends on that of local strength throughout the system, with significant interaction taking place between energy dissipation at different sections. The general patterns of ductility demands in complex systems have been studied almost exclusively in building frames, idealized either as shear beams or as assemblages of beams and columns where yielding is restricted to occur at plastic hinges located at the bar ends. Some results are plotted in Figures 3.10 and 3.11 for shear beams and frame systems, respectively. Each set of results corresponds to a different set of simulated earthquakes with frequency content similar to that observed under normal conditions on firm ground in the western coast of the United States. Structures were designed for the average ordinates, with respect to each set of systems, of the elastoplastic response spectrum corresponding to a ductility factor of 4. The systems in Figure 3.10 were

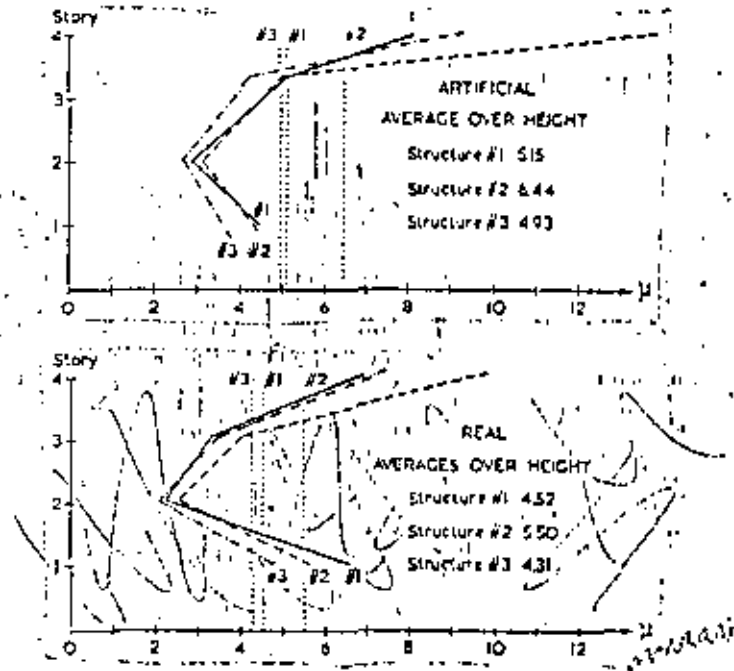


Fig. 3.10 *Ductility demands in shear systems subjected to simulated earthquakes (after Newmark[3.10])*

designed for the contribution of the fundamental mode of vibration alone, while that in Figure 3.11 was designed for the superposition of its four natural modes, in accordance with the criterion of square root of sum of squares advocated in Ref. 3.10. The load factor was in all cases taken as unity. Ductilities were expressed in terms of story sway for the shear beams and of local curvature at hinges for the framed system; thus, their absolute values cannot be compared. Their variability throughout the building is evident, however, as is the occurrence of large ductilities at the upper portion of systems for which the response associated with higher natural modes was neglected.

More pronounced variability in ductility demands has been observed in some shear systems with fundamental periods shorter than the dominant period of the ground motion, and in those whose safety factors with respect to design story shears vary significantly through the building height[3.11]. Such variability may be a consequence of architectural requirements, which often lead to some stories possessing elements stronger than they need to be in order to comply with the seismic coefficient adopted. When this happens,

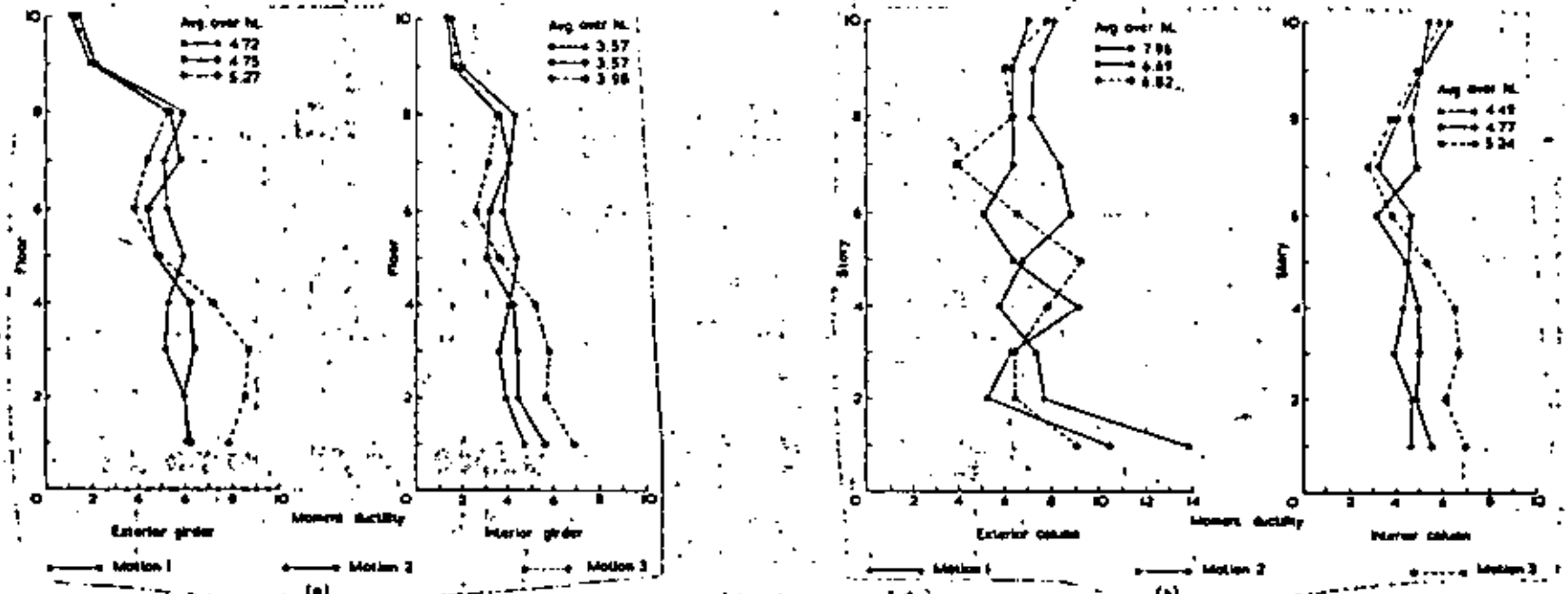


Fig 3.11 [illegible]

the relative contribution of each story to the hysteretic dissipation of kinetic energy changes, and those stories possessing the smallest safety factors are subjected to higher ductility demands than if the safety factor were uniform throughout the structure. When these increased ductility demands cannot be met with adequate yielding capacity, the lateral force coefficient has to be raised. Because of the large displacements implied, slenderness effects may become specially significant.

3.2.2 Stiffness and deformations

Structural stiffness controls natural period and hence seismic forces. The latter are lower for longer periods, that is, for small stiffnesses, but then displacements and deformations may become excessive. In addition to ensuring adequate safety factors against collapse, seismic criteria should aim at controlling deformations, because they are directly responsible for damage to nonstructural elements, impact with adjacent structures, panic and discomfort.

Stiffness is also the main variable controlling safety against instability. Lateral displacements and internal forces produced by horizontal ground motion are amplified by interaction between gravity loads and the displacements mentioned. The amplification function varies in a nonlinear fashion with respect to lateral stiffness and reaches very high values when the latter variable approaches a certain critical value. In ductile structures, safety against instability failure is a function of effective stiffness, that is, of the slope of the line joining the origin of the force-deflection graph with the point representing the maximum deflection and the corresponding lateral force (in elastoplastic systems, this is the same as the value of the tangent initial stiffness divided by the ductility factor). The increasing rate of variation of the amplification function mentioned with respect to lateral stiffness when the latter is made to approach its critical value hinders the possibility of designing for very small lateral forces through the construction of very ductile structures (Figure 3.3).

3.2.3 Damage and energy absorption

Ductile hysteretic response provides a manner of transforming and

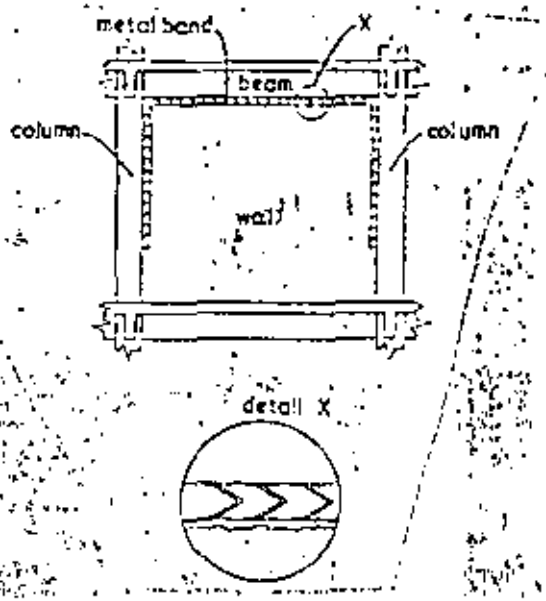
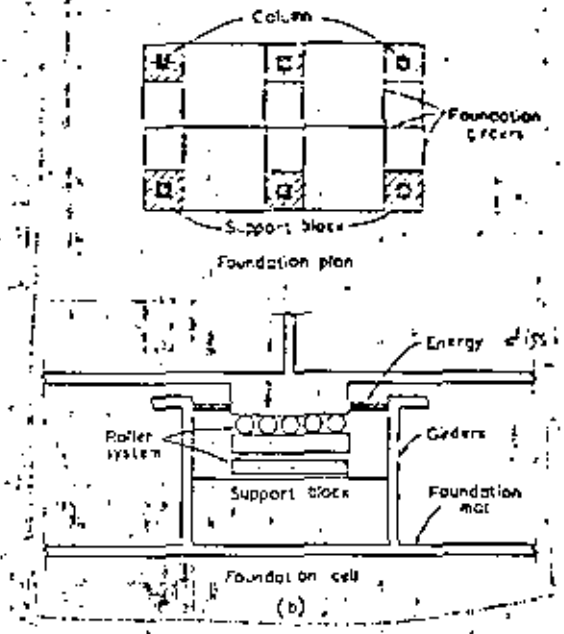


Fig. 3.12 Energy-absorbing and shock-isolating devices: (a) Metal band to protect partitions (after Newmark and Rosenblueth[3.10]); (b) Roller support (after Ruiz[3.11])

dissipating the kinetic energy imparted to a structure through its base. Such response usually implies some degree of damage, and possibly the deterioration of the system to withstand future severe earthquakes. Damage may accumulate during successive events, and the system's capacity may be seriously impaired. Decisions concerning the extent and level of damage that it is advisable to admit are mostly of an economic nature. In general, the degree of structural damage and its harmful effects on future performance can be controlled at some cost through selection of adequate materials and construction details, as described in Chapter 8. Damage to nonstructural members can be prevented through their isolation from the deformations of the structure. However, economy may dictate taking advantage of energy-dissipation associated with damage. Architectural elements or ad hoc devices can be used for this purpose (Figure 3.12). In either case, considerations on facility of repair or replacement should form part of design.

The use of metal bands around partitions as shown in Figure 3.12(a) may serve the purposes of limiting the lateral forces that the structure will transmit to the partitions and at the same time taking advantage of the capacity of the partitions to resist such forces and making use of the energy absorbing capacity of the bands[3.10]. In other cases, designing for significant damage on partitions may prove to be attractive.



Anchor bolts that yield during severe ground motion can provide protection to slender chimney stacks against local buckling or overall bending failure[3.12], at the expense of nonrecoverable elongations. Adequate performance of anchor bolts during sequences of earthquakes demands adjusting nuts after each event and replacing those bolts for which the sum of previous residual elongations is excessive.

Large concentrated deformations are frequent at spandrel beams connecting coupled shear-walls (Figure 3.15(b)) or at the ends of beams meeting shear-wall edges, and hence constitute adequate locations for energy-absorbing devices.

Partial isolation of building foundations from the ground motion has been advocated as a means to control structural response and nonstructural damage[3.13-3.15]. Isolating systems may consist of pads of very flexible material, assemblages of rollers or the like. Relative displacements between foundation and ground can be controlled by means of passive energy absorbing devices located at the ground-foundation interface (Figure 3.12(b)).

3.3 DESIGN PRINCIPLES

3.3.1 Design requirements and basic principles

The art of designing for earthquakes does not consist in producing structures capable of withstanding given sets of lateral forces, although that capability is part of a sound design. It involves producing systems characterized by an optimum combination of properties such as strength, stiffness, energy-absorption, and ductile-deformation capacities that will enable them to respond to frequent, moderate earthquakes without suffering significant damage, and to exceptional, severe earthquakes without endangering their own stability, their contents, or human life and limb. Achievment of this purpose means much more than application of codified rules; it demands understanding of the basic factors that determine the seismic response of structures, as well as ingenuity to produce systems with the required properties.

Codified requirements set optimum design levels in accordance with implicit cost-benefit analyses that balance initial construction costs with expected costs of damage and failure. They also recommend criteria and algorithms deemed adequate for the evaluation of the design actions tied to the optimum design levels. These recommendations serve the purpose of implementing sufficiently simple design criteria at the expense of narrowing the range of conditions where they give place to accurate predictions of response. It is the role of the engineer to recognize the possible deviations and to apply basic principles before trying to extrapolate general requirements to the particular problem at hand.

Static criteria of seismic design are stated in terms of the coefficients by which the masses of each structure have to be multiplied in order to produce the set of lateral forces to be designed for; but in most cases those coefficients stem from the dynamic response of linear shear beams possessing approximately uniform distributions of mass and stiffness. The meaning of the mentioned lateral forces must be clearly understood: they aim at providing a diagram of story shears that correspond to consistent safety levels; but they fail to predict other significant effects. Thus, reduction factors for overturning moment are required to account for the fact that maximum story shears do not occur simultaneously, and special algorithms have to be used to determine local effects, such as response of appendages and diaphragm stresses in floor systems, corresponding to safety levels consistent with those intended for story shear.

Dynamic criteria of design usually require performing a modal analysis, and hence variability in masses and stiffnesses is accounted for in the computation of the lateral force coefficients. Modal analysis however fails to predict the influence of nonlinear behavior except for some simple cases in which hysteretic dissipation of energy is distributed uniformly throughout the system and it is uncapable of predicting ductility-demand concentrations and nonlinear interactions for the simultaneous action of several ground motion components. Whatever design criterion is adopted, departures of

actual conditions from those leading to uniform energy dissipation have to be recognized and their possible influence on behavior evaluated.

Given a set of design requirements and response control variables, a criterion of structural analysis capable of predicting with sufficient accuracy those variables must be applied to determine internal forces and deformed configuration. Simultaneous action of the significant components of ground motion has to be considered, including a scaling factor applied to each component in order to account for its probable value when the maximum absolute value of their combination takes place (see Chapter 2). The criterion of structural analysis adopted must be such as to recognize the possible concentrations of nonlinear behavior and to attain a sufficiently low probability that they occur at undesirable locations as a consequence of inaccuracies of that criterion. This means that prediction of displacements and internal forces must account for stiffness and continuity, including all significant deformations; in particular, $P-\Delta$ effects must be considered at least by means of an approximate analysis intended to define the desirability of more refined studies. Some building code regulations state simple rules for deciding when $P-\Delta$ effects can be disregarded[3.1a]. The contribution of the so-called nonstructural elements to stiffness should not be neglected, unless those elements are properly isolated from the structure or it is shown that they can not be harmful to its behavior.

Attention should be given to inertia forces associated with all significant components of local acceleration, namely angular acceleration (rotational inertia) of umbrella-like canopies or segments of stacks and vertical accelerations of long-span girders in bridges or industrial bents. Both types of acceleration are produced by horizontal, vertical, or rotational ground motion.

Adequate stress paths must be provided in order to guarantee that design forces can be transmitted down to the foundation. Deformability of the substructure and of the ground underlying it must be considered when defining the stiffness matrix of the whole system or the support conditions of the superstructure on the foundation. Distribution of contact pressures between ground and substructure should be computed on the bases that no tensile stresses can be transmitted at the interface, unless special provisions are taken, such as the construction of anchors or tension bearing piles.

Safety of structural and nonstructural elements to withstand the effects of local accelerations should be studied; in particular, overturning of walls and parapets produced by forces normal to their planes must be prevented by adequate reinforcement and anchorage.

3.3.2 Framing systems

Decisions concerning the selection of a framing system are influenced by many factors. Basic criteria are best illustrated by discussing some typical problems, as done in what follows

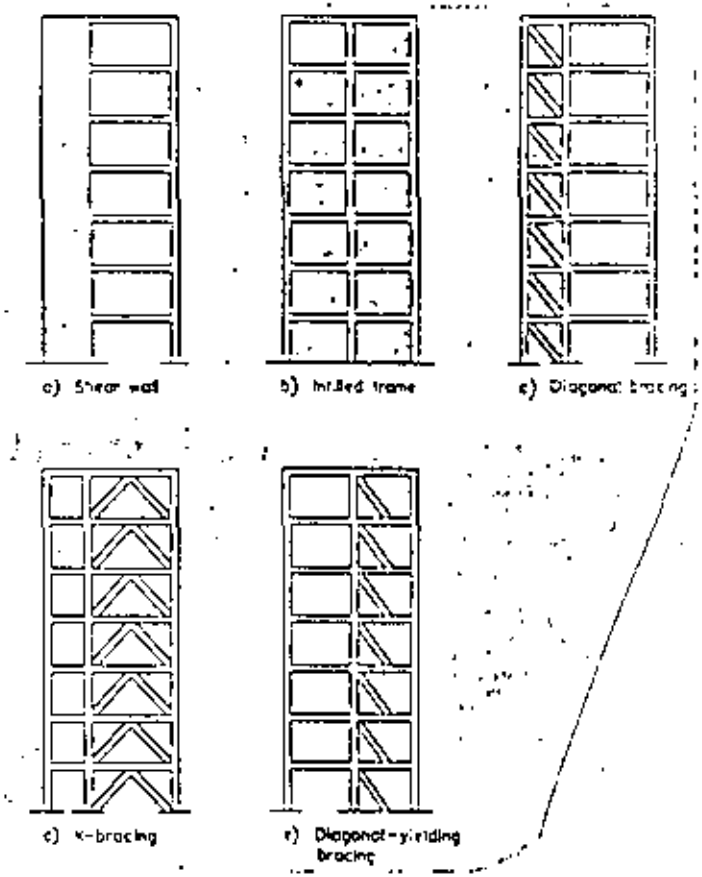


Fig. 3.13 Stiffening elements

Stiffening elements Continuous frames can usually resist seismic forces by developing rather uniform stress paths. Their main asset is that they can easily be designed and built so as to withstand large ductility demands. However, their efficiency, based on the bending capacity of beams and columns, is lower than that of systems that base their strength on that of elements subjected to simple shear or axial forces. Besides permitting the development of larger lateral capacities without excessive costs, stiffening systems can be decisive in the control of damage associated with lateral distortions. But economic and architectural considerations may preclude the use of these elements in some instances, and they may show significant

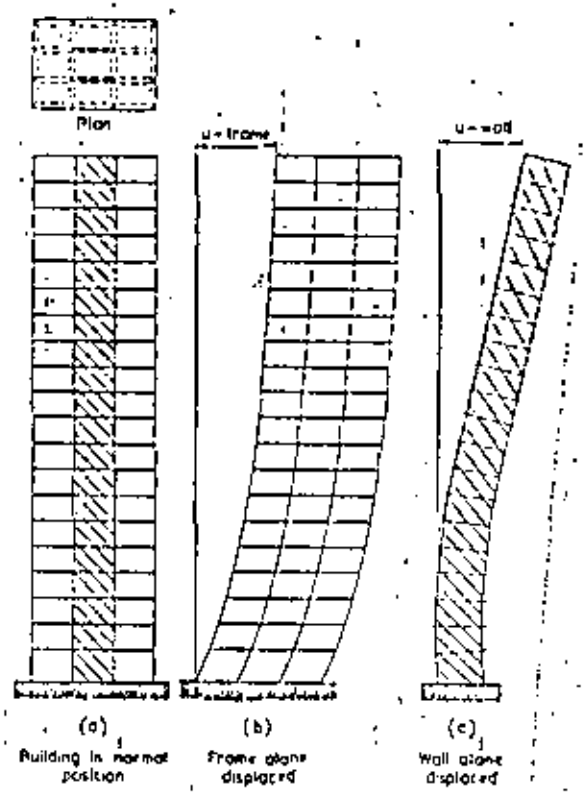


Fig. 3.14 Lateral load response of shear walls and frames (after Newmark[3.33])

technical disadvantages in others. In tall buildings, enhanced stiffness is usually provided by diaphragms and cross braces, the former built in reinforced concrete or masonry, the latter in reinforced concrete or steel (Figure 3.13). Use of cross bracing is usually to be preferred over that of diaphragms in low buildings and industrial halls, except in those instances where the diaphragms are required for architectural reasons. In intermediate and tall buildings the reverse is usually true, mainly on account of the large cross-sectional dimensions that would be required for the bracing members and of the serious problems posed by their anchorage, particularly in reinforced concrete structures.

The efficiency of cross-braced bays and shear walls is reduced as their aspect ratio (height-to-width ratio) increases. The reason for this can be understood from Figure 3.14, which compares the deflected shapes of a



Fig. 3.15 Efficient shear wall sections

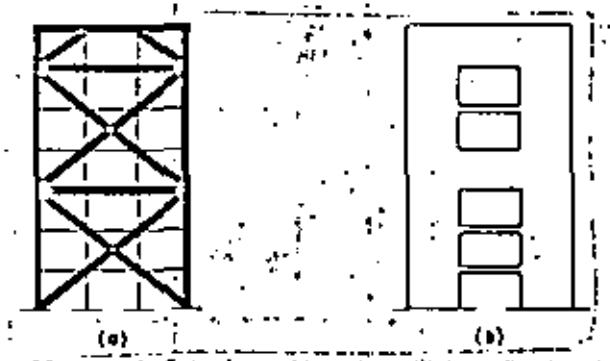


Fig. 3.16 Efficient use of stiffening elements: (a) cross braces, (b) shear walls and spandrel beams

braced bay or a wall acting as a flexural beam fixed at its base and a continuous frame acting essentially as a shear beam when both are subjected to a system of lateral forces. For equal top deflections, near the bottom the slopes of the flexural beam will be much smaller than those of the shear beam, but near the top the reverse will be true. The greater the aspect ratio of the flexural beam, the more important will be this effect. It follows that, when a system of lateral forces is resisted by the combination of a continuous frame and a slender wall, the latter will take a significant portion of the total story shear in the lower stories, but will fail to do so in the upper ones, as there the wall will tend to lean on the frame, instead of helping it to withstand the total story shear. The occurrence of large rotations of the wall horizontal sections gives place to excessive local deformations and ductility demands at the ends of beams connected to the wall edges. These problems can be aggravated by the occurrence of significant displacements associated with the flexibility of the foundation at the base of the wall. Adoption of cross sections as shown in Figure 3.15 can significantly enhance the efficiency of slender shear walls by increasing their flexural stiffness; but the most effective manner of reducing overall bending deflections is to get as wide a portion of a given bay to contribute to overall bending stiffness. In braced systems, this can be accomplished by adopting configurations as shown in Figure 3.16(a). Where architectural requirements force the adoption of a number of separate walls in the same plane, one solution consists in coupling several of them and

making them act together by means of sufficiently stiff and strong spandrel beams (Figure 3.16(b)). Then stems the problem of attaining ductile behavior in these beams (see Chapter 5).

Use of stiffening elements may bring about other problems: the flexibility of the foundation and that of the floor diaphragms may be significant in comparison with that of the stiffening elements and have to be accounted for when obtaining the distribution of internal forces. In-plane deformability of horizontal diaphragms may become very important in buildings long in plan where lateral forces are resisted by shear walls located near the ends of the building plan. Not only stiffness, but also strength of the floor diaphragms in their own plane becomes then a relevant variable.

Symmetry The distressing influence of asymmetry in structural behavior has been recognized, and perhaps over-emphasized. Efforts to avoid its effects have concentrated on the problem of adjusting stiffnesses so as to avoid torsional eccentricities; but even if computed eccentricities are negligible, important torques can develop, for instance, when high stiffnesses of certain structural members on one end of the building plan are balanced by very dissimilar elements on the other, as the relative values of the computed stiffnesses may be little reliable. In addition, eccentricities of variable magnitude may occur as a consequence of nonlinear behavior, even in those cases where conventional linear analysis predicts no torsional stresses. For this reason, it is desirable that structures be symmetric not only with respect to stiffnesses, but also to types of structural members.

Uniformity Adoption of very different spans in a given frame gives place to high shears and bending moments in the girders covering the shortest spans. These internal forces may reach excessive values in tall buildings, and even give place to objectionable variations on the axial loads of the adjacent columns; those variations can in turn affect foundation design. In low rise buildings these effects may be insignificant; the degree of uniformity which may be desirable in tall buildings may thus be objectionable in the lower ones, if it prevents taking advantage of the irregularly located points put forward by the architect. For instance, in the reinforced concrete frame structure whose floor plan is shown in Figure 3.17(a), the arrangement of service walls permits locating columns at points A, B, C, D. Such columns would reduce beam spans, and hence they would be desirable in a two- to five-story building; probably, they would be objectionable in a building having more than eight or ten stories. Nevertheless, it may in some cases be advantageous to locate columns at points that imply marked discrepancies between the spans of a tall building. It is then advisable to decrease the stiffnesses of the girders connecting those columns, mainly by reducing their depth, as shown in Figure 3.17(b).

As a consequence of vertical displacements produced by lengthening and shortening of columns, problems derived from excessive stiffness of short span beams tend to augment. Stiffness reduction called for by a good design for lateral loads might then be inconvenient because of limitations related

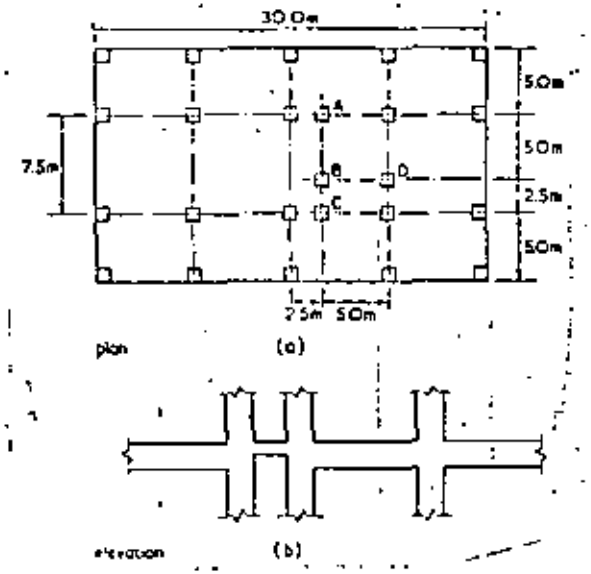


Fig. 3.17 Structural solution for building with wide spans (after Newmark and Rosenblueth[3.18])

with vertical load deflections. It is then advisable to project plastic hinges at the ends of the elements under consideration.

Buildings having irregular plans that include two or more main sections interconnected by narrow corridors (Figure 3.18) pose special problems of analysis and design: excessive stresses in the corridor diaphragms and significant twisting forces in the building sections can result as a consequence of interaction among those sections. Evaluation of these effects is in general a difficult task including explicit consideration of diaphragm deformability. The problem can be successfully handled by means of properly located vertical construction joints.

Structural lines of defense A large number of buildings base their lateral strength on the contribution of brittle elements that crack while they absorb energy during the strongest phases of a shock. Design of such buildings is often done assuming no reduction in the elastic spectral ordinates on account of ductility, as cracking may be tantamount to collapse. Their performance is greatly improved, and the design forces for a given reliability sharply reduced, however, if the system is provided with a second line of defense, capable of developing a fraction of the lateral strength of the brittle elements and of showing ductile behavior after cracking of the first, stronger and usually stiffer system. This property has been recognized by some building codes[3.16,3.20], which specify nearly equal ductilities for moment resisting

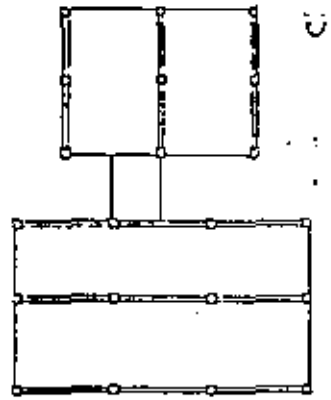


Fig. 3.18 Building sections interconnected by narrow corridors

structural frames as for dual systems that resist lateral forces by a combination of vertical bracing trusses, reinforced concrete or reinforced masonry shear walls and ductile moment resisting frames, provided the frames take at least 25% of the prescribed seismic forces.

3.3.3 Design for ductility and energy absorption

Neither local nor global ductilities can be ensured by use of a ductile material: both properties depend as well on the types of potential failure modes and on the relative values of the safety factors with respect to each of them. Thus, onset of instability precluded taking full advantage of the ductility inherent in the material used in the structure of Figure 3.3. While the stress-strain law for the material can be represented by Figure 3.6(b), the relationship between lateral force and displacement is better described by Figure 3.6(d), and this non-ductile curve will dominate system behavior unless the lateral stiffness is increased or the vertical load decreased; only the first of these actions is ordinarily feasible. Likewise, premature local buckling of a beam-flange may prevent the development of a ductile plastic hinge at the same cross section.

In order to attain ductile behavior, one must identify potential failure modes, determine those characterized by ductile behavior, and adopt a set of safety factors leading to a sufficiently low probability for the event that limit states with respect to brittle modes of behavior will be reached before those associated with ductile modes. For instance, reduction factors for lateral forces specified by Mexico City building code[3.16] for ordinary moment resisting reinforced concrete frames correspond to an assumed ductility of 4, but the code permits that parameter to be taken as 6 if some special requirements are satisfied. Among those requirements, load factors of 1.4 are

specified for brittle-failure limit states, such as those associated with shear force, torsion and buckling, for the superposition of permanent loads and earthquake, instead of 1.1, applicable to ductile limit states.

Details and connections Because global ductility of usual structures depends as a rule on local ductilities of small regions, careful design and detailing of those regions is mandatory. In building frames, yielding is usually restricted to occur at plastic hinges located at the sections where the ratios of capacity to action are lowest. As a rule, it is feasible and convenient to have those sections at the member ends. Chapters 4 and 5 deal with the specific design criteria intended to ensure that sufficiently ductile plastic hinges will form at predetermined locations.

Brittle modes of behavior are often the consequence of exceedance of structural capacity at some particular regions where drastic changes in mechanical properties of the structural members take place. As a rule, brittleness of behavior can in those cases be ascribed to local nonlinear buckling or to stress concentrations usually unaccounted for in ordinary design. Typical among the vulnerable regions are connections between structural members. In steel structures, local brittle behavior usually results from local buckling or welding failure, while in reinforced concrete, problems of bond, diagonal tension, and stress transfer between reinforcement of different members dominate. On account of the complexity of the stress patterns usually involved, the problem is in general not only one of brittleness but also one of ignorance or carelessness in the evaluation of the structural capacity of the joint. Practical recommendations for evaluation of this capacity are provided in Chapters 4 and 5. The condition that the probability of brittle failure is sufficiently smaller than that of ductile failure is attained by adopting larger safety factors with respect to capacity of the joint than to that of the members it connects; but often the difference in safety factors is insufficient to override the wide uncertainties associated with joint behavior.

Ductility of members and subsystems In members and subsystems, ratios of safety factors with respect to brittle and ductile modes depend on the capacities of critical sections with respect to various combinations of internal forces and on the ratios between those internal forces when the member or subsystem deforms beyond the failure limit states of the critical sections. Thus, a reinforced concrete beam acted on its ends by moments M_1 and M_2 produced by permanent loads and by seismic couples M_1' and M_2' which grow from zero to their final values, will attain its bending capacity if either $M_1 + M_1'$ or $M_2 + M_2'$ reach the corresponding strength. Failure will be ductile if the beam is under-reinforced, i.e. if tensile bending failure governs. Brittle failure will take place if the member is over-reinforced or if development of the bending capacity is precluded by premature failure in diagonal tension. As couples M_1' and M_2' grow, end shears vary as $[V = V_0 \pm (M_1' + M_2')/L]$, where V_0 is the effect of permanent loads and L is the member span, and the member fails prematurely in diagonal tension if the

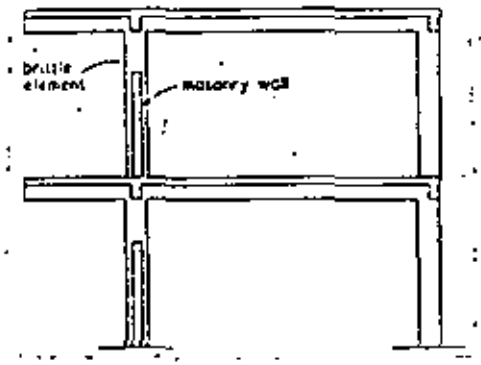


Fig. 3.19 Low ductility structure

shear at either end reaches the beam capacity before moments $M_1 + M_1'$ and $M_2 + M_2'$ reach the corresponding bending strengths.

Large values of L imply small values of the shear force for given values of M_1' and M_2', and bending failure is likely to dominate: ductile behavior will take place at ordinary under-reinforced members. For small values of L the opposite will be the case: brittle-type diagonal tension failure will be reached before bending failure, unless special precautions are taken to ensure that the safety factor with respect to the former mode is greater than that applicable to the latter.

The condition is often encountered in buildings with irregular plan, as shown in Figure 3.17(a), adoption of a smaller beam depth can lead to a ratio of shear to bending strengths capable of ensuring ductile behavior. The same problem is characteristic of the structural system shown in Figure 3.19, typical of school buildings in some countries: the clear height of some columns is reduced by their interaction with masonry panels lower than the story height. This leads on one hand to shear concentrations and torsional response, and on the other to large ratios of shear force to bending moments, and hence to brittle failure, under usual conditions. All these problems can be avoided if the columns are liberated from restrictions throughout the full story height, either by placing a flexible joint between wall panels and columns, or by locating frame and wall on different, parallel planes. Alternatively, ductile behavior can be accomplished in this case by designing the free-standing portion of a given column for a shear capacity equal to or larger than the sum of the bending capacities at the ends of the mentioned portion divided by its height. Interaction with axial forces must not be forgotten. In the extreme case of very short spandrel beams used for providing coupled action of adjacent shear walls (Figure 3.20), special reinforcement has to be furnished in order to attain ductile behavior under diagonal tension.

Axial loads reduce available ductility at columns ends; the larger the axial

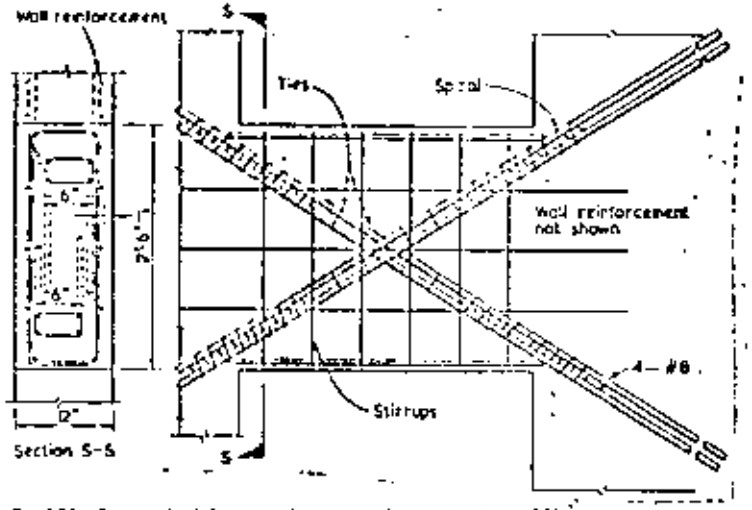


Fig. 3.20 Suggested reinforcement for coupling beam (after Paulay[3.24])

stress, the larger the reduction, as shown in Figure 3.21 for a reinforced concrete column of given characteristics. Hence the criterion that suggests that plastic hinges occur at the end of beams, rather than of columns; this can be accomplished with reasonable reliability by adopting slightly higher load factors (say 10 or 20%) for column than for beam design.

The consequences of designing exclusively for strength, with neglect of ductility considerations, can be as serious as displayed in Figure 3.23, which shows the brittle failure of a large number of columns of a building having the cross section shown in Figure 3.22, during the Caracas earthquake of 1967[3.17]. Axial loads due to gravity forces and to seismic response impaired the capacity of the otherwise strong columns to develop sufficient ductility; the situation may have been aggravated because the upper stories, being much stronger in shear than the lower ones, must have given place to the occurrence of specially higher ductility demands at the columns under consideration.

3.4 SAFETY CRITERIA

3.4.1 Structural safety

Uncertainty and safety in seismic design Neither loads acting on buildings nor strengths of structural members can be predicted with sufficient accuracy that uncertainty can be neglected in design. Nominal values of loads and strengths are most unfavorable values only in the sense that the probability

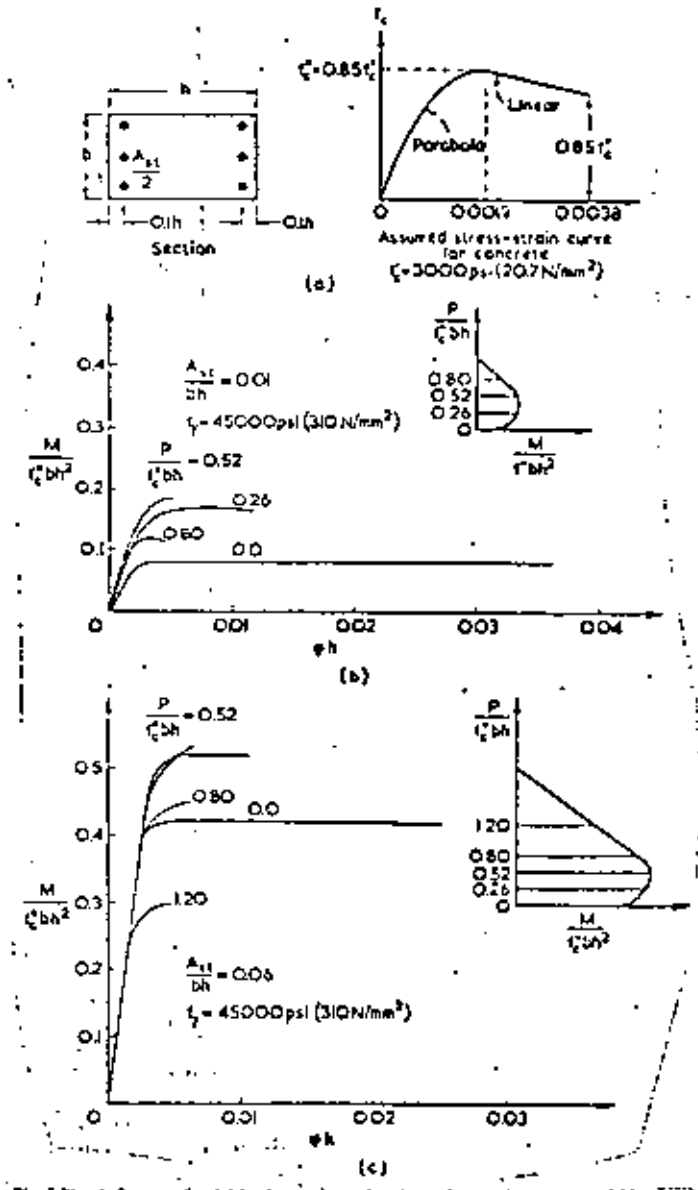


Fig. 3.21 Influence of axial load on column ductility (after Park and Paulay[3.24])

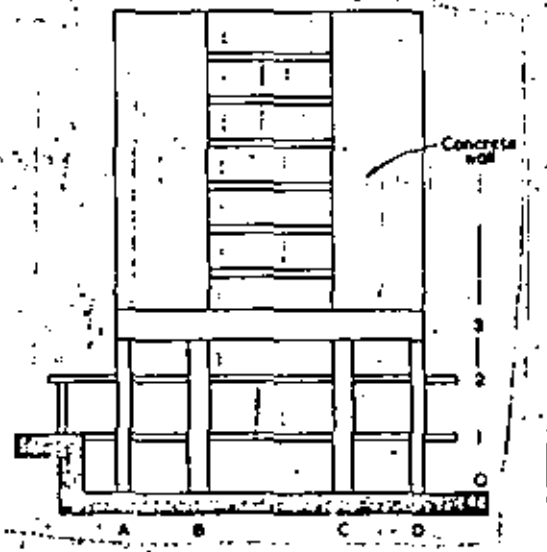


Fig. 3.22 Schematic cross-section of building damaged during Caracas 1967 earthquake[11]

that those loads and strengths adopt values more dangerous for the performance of a given system is sufficiently small. If the actual value of the internal force acting on a critical section or subassemblage of a structure exceeds the actual value of the corresponding strength, failure occurs. Structural safety is measured by the probability of survival, that is, that failure does not take place. When only a single load application is contemplated the probability of survival is determined by the probability distributions of load and strength at the instant when the load is applied, provided the safety margin, i.e. the difference between strength and load does not decrease with time. Seismic excitation however consists of a random number of events of random intensities taking place at random instants in time, and seismic safety cannot be described by a single probability of survival under a given load application, but rather by a time-dependent reliability function $L(t)$, equal to the probability that the structure survives all combinations of dead, live and seismic actions that affect it during an interval of length t starting at the same time as construction.

Limitation of material losses and other forms of damage is as important an aim of earthquake resistant design as is safety against collapse. For the sake of simplicity, these two objectives are usually pursued by design codes through the specification of a design earthquake for which collapse safety and deformation restrictions have to be verified. Some special structures are analyzed for two different design earthquakes; safety requirements with respect to collapse limit states are established for an extreme intensity event,

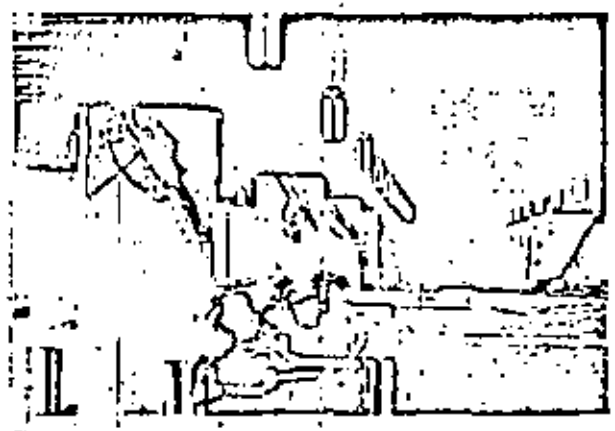


Fig. 3.23 Failure of reinforced concrete columns

while limitation of non-structural damage is aimed for through the control of stresses and deformations for shocks of moderate intensity, likely to be exceeded several times during the structure's life.

Complying with collapse safety design conditions does not mean that failure probability is annulled: it is rarely possible to set sufficiently low upper bounds to seismic intensity at a site or to structural response that designing for them will be economical or even feasible. Besides, neither structural strength nor performance for a given intensity can be predicted with certainty. Establishment of design conditions follows cost-benefit studies, where the initial costs required to provide given safety levels and degrees of protection with respect to material losses are compared with the present value of the expected consequences of structural behavior. This is obtained by adding up the costs of failure and damage that may occur during given time intervals, multiplied by their corresponding probabilities and by actualization factors that convert monetary values at arbitrary instants in the future into equivalent values at the moment of making the initial investment.

Evaluation of failure and damage probabilities implies an analysis of the uncertainties associated with structural parameters, such as mass, strength, stiffness and damping[3,10], and with those defining seismic excitation, such as motion intensity and relation of the latter to the ordinates of the response spectra for given periods and damping values, or to other variables closely correlated with structural response. Conversely, attainment of given safety levels and degrees of protection for material losses is accomplished through the specification of nominal values of design parameters used to compute structural capacity and response and of safety factors that must relate the latter variables.

Optimum safety The formal application of cost-benefit studies to decision making in earthquake engineering is often hindered by problems that arise in the evaluation of expected performance of structures. Prominent among them is the difficulty to express different types of failure consequences in the same unit or, more specifically, to assign monetary values to concepts such as panic, injury, death and even loss of prestige of designers, contractors or regulating agencies responsible for safety policies. Those difficulties can be overcome through adoption of decision-making models that account for uncertainty in the mentioned concepts and of policies for assessing that uncertainty. An important asset of decision oriented cost-benefit studies, however informal they may be, is their providing of insight into the relevant variables and the manner in which optimum design intensities and safety factors should vary with respect to those variables. Thus, it is concluded that optimum design intensity is an increasing function of the derivative of initial cost with respect to capacity to the expected cost of failure, and is a decreasing function of seismic activity at a site.

The latter conclusion means that the higher the activity the higher the optimum level of risk to be accepted in design[3.19]. This is often neglected, as it contradicts the widely extended concept that in seismic design consistent safety means design for intensities having a given return period, regardless of initial costs.

The benefits of adopting safety levels that depend on the consequences of failure have been recognized in some modern design regulations. For instance, structures are classified in Mexico City Building Code[3.16] in three categories according to their usage, namely provisional, ordinary and specially important. The second category includes apartment and office buildings, and the third includes structures the failure of which would have especially important consequences, the good performance of which is critical just after an earthquake (hospitals, fire stations), or the contents of which are very valuable (museums). Structures in the first category do not require formal earthquake resistant design, while those in the third category are designed for 1.3 times the spectral ordinates specified for the second group.

In the recently proposed Recommended Comprehensive Seismic Design Provisions for Buildings[3.20], structures are classified into three main groups according to their seismic hazard exposure, that is, the relative hazard to the public based on the intended use of the building. In decreasing order of importance, these groups include, respectively, buildings housing critical facilities which are necessary to post-disaster recovery, those which have a high density of occupancy or which restrict the movements of occupants, and other structures. Seismic design spectra are based in all seismic regions on intensities that may be exceeded with 10% probability in 50 years. Differences in the optimum safety levels for different building usages are not recognized in the adoption of different seismic coefficients, but only in the restrictions concerning height and types of structural systems and in the refinement of the criteria for structural analysis and design, which are made to depend on the seismic zone and the seismic hazard exposure.

3.4.2 Design values

Nominal values of design variables and safety factors — and hence of implicit safety levels — have been traditionally established by trial and error and engineering judgement. Although explicit optimization as described above seems the ideal framework for design, its direct application by designers is at present impractical, with the exception, perhaps, of extremely expensive structures, such as nuclear reactors, or structures built in large numbers from the same design, such as offshore drilling platforms. Design values specified in a building code should be based on optimization studies covering the types of structures contemplated by that code, and optimization should be referred to the expected population of those structures. The fact that explicit optimization is not directly applied to each individual structure implies that we are dealing with suboptimization, that is, optimization within given restrictions: design formats must be kept simple, and the number of relevant variables small. As a consequence, what is optimum for a population of structures may not be optimum for every individual member.

Nevertheless, the theory of structural reliability has provided the framework for recent attempts to attain consistency between those rules and to extrapolate them to more general conditions; simplified formulations derived from the basic concepts have led to design criteria that approach consistency while not departing from the simplicity required for practical applications[3.21-3.24]. Nominal values of the design variables are chosen such that the probability that each variable will adopt a more unfavorable value does not exceed a certain limit; often, the probability limit specification is substituted with a criterion stating a number of standard deviations above or below the mean value of each variable. Consistent safety levels based on cost-benefit studies are approached through proper handling of load factors and strength reduction factors[3.25].

Permanent loads Dead and live loads affect seismic design conditions in various manners: they give place to internal forces produced by gravity — thus reducing capacity available to resist seismic forces — and they influence seismic response, both with regard to the structure's vibration periods and to the relation between mass, acceleration and force. The influence on natural periods is usually disregarded when specifying design loads, but can be accounted for by stating probable ranges of variation of those periods with respect to their computed values. Because dead loads are essentially constant in time, their design values for the combination of permanent and accidental loads coincide with those valid for the action of the former alone. Design values for live loads to be used in combination with earthquake must be obtained from the probability distributions of their value at an arbitrary instant in time, rather than of their maximum during a relatively long interval; the fact that the cost of failure in case it occurs is a function of the acting live load has been accounted for in some recent cost-benefit studies[3.26]. These considerations substantiate the requirements of some design codes that state different design live loads for their combination with permanent and accidental loads or with permanent loads alone[3.16].

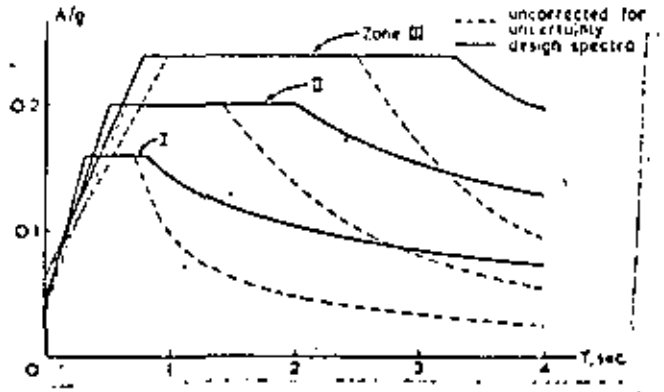


Fig. 3.24 Design spectra corrected for uncertainty in natural period

Natural periods Uncertainty in natural periods stems from that associated with mass and stiffness as well as with soil-structure interaction; its significance arises from the sensitivity of spectral ordinates to this parameter. That uncertainty can be taken into account by adopting unfavorable values derived either by applying corrective factors to those computed in terms of nominal values of the relevant parameters or by covering those uncertainties by means of suitable modifications to the ordinates of the nominal design spectra. As a rule, corrective factors greater than unity are applied to periods lying in the ascending branch of the acceleration spectrum, and values smaller than unity are applied otherwise. For instance, Figure 3.24 shows design spectra for three microzones in Mexico City both for deterministically known and uncertain natural periods[3.16]. For multidegree of freedom systems this criterion errs on the safe side, as it neglects probabilistic correlation among natural periods.

Design spectra Detailed characteristics of earthquakes are only approximately specified when a design intensity is adopted. Specification of design spectra for linear systems involves making decisions with respect to the design intensity and to the probability of exceedance of the proposed spectral ordinates given that intensity. Because the frequency content of ground motion varies with magnitude, focal mechanism, and site-to-source distance, earthquake intensity by itself does not determine the probability distribution of spectral ordinates for all ranges of natural periods. Unless seismic risk at a site can be ascribed exclusively to shocks that may generate at the same source, design spectra can not be made to correspond to the 'worst probable earthquake' to be expected at the site; rather, they should be obtained from the probability distributions of maximum response for different natural periods, regardless of the seismic source where every particular shock may have originated.

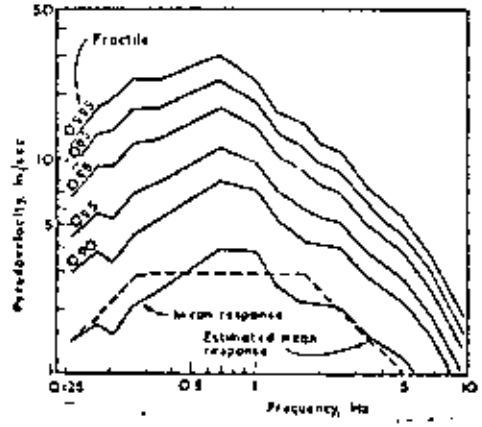


Fig. 3.25 Response spectra for different exceedance probabilities (after McGuire[3.29])

As a rule, the probability distributions of maximum spectral ordinates referred to in the foregoing paragraphs cannot be directly inferred from strong-motion records obtained at the site of interest, as only exceptionally is a large enough sample of those records available for the site. Instead, those distributions are usually generated from stochastic process models of local seismicity in the near-by seismic sources and the transformation of magnitudes and source locations into intensities at the site by means of attenuation laws that relate the pertinent variables with site-to-source distance[3.27,3.28]. Spectral ordinates corresponding to given probabilities of exceedance for a given magnitude and distance are shown in Figure 3.25, obtained from ref. 29. If peak ground acceleration and velocity are given, *mean* values of design spectra or values corresponding to given exceedance probabilities for different damping ratios can be readily estimated, as shown in Figure 2.1.

Use of elastic spectra on firm ground as the basis for constructing inelastic design spectra is illustrated in Figure 2.3. The solid line represents an elastic design spectrum constructed according to the criterion of Ref. 3.30; ordinates are pseudo-velocities and abscissas are natural frequencies, and both scales are logarithmic. The dashed line represents the nonlinear spectrum for the same damping as the elastic spectrum and a ductility factor μ; spectral accelerations can be directly read from the dashed-line plot by referring it to an adequate system of straight lines sloping down from the left, and total displacements of the inelastic system are obtained by multiplying those corresponding to the dashed line by the ductility factor μ (dash-point line). The relation between the various segments of the reduced acceleration spectrum D'V'A'A'$_0$ and their counterparts for the elastic case is as follows[3.30]. The extreme right-hand portion of the spectrum, where the

response is governed by the maximum ground acceleration, remains at the same acceleration level as for the elastic case, and therefore at a corresponding increased total displacement level; the ordinates of segments D and V in the small and intermediate frequency ranges, respectively, are divided by μ, and the ordinates of segment A are reduced according to an equal-energy criterion, which for elasto-plastic systems is tantamount to dividing by $(2\mu - 1)^{\frac{1}{2}}$.

The accelerograms of some earthquakes recorded on the surface of thick sediments of soft soil are characterized by their long duration and by their nearly harmonic nature. These properties are reflected in their linear response spectra, which show very narrow and pronounced peaks at one or more dominant periods (Figure 3.26). The validity of the foregoing rules for transforming linear spectra into their nonlinear counterparts has not been assessed yet, but some significant features have been qualitatively applied in the formulation of design spectra for the soft soil region in Mexico City. As Figure 3.26 shows, the design spectra uncorrected for uncertainty in natural period shows a wide plateau of constant ordinates, which is intended to cover the tendency of structures possessing natural periods shorter than those dominant in the ground motion to show increased responses as their effective periods grow as a consequence of nonlinear behavior.

Figure 3.26 also shows a correction for uncertainty in natural periods on both sides of the region of maximum ordinates; it also shows that on the long period side, specified ordinates are made to decay at a significantly slower rate than in the recorded spectrum. The latter requirement stands for the convenience of covering the decrease in reliability due to the possibility of occurrence of a large number of failure modes, and of providing additional protection with respect to unfavorable behavior caused by phenomena typical of long period structures and not normally considered in analysis, such as some forms of soil-structure interaction, concentrations of ductility demand, and slenderness effects in excess of computed values.

Damping and ductility The recommendations of some modern building codes[3.16-3.20] are formulated as though design spectra were actually based on linear response spectra for 5 to 10% viscous damping, with correction factors intended to account for ductilities in the approximate range of 1 to 6. But structural damping at small strains is much smaller than openly recognized in design specifications. Thus, while linear response spectra that provide the basis for the recommendations of Ref. 3.16 correspond to a damping ratio of 0.05 of critical, tests on actual structures subjected to small amplitude vibration show that this value should not exceed 2 to 3% for reinforced concrete structures or 0.5 to 1% for welded steel structures with low density of nonstructural elements. Apparent inconsistencies are rather a matter of tradition and of nomenclature than of actual safety, as most damping, even at low strains, must be ascribed to nonlinear response and deterioration rather than to viscous, non-damaging behavior. Nominal ductile capacity for given structures has not been derived from probabilistic

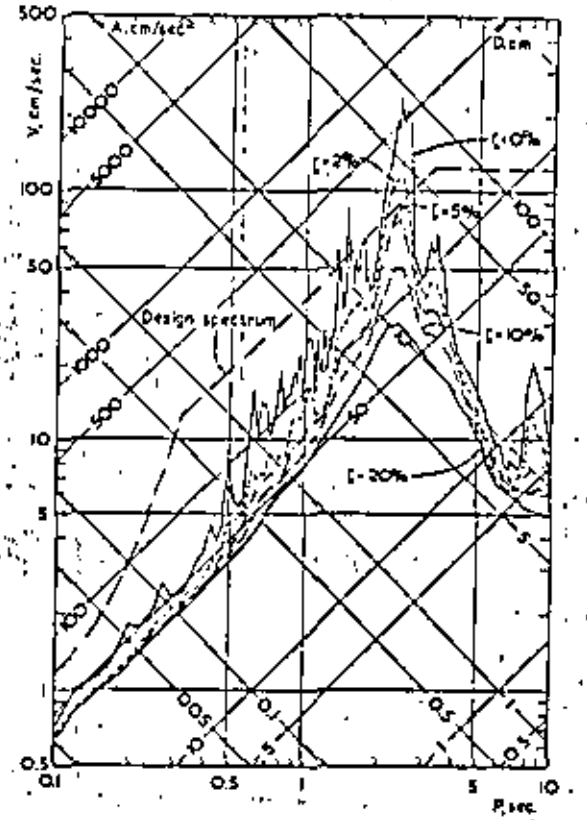


Fig. 3.26 Typical response spectra on soft clay in Mexico City

analysis of the measured ductilities developed by various structural systems subjected to dynamic excitation, but rather by semi-empirical adjustment of design coefficients based on engineering judgement, economic considerations, and study of the observed response of structures of known properties to severe ground shaking.

3.4.3 Reliability analysis in seismic design

As mentioned above, the reliability function of a system in a given environment is the probability that the system survives all the actions exerted upon it by the environment during a given time interval. Its computation is based on the probability distribution of the minimum safety margin during

the given interval, and this probability is in turn dependent on the probability distributions of system strength and environment action at every instant within the interval. In seismic reliability problems the environment is described by stochastic models of dead, live and seismic loads, while system strength is described by probabilities of occurrence of given failure modes for given combinations of the mentioned loads. Uncertainty in seismic loads arises from randomness in earthquake origin, magnitude, rupture mechanism and wave propagation path, as well as from uncertainty in dynamic response for a given earthquake intensity. A brief description of the basic concepts of seismic reliability analysis is presented in the following, with the intention that it will provide a conceptual framework for the rational determination of safety levels and hence of pertinent design values and safety factors. More complete studies can be found in Refs. 3.21, 3.27 and 3.31.

Seismicity Let Y be earthquake intensity, expressed in terms of a set of parameters (such as peak ground acceleration or velocity, spectral response for given period and damping) that can be directly correlated with structural response or performance. Seismicity will be described by the stochastic process of occurrence of significant events, that is earthquakes having at the site of interest an intensity sufficiently high as to affect engineering structures, and by the conditional probability distribution of intensity given the occurrence of an event. Let T be the interval between occurrence of successive significant events, T_1 the time from the instant observations are started to the first event, and $F(t)$, $f_1(t)$ the respective probability density functions. The probability density function of the time to the rth significant event is obtained recursively as follows:

$$f_r(t) = \int_0^t f_{r-1}(t-\tau) f(\tau) d\tau, \qquad r > 1 \tag{3.1}$$

thus, the probability density function of the time to first exceedance of intensity y equals

$$g_1(t) = \sum_{r=1}^{\infty} f_r(t) P Q^{r-1} \tag{3.2}$$

where $Q(y)$ (assumed independent of r and t) is the conditional cumulative probability distribution of intensity given that a significant event has occurred, and $P = 1 - Q$. The probability density function of the time to failure for a structure having a deterministically known strength Y_s can be obtained by means of Equation 3.2, making $Q = Q(Y_s)$.

Different expressions have been proposed for f_T and f_r[3.28]. The simplest of them, although not the most realistic, assumes significant events to take place in accordance with a Poisson process, that is,

$$f_r(t) = f_T(t) = \nu \exp(-\nu t)$$

where ν is the mean rate of occurrence of the mentioned events. Under this assumption, Equation 3.2 leads to

$$g_1(t) = \nu P e^{-\nu P t} \tag{3.3}$$

The discussion that follows will be confined to this assumption. A more general treatment can be found in Ref. 3.31.

Structural response Let D be the cost of damage caused by an earthquake on a structure. It can vary between 0 and $D_0 + A$, where D_0 is the total cost of the structure and A that of its contents, as well as all other consequences (such as loss of human lives and indirect effects) expressed in monetary terms, diminished by the salvage value. A probability density function of D conditional to every possible value of intensity can be established[3.32]. If that function is denoted by $f_{D|y}(d|y)$, the probability density function of D every time a significant event takes place is

$$f_D(d) = \int \frac{dP(y)}{dy} f_{D|y}(d|y)\, dy \tag{3.4}$$

It may be advantageous to express the domain of possible damage levels of a given structure by a set of potential failure modes. If $p_i(y)$ *is the probability of failure in mode* i given an intensity equal to y, and D_i is the corresponding cost of damage, then the marginal probability of failure in mode i given the occurrence of a significant event is

$$\bar{p}_i = \int \frac{dQ(y)}{dy} p_i(y) dy \tag{3.5}$$

and the expected cost of damage for each event is

$$\bar{D} = \sum_i D_i \bar{p}_i \tag{3.6}$$

the $\bar{p}_i$'s are functions of acting permanent loads, design parameters, and safety factors with respect to all relevant failure modes. By changing relative values of those safety factors it is possible to make failure modes with the highest consequences (in general, brittle modes) much less likely than those leading to lower damage levels. Thus, adoption of higher load factors for column than for beam bending moments may be advisable when significant axial loads hinder the development of enough ductile capacity at column ends; or it may be advantageous to make a structure safer with respect to overturning moment than to lateral yielding. Quantitative assessment of adequate increments of load factors can be established from economic considerations within the cost-benefit framework advocated in the sequel.

Optimum design Let $C(x_1, \ldots, x_n)$ be the initial cost of a given structure, and $x_1, \ldots, x_n$ a set of design parameters (resistances, stiffnesses, ductilities). Optimal values of those parameters are those maximizing the function

$$V = B - C - Z \tag{3.7}$$

where B and Z, also functions of the set of design parameters, are present values of the expected benefits and failure consequences, respectively. In other words; if $b(t)$ is the expected value of benefits at time t derived from performance of the structure, and γ is a discount rate such that present values of future losses or benefits can be obtained through multiplication of the latter by $\exp(-\gamma t)$, then

$$B = \int_0^\infty b(t) e^{-\gamma t} L(t) dt \tag{3.8}$$

and

$$Z = \int_0^\infty \nu D e^{-\gamma t} L(t) dt \tag{3.9}$$

where $L(t)$ is the reliability function defined above. The meaning of $L(t)$ in Equations 3.8 and 3.9 is that production of benefits and losses is subjected to the condition that the structure has survived all previous loads. For the case of deterministically known strength Y_s, Equation 3.3 leads to

$$L(t) = \exp(-\nu P_s t) \tag{3.10}$$

where

$$P_s = P(Y_s)$$

From Equations 3.8, 3.10 and the assumption that $b(t) = b$ is constant,

$$B = \frac{b}{\gamma + \nu P_s} \tag{3.11}$$

Likewise, from Equation 3.9,

$$Z = \frac{\nu D}{\gamma + \nu P_s} \tag{3.12}$$

and the expression for utility becomes

$$U = \frac{b}{\gamma + \nu P_s} - C - \frac{\nu D}{\gamma + \nu P_s} \tag{3.13}$$

If Y_0 is the minimum intensity of significant events, that is, an intensity below which no damage can occur, then ν can be approximately expressed as $K Y_0^{-r}$, where K and r depend on the activity of seismic sources near the site[3.28]. Under these conditions, $P_s = (Y_0/Y_s)^r$.

Expressing b, P_s and D in terms of the set of design parameters and differentiating with respect to them, a system of equations is obtained from which optimum values of those parameters can be determined.

If structural strength for a given set of design parameters is uncertain, Equations 3.10 and 3.13 become respectively

$$L(t) = E[\exp(-\nu P_s t)] \tag{3.14}$$

$$U = E\left[\frac{b}{\gamma + \nu P_s} - C - \frac{\nu D}{\gamma + \nu P_s}\right] \tag{3.15}$$

The expectations in the above equations are taken with respect to the probability density functions of structural strength Y_s.

Different expressions for U can be obtained, depending on the policy adopted *a priori* with regard to repair and reconstruction measures to be taken after every damaging event[3.21]. Optimum design parameters may be strongly influence by that policy.

Specification of safety in codified design According to the optimization criteria described above, determination of design resistances, stiffnesses and ductilities is not based on the expected response to a single event, defined by a given spectrum and assumed to correspond to a given return period. Instead, design parameters are optimum in the sense that they lead to the best investment of resources taking into account long term expected behavior under the action of a random number of random loads. However, by comparison with safety requirements for permanent loads, it is usually advantageous to specify seismic safety in terms of a design earthquake, assumed to correspond to a given return period, a set of rules to define minimum probable resistances from their expected values and variation coefficients, and a set of load factors. Safety under the action of the design earthquake is not significant by itself, but because it is an indirect measure of the reliability function $L(t)$.

Member and system reliability In the applications of the theory of structural reliability to the formulation of consistent safety design criteria for a single load application, nominal capacities of members or critical sections are often defined by either of the following expressions[3.21,3.22]

$$R^* = \bar{R} \exp(-\alpha V_R) \tag{3.16}$$

$$R^* = \bar{R}(1 + \alpha V_R) \tag{3.17}$$

Here, R^* denotes nominal value of the random strength R, $\bar{R}$ its expected

value, V_R its coefficient of variation and z a constant that depends on the probability that R is smaller than its nominal value. It is clear that the ratio $R^*/\bar{R}$ is smaller than unity and decreases when V_R increases.

The capacity with respect to some failure modes in ductile systems can be expressed as the sum of the contributions of the capacities of a number of critical sections. Take for instance the shear capacity of a given story of a frame building and consider that capacity to be made up of the contributions of the moment capacities at all column ends. The coefficient of variation of the story shear capacity is equal to

$$V=\left(\sum_i\sum_j \rho_{ij}V_iV_j\bar{R}_i\bar{R}_j\right)^{1/2}\Big/\sum_i \bar{R}_i$$

where $\bar{R}_i$ is the strength at the ith critical section, $\bar{R}_i$ and V_i respectively its expected value and coefficient of variation and ρ_{ij} the correlation coefficient between R_i and R_j. If the latter variables are stochastically independent,

$$V=\left\{\sum_i (V_i\bar{R}_i)^2\right\}^{1/2}\Big/\sum_i \bar{R}_i$$

and if all V_i's are equal to v,

$$V=v\left(\sum_i \bar{R}_i^2\right)^{1/2}\Big/\sum_i \bar{R}_i$$

hence, $V\leq v$ and the nominal value of R that would be obtained by direct application of Equations 3.9(a) or 6 with the adequate value of V will exceed that obtained by simple addition of the nominal values R_i^* of the contributions of all critical sections. This result is an analytical way of expressing an often intuitively derived principle: that under similar safety conditions for individual critical sections the reliability of ductile systems with respect to failure modes that require the development of the capacity of n critical sections decreases with decreasing n. Because design criteria for the revision of safety conditions are usually stated in terms of the ratio of structural capacity to internal load at each individual critical section, the effect under study has to be accounted for by making required safety factors vary with the number of critical sections involved in a failure mode. This is the basis for the prescription in the 1976 Mexico City Building Code stating that the generalized force acting on every shear wall or column that takes up more than 20% of the story generalized force (shear, torque or overturning moment) be increased 20% or by the prescription concerning nonredundant systems in ATC recommendations[3.28] stating that when a building system is designed or constructed so that the failure of a single member, connection or component would endanger the stability of the building, that member, connection or component should be provided with a strength at least 50% greater than otherwise required.

Superposition of modal contributions | Maximum contributions of all natural modes to a given response — internal force at a critical section, displacement or deformation — do not take place simultaneously. The design value of a response parameter is assumed proportional[3.46] its standard deviation at the end of the earthquake. After some simplifications[3.18], this criterion leads to the following expression:

$$S=\left(\sum_i\sum_j \frac{S_iS_j}{1+\varepsilon_{ij}^2}\right)^{1/2} \tag{3.18}$$

in which

$$\varepsilon_{ij}=\frac{\omega_i'-\omega_j'}{\zeta_i'\omega_i'+\zeta_j'\omega_j'} \tag{3.19}$$

and S_i is the maximum absolute value of the contribution of the ith mode to the response of interest; it is to be taken with the sign adopted by the unit impulse response function of the response of interest to a ground velocity step-increment when the mentioned function attains its maximum numerical value.

In Equation 3.19, ω_i = undamped circular frequency of ith natural mode,

$\omega_i'=\omega_i\sqrt{1-\zeta_i^2}$ = damped circular frequency of ith natural mode,

$\zeta_i'=\zeta_i+2/\omega_i s$,

ζ_i = damping ratio of ith natural mode (assumed equal to 0.05 unless a different value is justified), and s = duration of segment of stationary white noise equivalent to the family of actual design earthquakes; s may range from 20 to 40 seconds for ground conditions ranging from firm ground to thick deposits of very soft material. The influence of stochastic correlation between the instants when the response associated with each mode reaches its maximum is reflected in Equation 3.18 through the participation of ε_{ij} when ω_i' differs significantly from ω_j'. ε_{ij} is large and S^2 approaches the sum of the squares of the individual mode contributions, $\sum S_i^2$. However, when ω_i' is close to ω_j', ε_{ij} tends to zero and the cross-product terms S_iS_j for $i\neq j$, become significant. The fact that each of these terms can be either positive or negative accounts for the possibilities of strongly correlated modal responses taking place with phase angles close to either 0 or 180°.

In buildings, cross-product terms are usually negligible. Exceptions occur, for instance, in the modal analysis of buildings possessing small torsional eccentricities, when torsional degrees of freedom are taken into account, or in the analysis of any type of structure when the response of an appendage

(p station characterized by a mass much smaller than the others into which the system has been discretized) is taken as a degree of freedom in the computation of modal shapes and frequencies[3.16].

Superposition of ground motion components It has been customary to design structures so that they resist the envelope of effects of the various components of earthquake motion as though these components acted one at a time. There is growing consciousness that design should recognize the simultaneous action of all the components, as a number of cases have been identified where superposition of those components significantly affects safety. Take, for instance, a building possessing continuous frames in two orthogonal directions, another with an asymmetrical plan, and a long continuous bridge with several supports. If the columns in the first structure are built in reinforced concrete and possess a square cross section, the most unfavorable direction of application of seismic forces will be along their diagonal, rather than parallel to either system of orthogonal frames. In addition, if the nonlinear response of the structure is analyzed and substantial ductility is developed at the column ends, effective stiffnesses of the frames in one direction will depend at any instant on the simultaneous state of deformation of the other system of frames; in other words, significant interaction will exist between ductility demands in both directions. Frames normal to the direction of asymmetry in the second case are subjected to the effects of direct shear produced by the horizontal ground component parallel to them, and to the torsional effects associated with the other horizontal component. Out of phase motion of the various supports in the third structure affect qualitatively and quantitatively the distribution of internal forces.

An approximate criterion to account for the foregoing effects has been recently developed, it evolved from a simplification of a second moment formulation of structural safety[3.28], and consists of the following[3.27]:
(1) Compute the responses to gravity loads and to the components of ground motion regarded as potentially significant. Let those responses be arranged into vectors $R = R_0$ and R_i respectively, with $i = 1, 2, \ldots, n$.
(2) Obtain vectors

$$R = R_0 + \sum_{i=1}^{n} \pm \alpha_i R_i$$

assigning plus and minus signs to $\alpha_i R_i$, ordering the R_i's in all possible permutations, and giving the α_i's the values in Table 3.1.
(3) If the problem is one of analysis, find out whether all points fall within the failure surface. If the problem is one of design, assign the design parameters such values that the safe domain will contain all the points.

In the analysis and design of towers and chimney stacks it is advisable to take α_i equal to 0.5 instead of 0.3 for $i \geq 2$. This recommendation stems from two considerations: in towers having square or rectangular plan, supported on four equal columns, application of the foregoing criterion with $\alpha_i = 0.3$ to safety checking with respect to axial stresses produced by overturning

TABLE 3.1 Values of α_i and maximum errors in amplitude of seismic-response vector (after Ref. 3.27)

i or n	α_i	Max. error (%)	α_i	Max. error safe side (%)	Max. error unsafe side (%)
1	1.000	0.0	1.0	0.0	0.0
2	0.336	5.5	0.3	4.4	8.1
3	0.250	8.4	0.3	8.6	7.6
4	0.206	10.4	0.3	12.7	5.0
5	0.179	11.8	0.3	16.6	1.6
6	0.160	13.0	0.3	20.4	−2.1
7	0.146	13.9	0.3	24.1	−5.8
8	0.135	14.7	0.3	27.7	−9.6
9	0.126	15.4	0.3	31.1	−13.3
10	0.118	16.0	0.3	34.5	−17.0

moment leads to systematic errors on the unsafe side; and in structures nominally having radial symmetry, such as chimney stacks, an apparently insignificant asymmetry causes an appreciable degree of coupling between modes of vibration involving orthogonal horizontal displacements.

3.4.4 Repair and strengthening of existing structures

Historical monuments, damaged structures and those to be remodeled or the use of which is modified, often pose the problem of deciding about adequate safety levels and compliance with current building codes. In some regions, large portions of important buildings have been designed and built according to standards that were afterwards deemed insufficiently strict, and there are large numbers of unengineered dwelling units. Adoption of standards applicable to new structures is cumbersome and expensive in most cases mentioned above. The situation must be coped with having in mind that the objective of engineering design is to optimize for society. Decision models dealing with these cases have recently been developed[3.23].

REFERENCES

3.1 Favela, J., 'Behavior Under Alternating Loads of Masonry Diaphragms Framed by Reinforced Concrete Members', *Proc. International Symposium on the Effects of Repeated Loading of Materials and Structures*, RILEM, Mexico City (1966)

3.2 Krawinkler, H., Bertero, V. V. and Popov, E. P., 'Inelastic Behavior of Steel Beam-to-Column Subassemblages', *Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, Univ. California*, EERC 71-7, Berkeley, Cal. (1971)

3.3 Frank, R. A., Anagnostopoulos, S. A., Biggs, J. M. and Vanmarcke, E. H., 'Variability of Structural Response Due to Real and Artificial Ground Motions', *MIT Department of Civil Engineering, Research Report R76-6* (1976)

3.4 Haviland, R. W., Biggs, J. M. and Anagnostopoulos, S. A. 'Inelastic Response Spectrum Design Procedures for Steel Frames', MIT Department of Civil Engineering *Research Report R76-40* (1976)

3.5 Veletsos, A. S., 'Maximum Deformations of Certain Nonlinear Systems', *Proc., Fourth World Conference on Earthquake Engineering*, Santiago, Chile (1969)

3.6 Bielak, J., 'Dynamic Response of Single Degree-of-Freedom Bilinear Systems', Master's Thesis, Rice University, Houston, Tex. (1966)

3.7 Spencer, R. A., 'The Nonlinear Response of Multistory Prestressed Concrete structures to Earthquake Excitation', *Proc., Fourth World Conference on Earthquake Engineering*, Santiago, Chile (1969)

3.8 Penzien, J. and Liu, S. C., 'Nondeterministic Analyses of Nonlinear Structures Subjected to Earthquake Excitations', *Proc., Fourth World Conference on Earthquake Engineering*, Santiago, Chile (1969)

3.9 Ramírez, J., 'Estimación de Inestabilidad en la Respuesta Sísmica de Estructuras de Cortante Inelásticas', Master's Thesis, *Faculty of Engineering, National University of Mexico* (1977)

3.10 Newmark, N. M. and Rosenblueth, E., 'Fundamentals of Earthquake Engineering', Prentice-Hall, Englewood Cliffs, NJ (1971)

3.11 Guerra, O. R. and Esteva, L., 'Equivalent Properties and Ductility Requirements in Seismic Dynamic Analysis of Nonlinear Systems', *Proc., Sixth World Conference on Earthquake Engineering*, New Delhi, India (1977)

3.12 Rosenblueth, E., 'Los Sismos Chilenos de Mayo 1960 Sus Efectos en Estructuras Civiles', *Ingeniería*, 31, 1, Mexico, D.F. (1961)

3.13 González Flores, M., 'Sistema para Lograr los Edificios Peligrosos que los Temblores Causan en las Estructuras', *Quinto Congreso Mexicano de la Industria de la Construcción*, Mexico, D.F. (1964)

3.14 Skinner, R. I., Kelly, J. M. and Heine, A. J., 'Energy Absorption Devices for Earthquake Resistant Structures', *Proc., Fifth World Conference on Earthquake Engineering*, Rome, Italy (1973)

3.15 Ruiz, S. E., Esteva, L. and Guerra, O. R., 'Desarrollo y Evaluación de Sistemas para Limitar las Acciones Sísmicas sobre Edificios', *Ingeniería*, 47, 2, México, D.F. (1977)

3.16 'Diseño estructural', Mexico City Building Code, México, D.F. (1977)

3.17 Esteva, L., Díaz de Cossío, R. and Iberdray, J., 'El Temblor de Caracas, Julio de 1967', *Ingeniería*, 38, 3, México, D.F. (1968)

3.18 Haviland, R., 'A Study of the Uncertainties in the Fundamental Translational Periods and Damping Values for Real Buildings', MIT, Department of Civil Engineering *Research Report R76-12* (1976)

3.19 Esteva, L., 'Seismic Risk and Seismic Design Decisions', *Seminar on Seismic Design of Nuclear Power Plants*, MIT Press, Cambridge, Mass (1969)

3.20 *Recommended Comprehensive Seismic Design Provisions for Buildings*', Applied Technology Council, Palo Alto, Calif. (1977)

3.21 Rosenblueth, E. and Esteva, L., 'Reliability Basis for Some Mexican Codes', American Concrete Institute, *Special Publication* 31 (1971)

3.22 Meli, R., 'Bases para los Criterios de Diseño Estructural del Proyecto del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal', *Institute of Engineering, National University of Mexico, Report* 325 (1976)

3.23 Esteva, L., 'Regionalización Sísmica de México para Fines de Ingeniería, Institute of Engineering, National University of Mexico, *Report* 246 (1970)

3.24 Rosenblueth, E., 'Code Specifications of Safety and Serviceability', State of Art Report 2, Technical Committee 10 'Structural Safety and Probabilistic Methods', *ASCE-IABSE Joint Committee on Planning and Design of Tall Buildings*, Fritz Engineering Laboratory, Lehigh University, Bethlehem, Pa. (1972)

3.25 Lind, N. C., 'Deterministic Format for the Probabilistic Design of Structures', in *An Introduction to Structural Optimization*, Solid Mechanics Division, Univ. Waterloo, Waterloo, Ont., Canada, SM Study 1 (1969)

3.26 Rosenblueth, E. and Mendoza, E., 'Optimum Seismic Design of Multistories', *Proc. Fifth World Conference on Earthquake Engineering*, 2, Rome, Italy (1973)

3.27 Esteva, L., 'Criterios para la Construcción de Espectros de Diseño Sísmico', Institute of Engineering, National University of Mexico, Report 326 (1976)

3.28 Esteva, L., 'Seismicity', Chapter 6 of *Seismic Risk and Engineering Decisions* (Edited by C. Lomnitz and L. Rosenblueth), Elsevier, Amsterdam (1976)

3.29 McGuire, R. K., 'Seismic Structural Response Risk Analysis, Incorporating Peak Response Regressions on Earthquake Magnitude and Distance', Ph.D. Thesis, *MIT Department of Civil Engineering* (1974)

3.30 Newmark, N. M. and Hall, W. J., 'Procedures and Criteria for Earthquake Resistant Design', *Building Practices for Disaster Mitigation, Building Science Series 46*, National Bureau of Standards, Washington, D.C. (1973)

3.31 Rosenblueth, E., 'Optimum Design for Infrequent Disturbances', *Proc. Am. Soc. Civ. Engrs.* ST9 (Sept. 1976)

3.32 Rosenblueth, E., 'Decisiones Optimas para Estructuras Existentes en Zona Sísmica. Primera etapa', Institute of Engineering, National University of Mexico (in press)

3.33 Newmark, N. M., 'Current Trends in the Seismic Analysis and Design of High-Rise Structures', in *Earthquake Engineering* (Edited by R. Wiegel), Prentice Hall, Englewood Cliffs, N.J. (1970)

3.34 Paulay, T., 'Coupling Beams of Reinforced Concrete Shear Walls', *Proc. Am. Soc. civ. Engrs.* 97, ST3 (March, 1971)

3.35 Park, R. and Paulay, T., 'Reinforced Concrete Structures', John Wiley and Sons, New York, N.Y. (1975)

3.36 Hansofer, A. M. and Lind, N. C., 'Exact and Invariant Second-Moment Code Format', *Proc. Am. Soc. civ. Engrs.*, 100, EM1 (1974)

3.37 Rosenblueth, E. and Contreras, H., 'Approximate Design for Multicomponent Earthquakes', Submitted for publication in *J. Engng Mech. Div. Am. Soc. Civ. Engrs*

DUCTILIDAD Y COMPORTAMIENTO SISMICO**

L. Esteva*

1. *Naturaleza del diseño sísmico*

El diseño en ingeniería se halla arraigado en la necesidad social de optimar. Implica considerar acciones alternativas, estimar sus consecuencias y hacer la mejor selección. En ingeniería sísmica, cada posible línea de acción incluye la adopción de un sistema estructural y un criterio de diseño sísmico, mientras que la evaluación de las consecuencias implica estimar respuestas estructurales y costos esperados de daños. Los criterios usuales de diseño sísmico adoptan coeficientes de cortante y ordenadas espectrales como medidas de la respuesta estructural, ya que esta se expresa en general en términos de aceleraciones y fuerzas laterales equivalentes actuando sobre sistemas lineales. Pero estas variables no son sino medidas indirectas del comportamiento del sistema durante temblores: sirven para controlar los valores de variables más significativas, tales como deflexiones laterales de los sistemas no lineales reales, ductilidades locales y de conjunto, y márgenes de seguridad con respecto a falla por inestabilidad (efectos de segundo orden). En vista de que las relaciones entre variables de control y respuesta real dependen del tipo y características del sistema estructural, la comprensión de esta relaciones es requisito para el logro de diseños adecuados. Este concepto se opone a la aplicación ciega de requisitos reglamentarios: en diseño sísmico, más que en otros campos de ingeniería, es fácil caer en la aplicación estricta, pero ciega, de las más avanzadas normas y, sin embargo, producir una estructura destinada a comportarse pobremente.

La optimación que es meta del diseño sísmico puede expresarse en términos de varios objetivos directos: el diseño sísmico trata de proporcionar niveles adecuados de seguridad con respecto al colapso ante temblores excepcionalmente intensos, así como con respecto a daños a construcciones adyacentes; busca también proteger a las construcciones contra daños materiales excesivos bajo la acción de temblores de intensidad moderada, asegurar la facilidad de los trabajos de reparación, reconstrucción o refuerzo en caso de daños, y proporcionar protección contra la acumulación de daño estructural durante series de temblores. Finalmente, se trata de preservar la seguridad y la comodidad de los ocupantes y del público en general, logrando que la respuesta estructural durante temblores de intensidad moderada no exceda ciertos niveles de tolerancia, y evitando el pánico durante temblores de intensidad moderada o alta, particularmente en edificios en donde se espera frecuente aglomeración de personas.

La consecución de los objetivos anteriores requiere mucho más que el dimensionamiento de los miembros estructurales para fuerzas internas dadas. Es indispensable tomar en cuenta explícitamente dichos objetivos; así como los problemas relacionados con la respuesta estructural no lineal y con el comportamiento de materiales, miembros y conexiones sometidos a varios ciclos de carga alternada. Implica también la identificación de condiciones de servicio y la formulación de los criterios de aceptación correspondientes.

2. *Comportamiento no lineal, ductilidad y respuesta sísmica*

Se dice que un sistema estructural es dúctil si es capaz de soportar deformaciones importantes a carga prácticamente constante, sin alcanzar niveles excesivos de daño o de disminución de la resistencia ante aplicaciones subsecuentes de cargas. Las curvas a y b en la fig 1 muestran relaciones típicas entre carga (P) y deflexión (D) para la primera aplicación de carga en sistemas dúctiles y frágiles, respectivamente. La curva a corresponde a la respuesta bajo carga lateral de un marco de concreto reforzado adecuadamente detallado, en donde los efectos de esbeltez no son significati-

* Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, Ciudad Universitaria, México 20, D. F. MEXICO

** Resumen de una conferencia presentada en la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de la Universidad Politécnica de Barcelona

vos; la curva b es típica de mampostería de bloques huecos con escaso refuerzo. Para estructuras que deban soportar sismos, no puede inferirse comportamiento dúctil simplemente de observar curvas carga-deformación para el primer ciclo de carga, ya que el daño producido durante los primeros ciclos puede deteriorar la capacidad de absorción de energía del sistema para ciclos posteriores: la rigidez puede degradarse en forma apreciable, como ocurre en muros de cortante de albañilería o en marcos de concreto reforzado detallados de manera deficiente.

La capacidad de sistemas estructurales para absorber energía mediante comportamiento histerético sirve de apoyo a los criterios convencionales de diseño sísmico, que requieren que las estructuras se diseñen para fuerzas laterales de magnitud muy inferior a la necesaria para mantenerlas dentro de su intervalo de comportamiento lineal durante temblores severos. Así la seguridad contra colapso ante sismos puede lograrse haciendo una estructura resistente, haciéndola dúctil o diseñando para una combinación económica de ambas propiedades. Para algunos tipos de materiales y miembros estructurales, la ductilidad es difícil de lograr, y la economía dicta la conveniencia de diseñar para cargas laterales relativamente elevadas; para otras, es mucho más barato lograr ductilidad que resistencia, y la práctica de diseño refleja este hecho. Pero el empleo de materiales dúctiles no implica necesariamente el logro de sistemas dúctiles; por ejemplo, las concentraciones de esfuerzos en juntas soldadas pueden propiciar la ocurrencia de falla prematura, de naturaleza frágil, en dichas juntas, y los efectos P - Δ (interacción entre deflexiones laterales y fuerzas internas causadas por la acción de cargas gravitacionales actuando sobre la estructura deformada) pueden ocasionar falla por inestabilidad cuando la rigidez lateral efectiva es demasiado baja.

En este trabajo se describen las relaciones cuantitativas que ligan demandas de ductilidad con resistencia y rigidez en sistemas simples sometidos a excitación sísmica, así como algunos problemas que se encuentran al tratar de extrapolar dichas relaciones a sistemas complejos, representativos de los que encuentran los ingenieros en la práctica de diseño. La descripción citada se orienta a la identificación de condiciones que influyen en la capacidad de las estructuras para responder dúctilmente ante temblores sin fallar, y a la definición de los criterios pertinentes de diseño estructural.

3. *Ductilidad local y global* -

El comportamiento dúctil no lineal de sistemas complejos resulta en general de las deformaciones dúctiles locales, o concentradas, que ocurren en las secciones particulares de una estructura dada en donde se alcanzan deformaciones de fluencia: la ductilidad de conjunto, o global, es una propiedad de una curva carga-deformación expresada en términos de la resultante de las cargas externas que actúan en una porción importante de un sistema dado; por ejemplo, los marcos de edificios suelen tratarse como vigas de cortante para fines de estimar su respuesta dinámica no lineal ante excitación sísmica. Las ductilidades globales se expresan entonces en términos de las curvas que ligan fuerzas cortantes con deformaciones laterales en cada entrepiso. En general, el valor numérico adoptado por la ductilidad global en un entrepiso no coincide con los valores de las ductilidades concentradas que se desarrollan en los puntos correspondientes del entrepiso, ya que la ductilidad del conjunto es función de la relación entre las contribuciones a la deformación de entrepiso de las deformaciones dúctiles concentradas y de las elásticas distribuidas. En sistemas que no pueden idealizarse como vigas de cortante, las relaciones entre ductilidades de conjunto y locales dependen de las configuraciones deformadas de dichos sistemas, y por tanto varían durante un sismo dado. En forma aproximada, pueden adoptarse las relaciones entre ductilidad global y local que correspondan a la configuración que se obtiene de considerar que las deformaciones máximas de los entrepisos ocurren simultáneamente.

La ductilidad global disponible puede controlarse mediante el diseño y la ejecución de los detalles estructurales que permitan el desarrollo de ductilidades locales adecuadas. La demanda local de ductilidad varía entre puntos diferentes de un sistema complejo. En un punto dado, dicha demanda es función de la resistencia local y de la variación de la resistencia en todo el sistema. Esto es consecuencia de la interacción entre la disipación de energía por histéresis en diversas secciones. En marcos de edificios, la va-

riabilidad en la ductilidad requerida en diversos puntos suele ser consecuencia de la superposición de las fuerzas internas debidas a cargas permanentes y a excitaciones accidentales. Influyen en dicha ductilidad el orden en que se alcance el límite de cedencia en los diversos puntos y la interacción entre momentos flexionantes, fuerzas cortantes y fuerzas axiales, entre otros factores.

4. *Respuesta dinámica de sistemas simples elasto-plásticos* -

La idealización más usual de estructuras dúctiles es el sistema elasto-plástico (fig 2). Para ellos se define el factor de ductilidad como el cociente de la deformación máxima desarrollada entre la que corresponde al límite de cedencia: $Q = D/D_y$. Si se analiza la respuesta de sistemas elasto-plásticos de un grado de libertad y de rigidez y masa dadas ante excitaciones sísmicas, y se obtienen curvas de las deformaciones de cedencia que deben caracterizar a dichos sistemas para lograr demandas de ductilidad que no excedan de ciertos valores dados, se observa que, para períodos naturales de vibración que no sean demasiado cortos, las deformaciones de cedencia que se requieren —y por tanto los correspondientes coeficientes de cortante en la base— varían en razón inversa con la ductilidad. La fig 3 ilustra esta afirmación para el temblor de El Centro, 1940. En las abscisas se tienen frecuencias naturales f en escala logarítmica, y en las ordenadas, seudo-velocidades (obtenidas como el producto de frecuencia natural por deformación de cedencia requerida) en el mismo tipo de escala, para diversos valores del factor de ductilidad. Dada la forma en que se definieron las ordenadas en esta figura, es fácil demostrar que las deformaciones requeridas de cedencia pueden leerse refiriéndose a un sistema de rectas a 45° que suben de izquierda a derecha, y que las seudo-aceleraciones $(2\pi f)^2 D_y$ pueden leerse tomando como base un sistema de rectas a 45° que bajan de izquierda a derecha. Las curvas obtenidas según se acaba de describir constituyen los espectros de deformación para sistemas elasto-plásticos. En la figura se observa que para frecuencias naturales que no excedan de 1 cps, las ordenadas espectrales son aproximadamente proporcionales al recíproco del factor de ductilidad. Teniendo en cuenta que la deformación lateral D es igual a la de cedencia D_y multiplicada por el factor de ductilidad Q, la proporcionalidad inversa aproximada entre D_y y Q implica que para períodos naturales mayores que 1 seg, D es prácticamente independiente de Q y por tanto de la resistencia lateral del sistema. Para períodos naturales cortos, la deformación de cedencia y la seudoaceleración espectrales resultan poco sensibles a la ductilidad, y en el límite, para períodos naturales nulos, o estructuras infinitamente rígidas, la seudoaceleración es igual a la máxima aceleración del terreno, y la deformación total $D = QD_y$ es proporcional a la ductilidad. En otras palabras, la deformación total es prácticamente insensible al factor de ductilidad para períodos naturales moderados y largos, y tiende a ser proporcional a dicho factor para períodos muy cortos; la seudoaceleración espectral es inversamente proporcional al factor de ductilidad para períodos naturales moderados y largos, y se torna casi insensible a dicho factor para períodos muy cortos. En consecuencia, para sistemas elastoplásticos de un grado de libertad y de período natural no menor que 0.8 seg, aproximadamente, las aceleraciones espectrales de diseño pueden tomarse iguales a las que corresponden a sistemas lineales divididas entre el factor de ductilidad permisible, según el tipo de estructura; para estructuras de períodos cortos las reducciones que pueden lograrse en las fuerzas laterales de diseño son menos sensibles a la ductilidad. En estructuras que hayan de construirse sobre terreno blando, el límite aproximado de 0.8seg deberá tal vez subirse, teniendo en cuenta los períodos dominantes del movimiento del terreno. La poca eficiencia de la ductilidad para reducir las ordenadas espectrales en el intervalo de períodos menores que los dominantes del movimiento puede también interpretarse en términos del alargamiento del período de vibración efectivo de un sistema que resulta de su respuesta no lineal y de la tendencia general de crecimiento de las ordenadas espectrales con el período natural en el intervalo citado. Aunque el problema no ha sido suficientemente estudiado, las normas de diseño sísmico de la Ciudad de México prevén espectros de aceleraciones en terreno blando caracterizados por ordenadas constantes para un amplio intervalo de períodos naturales menores que los dominantes del terreno, claramente identificados en los espectros elásticos (fig 4).

Las conclusiones que anteceden son válidas para sistemas que pueden idealizarse como elasto-plásticos. Pa-

ra algunos sistemas estructurales tal idealización no es válida. La curva carga-deformación puede caracterizarse por límites de cedencia distintos para cada sentido de aplicación de la carga; la capacidad de absorción de energía por histéresis para una deformación dada puede reducirse drásticamente de ciclo a ciclo, como consecuencia de las deformaciones residuales en elementos, como los cables de arriostramiento, que sólo pueden tomar fuerzas de un mismo signo; los ciclos de histéresis son muy angostos en marcos de concreto presforzado; la ocurrencia de daños puede causar la degradación de las rigideces en las curvas carga-deformación después de unos cuantos ciclos, y la influencia de efectos de esbeltez puede dar lugar a pendientes negativas significativas en el intervalo posterior a la cedencia. Cualquiera de estos efectos puede conducir a coeficientes sísmicos superiores a los aplicables al caso elasto-plástico convencional.

5. *Ductilidad y deterioro*

La fig 5 representa el caso típico de respuesta ante carga altamente sin deterioro. Se trata de una junta entre trabe y columna de una estructura de acero, sometida a momentos de igual signo en los extremos de las trabes (Krawinkler et al, 1976). En las ordenadas se muestra la suma de momentos y en las abscisas la distorsión angular del tablero en la zona de unión. Se aprecia en ella el efecto Bauschinger, es decir, la desaparición de la ley prácticamente bilineal carga-deformación válida para la primera aplicación de carga, y la sustitución de la curva correspondiente por otra en que las pendientes varían gradual y monotónicamente, desde un máximo para cargas pequeñas, hasta un mínimo, para deformaciones grandes. Los cambios de pendientes, y por tanto en la capacidad de disipación de energía por histéresis, son significativos sólo entre la primera aplicación de carga y la curva de descarga inmediata. A partir de ella, los ciclos de histéresis son prácticamente estables para un número de repeticiones superior al que puede ocurrir bajo la acción de unos cuantos temblores. Esta condición favorece la disipación de energía cinética durante sismos intensos y contribuye a controlar amplitudes de respuesta y niveles de daños.

No todas las construcciones se caracterizan por curvas estables y de gran capacidad de disipación como estas: un ejemplo de lo contrario se mostró en la fig 1b. Estas propiedades dependen del material empleado y de los modos de falla que rijan el comportamiento; en sistemas estructurales, dependen de los detalles constructivos en los miembros y en las uniones. En construcciones de acero soldadas, la condición para obtener curvas como las de la fig 5 es contar con factores de seguridad suficientemente elevadas contra inestabilidad local; sin embargo, las esbelteces de los miembros que se emplean conducen con frecuencia a curvas como las de la fig 6, características de sistemas en que es significativa la inestabilidad de conjunto.

En estructuras de concreto, el logro de ductilidades y capacidades de disipación de energía adecuadas requiere estudio cuidadoso de uniones, anclajes, porcentajes de refuerzo, factores de seguridad en distintos modos de falla, entre otros conceptos. El estudio experimental de estas variables ha recibido atención durante los últimos años. Bertero y Popov (1975) estudiaron el comportamiento ante carga alternante de subconjuntos constituídos por tramos de vigas y columnas (fig 7). Las variables analizadas incluyeron el tipo y cuantía de refuerzo en las juntas y en los extremos de los miembros (fig 8), la influencia de la inestabilidad (fig 9) y de la fuerza cortante (fig 10) y el deslizamiento de las juntas (fig 11). Es clara la influencia que estas variables pueden tener en ductilidad y en capacidad de absorción de energía.

Las vigas de acoplamiento entre muros rigidizantes se caracterizan a menudo por relaciones elevadas de peralte a claro, lo que ocasiona relaciones elevadas de fuerza cortante a momento flexionante. La fig 12 muestra curvas carga-deformación para los diferentes porcentajes de refuerzo longitudinal y transversal. Estudios recientes (Paulay, 1971) han demostrado que la disposición del refuerzo como en la fig 13 conduce a curvas más satisfactorias y a daños de menos cuantía.

La influencia de la carga axial en la ductilidad de miembros de concreto reforzado sometidos a flexocompresión ha sido estudiada teóricamente por Park y Paulay (1975), considerando la curva carga-deformación de concreto sin confinar. En la fig 14 se resumen las hipótesis y las conclusiones de tales estudios. Es clara la reducción de la ductilidad disponi-

ble (en términos de la relación momento-curvatura)) asociada aun con niveles moderados de carga axial. Este efecto sustenta el criterio de diseño designado como columna fuerte-trabe débil, orientado al desarrollo de deformaciones inelásticas en las trabes, con preferencia a las columnas.

De naturaleza teórica son también los estudios (Park y Paulay, 1975) en que se basan las curvas carga-deformación para muros de concreto que fallan en flexión (fig 15). En la figura citada se observa que mediante cuantías y distribuciones adecuadas de refuerzo es posible obtener ductilidades elevadas en este tipo de elementos. Otros factores a considerarse, poco estudiados a la fecha, son la posibilidad de pandeo de borde y la influencia de carga vertical y fuerza cortante, tanto en la curva ante la primera aplicación de carga como en las que corresponden a cargas repetidas.

Los miembros presforzados suelen caracterizarse por curvas semejantes a la fig 16 (Spencer, 1969): la rigidez decrece para deformaciones grandes y los ciclos histeréticos angostos implican poca capacidad para disipar energía.

6. *Respuesta de sistemas simples con diversas leyes carga-deformación*

La fig 17 presenta algunas idealizaciones usuales de curvas carga-deformación empleadas para representar a las descritas en los párrafos anteriores. El caso bilineal de la fig 17a es una buena aproximación a las curvas de la fig 5. El caso 17b es el elastoplástico convencional, mientras que el 17c se caracteriza por niveles de fluencia distintos en los dos sentidos de aplicación de las cargas laterales. Esta condición se presenta, por ejemplo, en marcos como el de la fig 18a, en donde la descarga sobre la viga AB en O puede actuar a favor o en contra de las cargas permanentes. La pendiente negativa en la fig 17d se debe a la acción de las cargas gravitacionales actuando sobre la configuración deformada (desplazamiento lateral) del sistema, y es función de la suma de cargas verticales por encima del entrepiso que interesa, de la altura de este y de su rigidez lateral (Rosenblueth, 1955). La fig 17e es una idealización de los ciclos histeréticos angostos típicos de elementos presforzados, y la 17f representa casos con deterioro moderado de rigidez, como es de esperarse en miembros construídos parcialmente con materiales frágiles, y en donde no se han tomado precauciones especiales para evitar daños excesivos en cada ciclo de carga. Tal es el caso, por ejemplo, en diafragmas de cortante de mampostería o en marcos de concreto reforzado pobremente detallados. La curva de la fig 17g suele designarse como modelo de deslizamiento (en inglés: slip-type curve) y es típica de casos en que la carga lateral es resistida fundamentalmente por elementos de arriostramiento (fig 18b) o cables atirantados (fig 18c) que sólo pueden resistir esfuerzos de tensión. La ocurrencia de niveles de fluencia distintos en cada sentido de acción de las cargas laterales (fig 17c) ocasiona la acumulación de deformaciones plásticas en el sentido del menor nivel. El problema fue estudiado cuantitativamente por Bielak (1966), quien determinó la respuesta sísmica de sistemas con curva carga - deformación elastoplástica en un sentido y elástica, de capacidad ilimitada, en el otro. Para el temblor de El Centro 1940, los resultados se muestran en la fig 20, y deben compararse con los de la fig 29, que corresponden a sistemas elastoplásticos usuales. El factor de fluencia c es la relación entre la capacidad de fluencia y la que se requeriría para asegurar comportamiento lineal del sistema.

Ramírez (1977) obtuvo la respuesta de diversos sistemas de cortante de varios grados de libertad, incluyendo la influencia de esbeltez (efectos P-Δ) ante acelerogramas típicos de los que se obtienen en la zona de suelo compresible de la ciudad de México. Entre los casos analizados se incluyeron sistemas con períodos naturales de 0.5seg y 2.5seg, que son, respectivamente, menores y aproximadamente iguales a los dominantes del movimiento (ver fig 21). La esbeltez se definió por la relación entre el valor absoluto de la rigidez de la rama negativa de la curva carga-deformación (fig 17d) y la de la rama inicial. En términos de los parámetros de diseño y de respuesta bajo un análisis ordinario que no incluya los efectos de esbeltez, este parámetro es igual a $\beta = 1.2\gamma/Qc$, en donde c es el coeficiente de cargas laterales adoptado en el diseño, Q el factor de ductilidad y γ la relación entre la deformación lateral de entrepiso, calculada con las fuerzas laterales de diseño, y la altura de entrepiso. En todos los casos analizados se tomó

β=0.01 en la planta baja, y valores menores en los pisos superiores, dependientes de la distribución de rigideces y masas de todo el sistema. El valor citado es pequeño, ya que en estructuras usuales son de esperarse con frecuencia valores del orden de 0.04. Se determinaron valores del factor de amplificación de deformaciones laterales, definido como la relación entre la deformación de entrepiso obtenida mediante un análisis dinámico que incluya la influencia de los efectos P-Δ y la deformación que se obtendría para el mismo entrepiso si dicha influencia se despreciara. Dichos factores se compararon con los valores aproximados determinados bajo la hipótesis de que el sistema de interés se encuentra sometido al sistema de cargas laterales necesario para ocasionar, mediante su acción estática, el sistema de desplazamientos obtenidos de un análisis que omita los efectos de esbeltez. La comparación se muestra en las figs 22 y 23 para estructuras con periodos de 0.5 y 2.5 seg, respectivamente, y ductilidades nominales de diseño de 4. Es claro que mientras para los casos estudiados el factor de amplificación estático no se aparta mucho de 1, el factor dinámico puede en ocasiones alcanzar valores excesivos.*

Las respuestas de estructuras presforzadas depende de la proporción en que participen elementos presforzados y de concreto reforzado ordinario en la disipación de energía. Spencer (1969) ha comparado las respuestas de los sistemas de interés para ciertos valores de los parámetros pertinentes. En el caso extremo, un sistema presforzado puede idealizarse mediante la gráfica elástica bilineal de la fig 17e. La relación entre las amplitudes máximas de las respuestas del sistema bilineal e histerético se presenta en función de la frecuencia normalizada para el acelerograma de El Centro en la fig 23, para varios valores de la relación de fluencia, c. La relación en estudio crece con la frecuencia.

El comportamiento de sistemas de deslizamiento (fig 17g) se describe en la fig 24. En ella se observan amplitudes sistemáticamente mayores para estructuras con este tipo de curva que para las correspondientes elastoplásticas.

7. Demandas de ductilidad en sistemas complejos

Ni las demandas de ductilidad por entrepiso en sistemas que puedan idealizarse como vigas de cortante, ni las de ductilidad local en los extremos de miembros de marcos continuos suelen ser uniformes en los sistemas estructurales ordinarios.

Influyen en la distribución de dichas demandas las características de cada sismo, así como las distribuciones de masas, rigideces y resistencias en la estructura en cuestión. Frank et al (1976), determinaron la respuesta dinámica de sistemas de cortante de cuatro grados de libertad ante una familia de temblores reales normalizados a la misma aceleración máxima del terreno, y ante otra de temblores simulados. Para cada temblor se determinó el espectro elastoplástico de diseño que correspondía a un factor de ductilidad de 4, y se determinó el promedio de dichos espectros para cada una de las familias citadas. Se diseñaron estructuras de cortante de cuatro grados de libertad, para cada uno de los espectros elastoplásticos, mediante un análisis modal convencional que incluyó únicamente el modo fundamental de vibración. Para cada uno de los acelerogramas se determinó la respuesta del sistema no lineal resultante, mediante un procedimiento de integración numérica paso a paso. Se encontró que los coeficientes de variación de las demandas de ductilidad de entrepiso eran muy elevados, y que los valores medios estaban muy por encima, en los extremos superior e inferior del edificio, del valor de 4 supuesto en el diseño (fig 25). Esto implica que aún para estos sistemas simples y uniformes, los criterios convencionales de diseño basados en análisis dinámico modal conducen a discrepancias sistemáticas entre los efectos sísmicos reales y los nominales. En un intento por estudiar las demandas de ductilidad en edificios con diferentes periodos naturales y formas de variación de la rigidez de entrepiso, Guerra y Esteva (1977) determinaron la respuesta de sistemas de cortante ante los acelerogramas de tres sismos registrados en la zona de terreno compresible de la ciudad de México. Los espectros lineales mostraban aproximadamente el mismo periodo dominante (2.5 seg), y casi

* En las normas de diseño sísmico de la ciudad de México las posibles consecuencias desfavorables de esta discrepancia están cubiertas por la forma conservadora en que se especifican los espectros de diseño.

iguales ordenadas espectrales para dicho período, aunque para períodos cortos uno de ellos mostraba ordenadas apreciablemente superiores a las de los otros dos. Además de estudiar edificios con entrepisos que poseen las resistencias que resultan de un criterio convencional de análisis y diseño para el espectro medio de los temblores considerados, se enfocó la atención a la influencia sobre la respuesta sísmica de la variabilidad de los factores de seguridad con respecto a cortantes de entrepiso en la altura de cada edificio. Tal variabilidad a menudo proviene de los requisitos arquitectónicos, como consecuencia de los cuales algunos entrepisos pueden poseer resistencias mayores que las requeridas de acuerdo con el coeficiente sísmico para diseño. Cuando esto ocurre, se altera la contribución relativa de cada entrepiso a la disipación histerética de energía cinética con respecto a la que se presentaría para edificios con factor de seguridad uniforme, y los entrepisos que poseen los factores de seguridad más pequeños se ven sometidos a demandas de ductilidad más elevadas que las del caso uniforme. Por procedimientos de integración numérica paso a paso se determinaron las respuestas de diversos edificios de cortante de diez niveles. Se tomaron períodos naturales de 0.5, 1.0 y 2.5seg y amortiguamiento viscoso de 0.02. Las curvas carga-deformación de los entrepisos eran elasto-plásticas, con capacidades de fluencia obtenidas del análisis modal ante un espectro de diseño aproximadamente igual al promedio de los tres temblores estudiados, para un factor de ductilidad 4.* En algunos de los sistemas se tomaron factores de sobre-resistencia (relación entre capacidad lateral disponible y requerida en el diseño) no uniformes, a fin de simular la contribución frecuentemente indeseable de los elementos no estructurales.

La fig 26 resume los casos estudiados, y la 27 algunos de los resultados. Se observa que un efecto de proporcionar resistencia excesiva en algunas secciones de sistemas de cortante es aumentar las demandas de ductilidad en otras. El aumento es más significativo para sistemas de período corto. Aun para casos con factor de sobre-resistencia unitario (es decir, resistencia disponible igual a la requerida) las demandas de ductilidad de los entrepisos inferiores suelen resultar mayores que las nominales de diseño. La principal diferencia cualitativa entre estos resultados y los de Frank et al (fig 25) la constituyen las elevadas ductilidades en el extremo superior del edificio para este último caso, que no se muestran en los estudios de Guerra y Esteva. La diferencia se explica porque los diseños de estos últimos tomaron en cuenta la contribución de los modos superiores de vibración, y los de los primeros autores omitieron dicha contribución.

Los resultados descritos señalan la conveniencia de estudiar criterios alternativos para especificar la distribución de capacidades de cortante de entrepiso, a fin de reducir la variabilidad de las demandas de ductilidad. Para ello se estudiaron varios sistemas adicionales. En algunos de ellos la resistencia de la planta baja se tomó 10 por ciento superior a la de diseño. La fig 28a muestra que en ciertos casos un pequeño incremento en la resistencia de la planta baja transfiere demandas sustanciales de ductilidad al segundo entrepiso. Puesto que en sistemas reales pueden esperarse variaciones aleatorias de resistencia mayores que la que aquí se considera, dicha variabilidad debe tomarse en cuenta mediante modelos probabilísticos. En otro grupo de edificios se estudió la influencia, en las demandas de ductilidad, de diseñar considerando o ignorando la contribución de los modos superiores de vibración. La fig 28b muestra diferencias significativas en las ductilidades de los pisos superiores, a pesar de que las diferencias de resistencia son pequeñas.

De lo anterior se concluye que para sistemas de cortante los criterios convencionales de análisis y diseño sísmico no proporcionan un control adecuado de respuesta sísmica expresada en términos de ductilidades. En algunos sistemas, en donde el factor de seguridad, definido como la relación de la resistencia disponi-

---

* Los espectros elastoplásticos no se obtuvieron de manera rigurosa. La aproximación consistió en dividir entre 4 todas las ordenadas del espectro elástico de aceleraciones para períodos mayores de 2.5seg (donde ocurren máximos del espectro) y entre un factor que varieba linealmente entre 1 y 4 con el período natural, para valores de este último comprendido entre 0 y 2.5 seg. Dado que las ductilidades en el intervalo de períodos cortos son muy sensibles a la relación de resistencia de fluencia a respuesta elástica, las ordenadas espectrales adoptadas pueden corresponder a ductilidades nominales muy diferentes de 4.

ble a la fuerza de diseño predicha por el análisis lineal, varía apreciablemente de una a otra sección crítica, las demandas de ductilidad pueden resultar mucho mayores que las que ocurrirían en las mismas secciones, con los mismos factores de seguridad, si estos fueran uniformes en la estructura. Las implicaciones de estos resultados deberían trasladarse a la práctica de diseño estructural.

Los pocos estudios disponibles sobre demandas locales de ductilidad en marcos continuos muestran que la distribución de dichas demandas en sistemas con factor de seguridad constante presenta variaciones menos acentuadas que las descritas para sistemas de cortante. Se han propuesto diversos criterios para definir las ductilidades locales. Havidad et al (1976) proponen dos alternativas (fig 29): la primera es la relación del giro en el extremo de una barra al que ocurriría en dicho extremo cuando en ambos se alcanzara simultáneamente el momento de fluencia respectivo. A esta la denotan ductilidad rotacional. La segunda definición, designada como ductilidad de momento o de curvatura, es la relación entre la curvatura local en una sección y la que corresponde al momento de fluencia. La variación de ambas medidas de la ductilidad local fue estudiada por los autores citados en diversos marcos diseñados para diversas ductilidades nominales empleando análisis modal elástico. En la fig 30 se presenta un caso típico estudiado, y en las 31 y 32 los máximos factores de ductilidad para trabes y columnas en cada nivel, cuando la ductilidad nominal de diseño era 4. Sólo deben obtenerse conclusiones sobre los valores relativos y no sobre los absolutos, en comparación con la ductilidad nominal de 4, ya que las figuras se refieren a ductilidad local y la última cifra citada es ductilidad global de entrepiso.

Los estudios descritos se han referido a marcos regulares, sin variaciones bruscas en las dimensiones de sus miembros ni en sus claros horizontales y verticales. La ocurrencia de tales variaciones es con frecuencia causa de concentraciones importantes de demandas de ductilidad, y no es raro que las condiciones que ocasionan tales demandas sean también motivo de incapacidad de los miembros afectados para responder a ellas. Así, por ejemplo, la restricción que imponen los muros de la fig 33 a las columnas A hacen que el claro efectivo de dichas columnas sea igual a su longitud libre, entre el sistema de cubierta y el borde superior del muro; la rigidez lateral de cada una de estas columnas resulta mucho mayor que las de las que no se encuentran restringidas, y las fuerzas cortantes respectivas -- y por tanto las demandas de ductilidad -- varían de igual manera. Debido a su baja relación de claro a peralte, las columnas A suelen ofrecen menores factores de seguridad ante tensión diagonal que ante tensión por flexión y por ende tienden a presentar comportamiento poco dúctil. Condiciones semejantes se presentan en las trabes de menor claro localizadas en marcos con separaciones muy desiguales entre ejes de columnas, o en trabes que inciden en puntos de los bordes de muros rigidizantes en donde se presentan giros y desplazamientos verticales importantes (fig 34). En todos estos casos los problemas pueden aliviarse modificando rigideces relativas (por ejemplo, reduciendo peraltes de claros cortos), o diseñando de tal manera de lograr que dominen los modos de falla dúctiles. La fig 13, por ejemplo, muestra el tipo de refuerzo recomendable para elementos peraltados que ligan dos muros rigidizantes acoplados (Paulay, 1971).

8. *Comentarios finales*

A pesar de que la importancia de la capacidad de disipación de energía mediante comportamiento dúctil para resistir sismos severos ha sido bien reconocida, no se cuenta a la fecha con criterios de análisis y diseño que consideren a las demandas de ductilidad, o a las deformaciones inelásticas, como las variables de control. Los procedimientos usuales de análisis, tanto estático como dinámico, adoptan las fuerzas internas que provienen de estudios de respuesta lineales, como medidas de la capacidad que debe proporcionarse a los miembros estructurales para que las demandas locales de ductilidad se mantengan dentro de límites tolerables. Pero dichas demandas son muy sensibles a las características de las estructuras, y a los detalles de cada excitación sísmica, y no es raro encontrar que sus valores se alejan significativamente de los nominales de diseño. Por otra parte, no existen criterios suficientemente probados para producir miembros estructurales capaces de desarrollar ductilidad específicas. A lo más que parecen poder aspirar los ingenieros en este aspecto en un futuro cercano es a identificar las irregularidades

que pueden causar concentraciones excesivas de ductilidad y a tratar de evitarlas. El campo de investigación es muy vasto y estimulante: abarca el desarrollo de procedimientos prácticos y eficientes para predecir las demandas de ductilidad en estructuras dadas, y la formulación de criterios de diseño para lograr el desarrollo de ductilidades específicas.

9. Referencias

1. Arnold, P., Adams, P.F. & Lu, L.W., (1966), "The Effect of Instability on the Cyclic Behavior of a Frame", Proc. International Symposium on the Effects of Repeated Loading of Materials and Structures, RILEM, 4
2. Bertero, V.V., & Popov, E.P. (1975), "Hysteretic Behavior of Ductile Moment Resisting Reinforced Concrete Frame Components", Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California, Berkeley, EERC 75-16
3. Bielak, J. (1966), "Dynamic Response of Single - Degree - of Freedom Bilinear Systems", Thesis submitted in partial fulfilment of the requirements for the degree of Master of Science, Rice University, Houston, Texas
4. Frank, R., Anagnostopoulos, S., Biggs, J.M., Vanmarcke, E. H. (1976), "Variability of Inelastic Structural Response Due to Real and Artificial Ground Motions", MIT Department of Civil Engineering Research Report R76-6, Order No. 529
5. Guerra, O. R, & Esteva, L. (1977), "Equivalent Properties and Ductility Requirements in Seismic Dynamic Analysis of Nonlinear Systems", Proc. Sixth World Conference on Earthquake Engineering, New Delhi
6. Haviland, R.W., Biggs, J.M. & Anagnostopoulos, S. (1976), "Inelastic Response Spectrum Design Procedures for Steel Frames", MIT Department of Civil Engineering Research Report R76-40, Order No. 557
7. Krawinkler, H. Bertero, V.V., & Popov, E.P. (1976), "Inelastic Behavior of Steel Beam-to-Column Subassemblages", Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California, Berkeley, EERC 76-22
8. Park, R., & Paulay, T. (1975), "Reinforced Concrete Structures", John Wiley & Sons, New York
9. Paulay, T. (1971), "Coupling Beams of Reinforced Concrete Shear Walls", Journal of the Structural Division, ASCE, 97, ST3, 843-862
10. Ramírez, J. (1977), "Efectos de inestabilidad en la respuesta sísmica de estructuras de cortante inelásticas", Tesis de Maestría, División de Estudios Superiores, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México
11. Rosenblueth, E. (1965), "Slenderness Effects in Buildings", Journal of the Structural Division, ASCE, 91, ST1, 229-52
12. Spencer, R.A. (1969), "The Nonlinear Response of Multistory Prestressed Concrete Structures to Earthquake Excitation", Proc. Fourth World Conference on Earthquake Engineering, Santiago, Chile

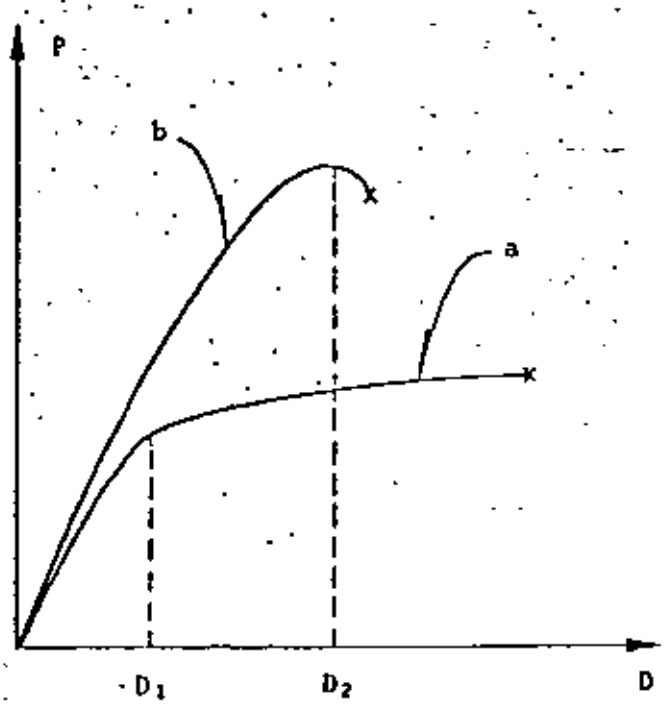


Fig 1. Sistemas dúctiles y frágiles

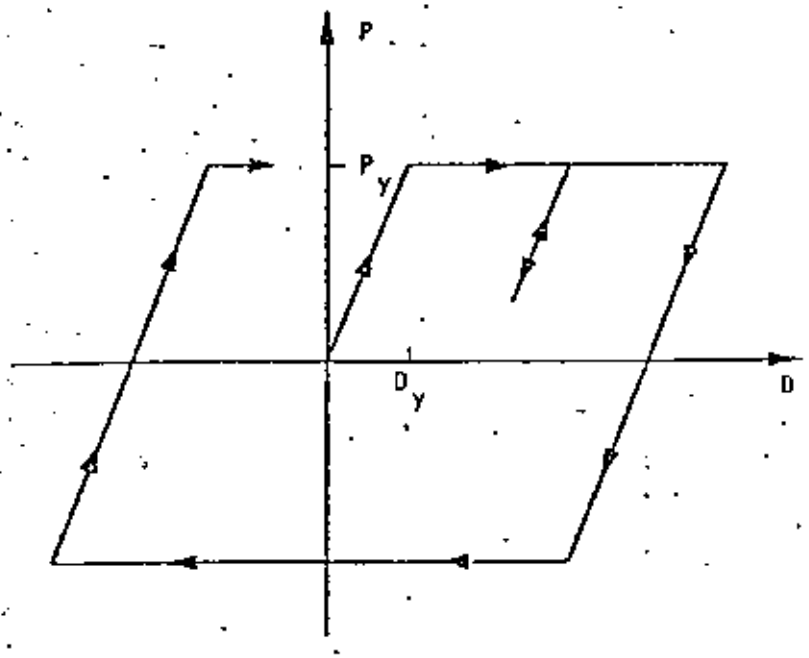


Fig 2. Sistema elastoplástico

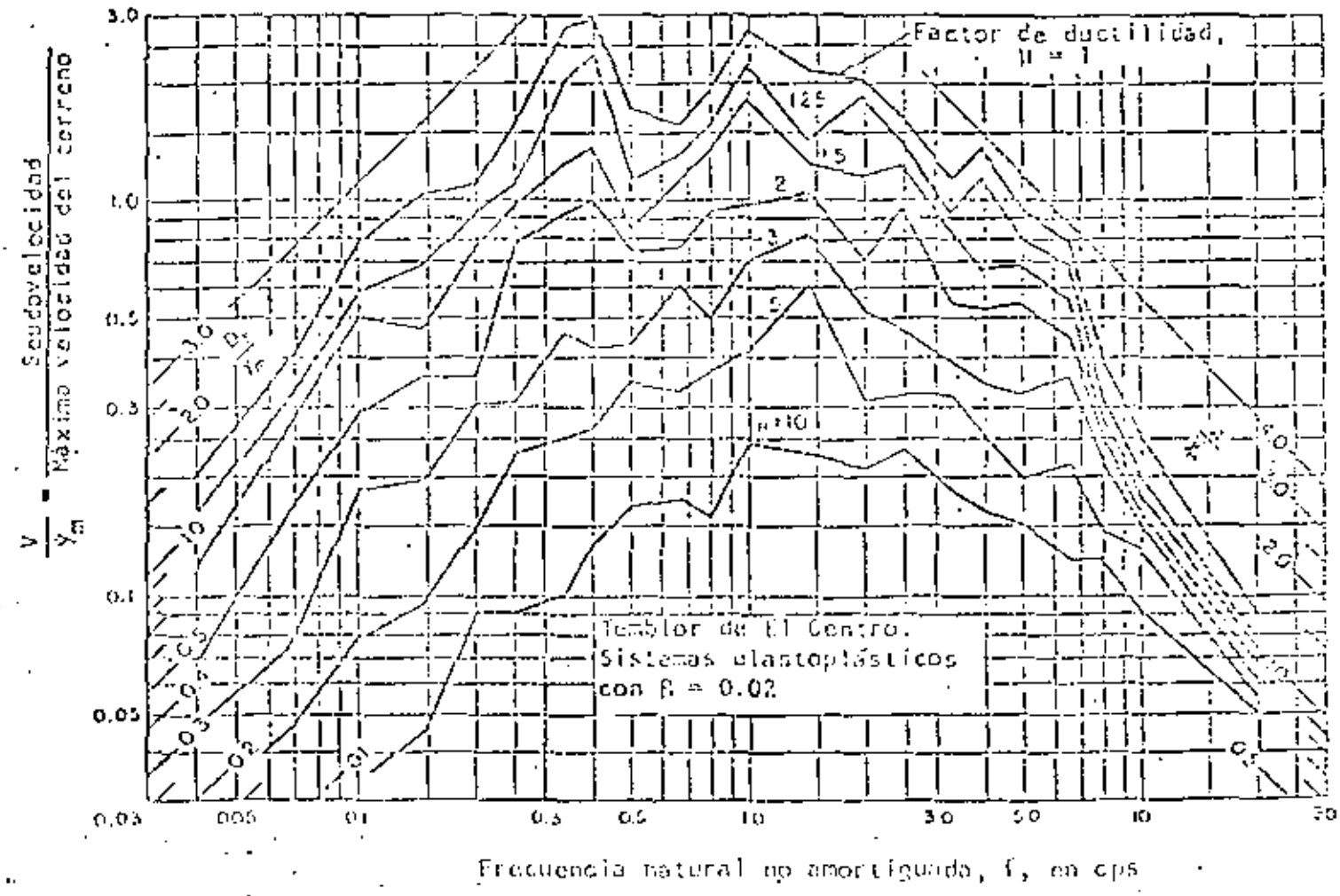
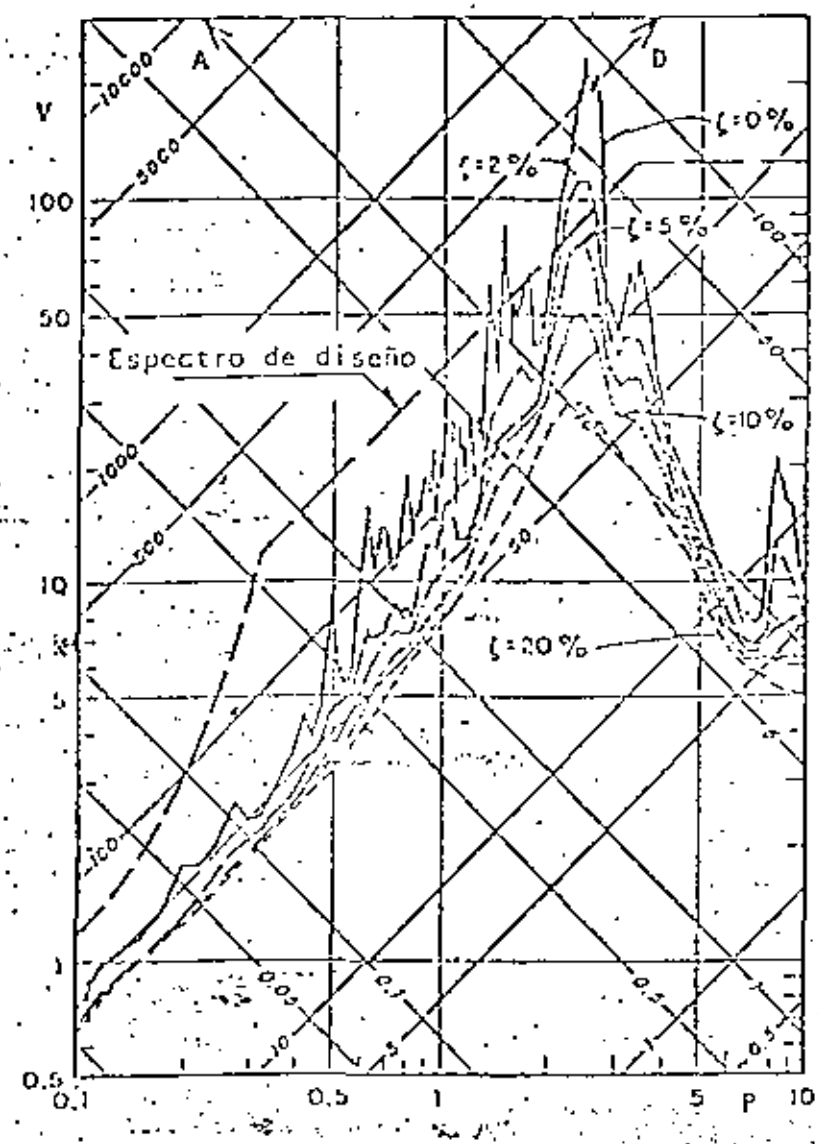


Fig 3. Espectros de deformaciones para sistemas elastoplásticos con amortiguamiento 0.02 del crítico



A aceleración, en cm/seg^2

D desplazamiento, en cm

P periodo, en seg

V velocidad, en cm/seg

Fig 4. Espectro de diseño y espectro típico de temblores en la formación de arcilla blanda del Valle de México

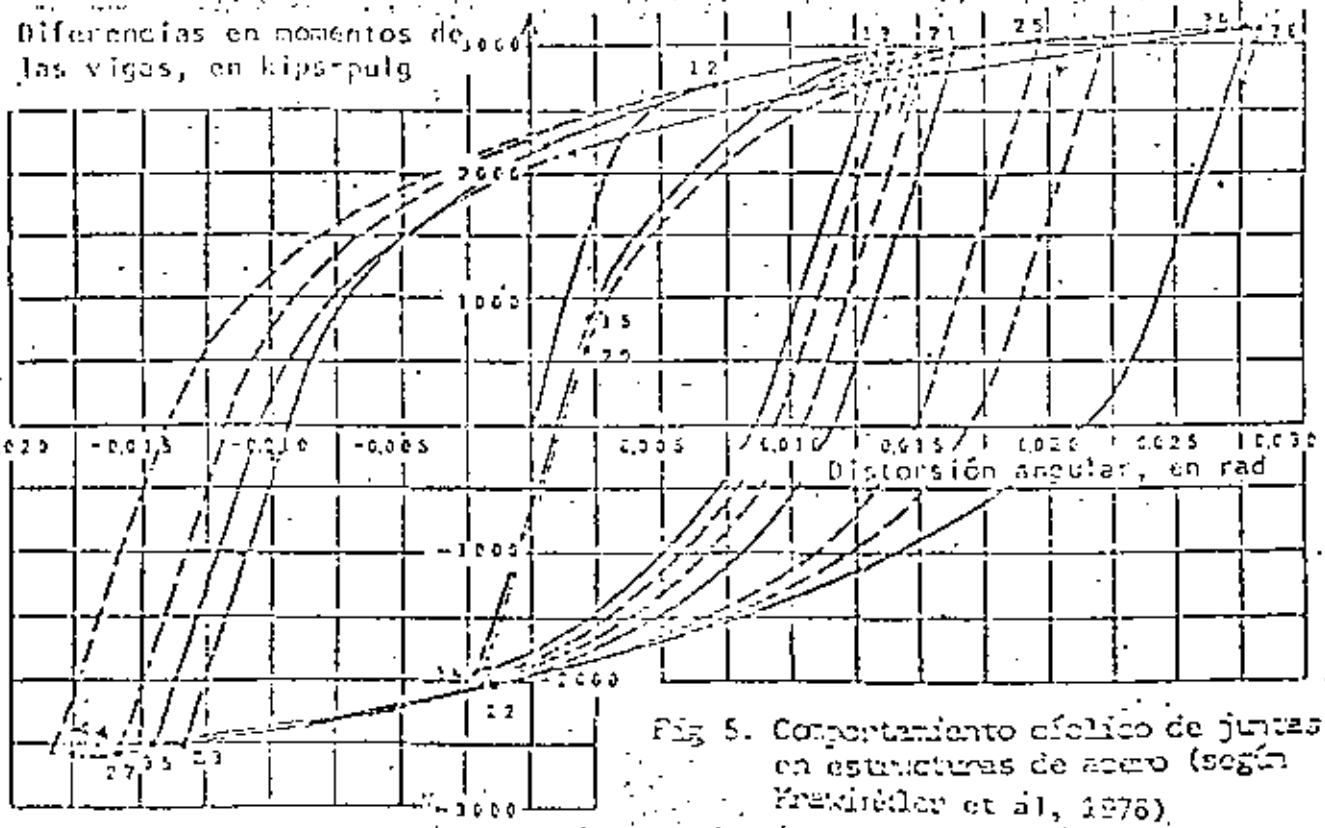


Fig 5. Comportamiento cíclico de juntas en estructuras de acero (según Krawinkler et al, 1976)

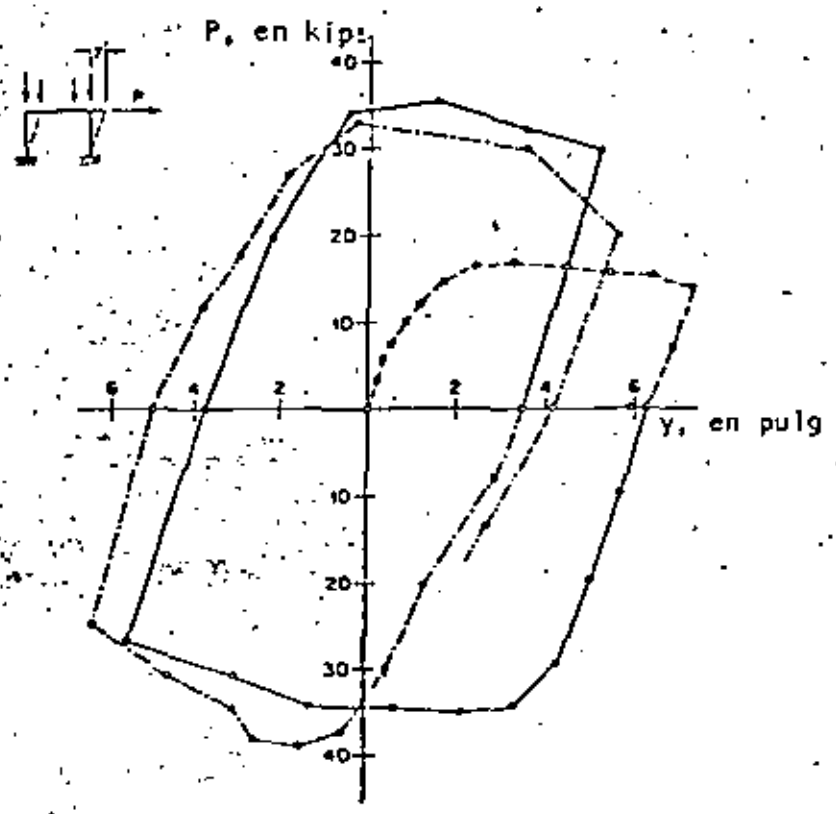


Fig 6. Marco de acero con efectos de esbeltez
(según Arnold, Adams y Lu, 1966)

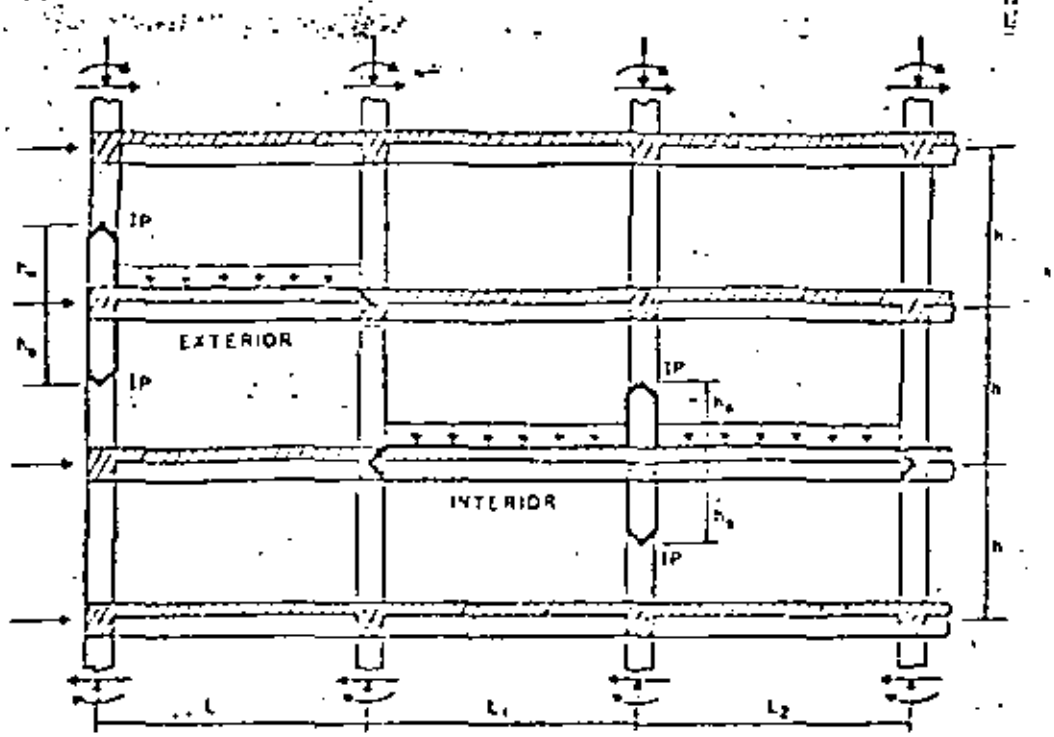
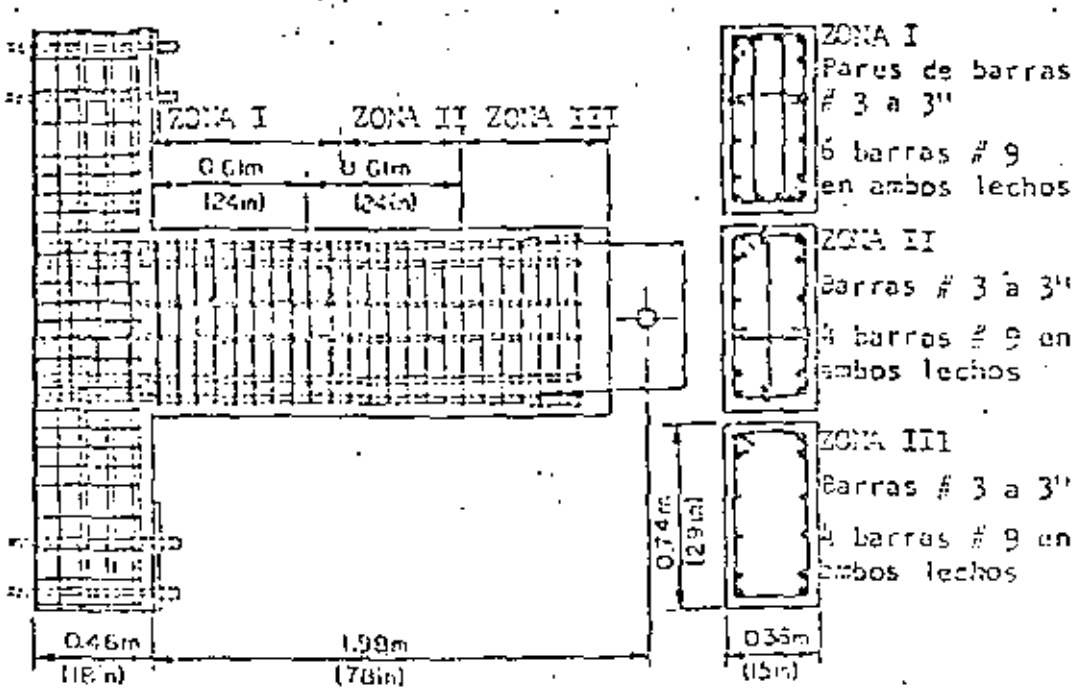
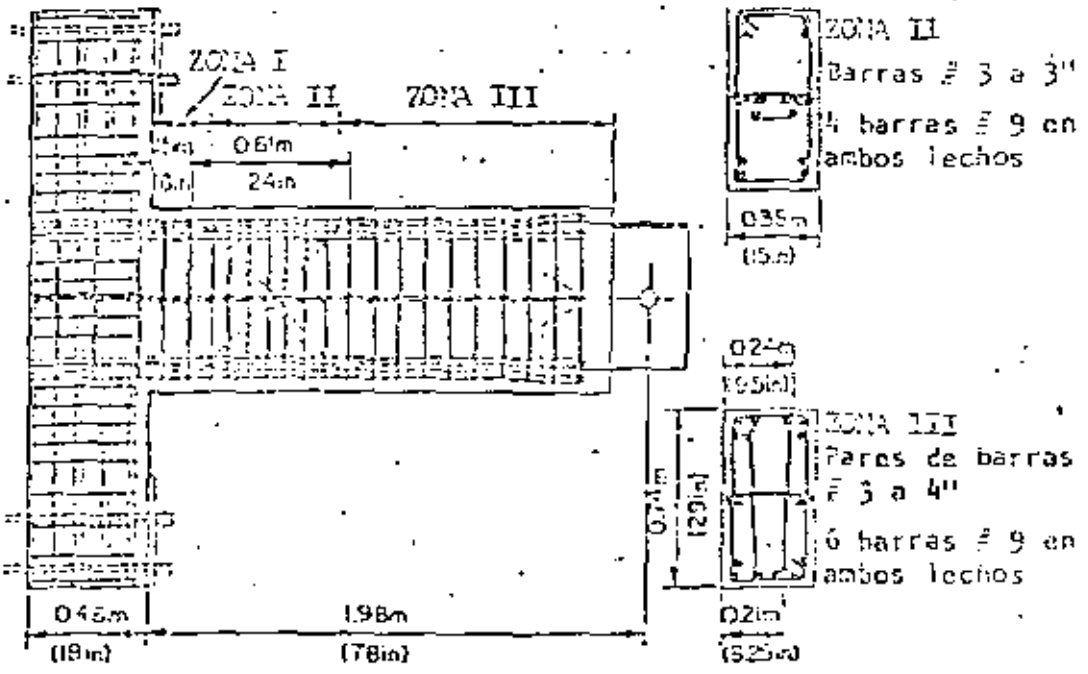


Fig 7. Subconjuntos de marcos de concreto reforzado
(según Bertero y Popov, 1975)



a) VIGA 33 P



b) VIGA 33 L

Fig 8. Detalles de refuerzo para controlar la localización de articulación plástica (según Barrero y Popov, 1975)

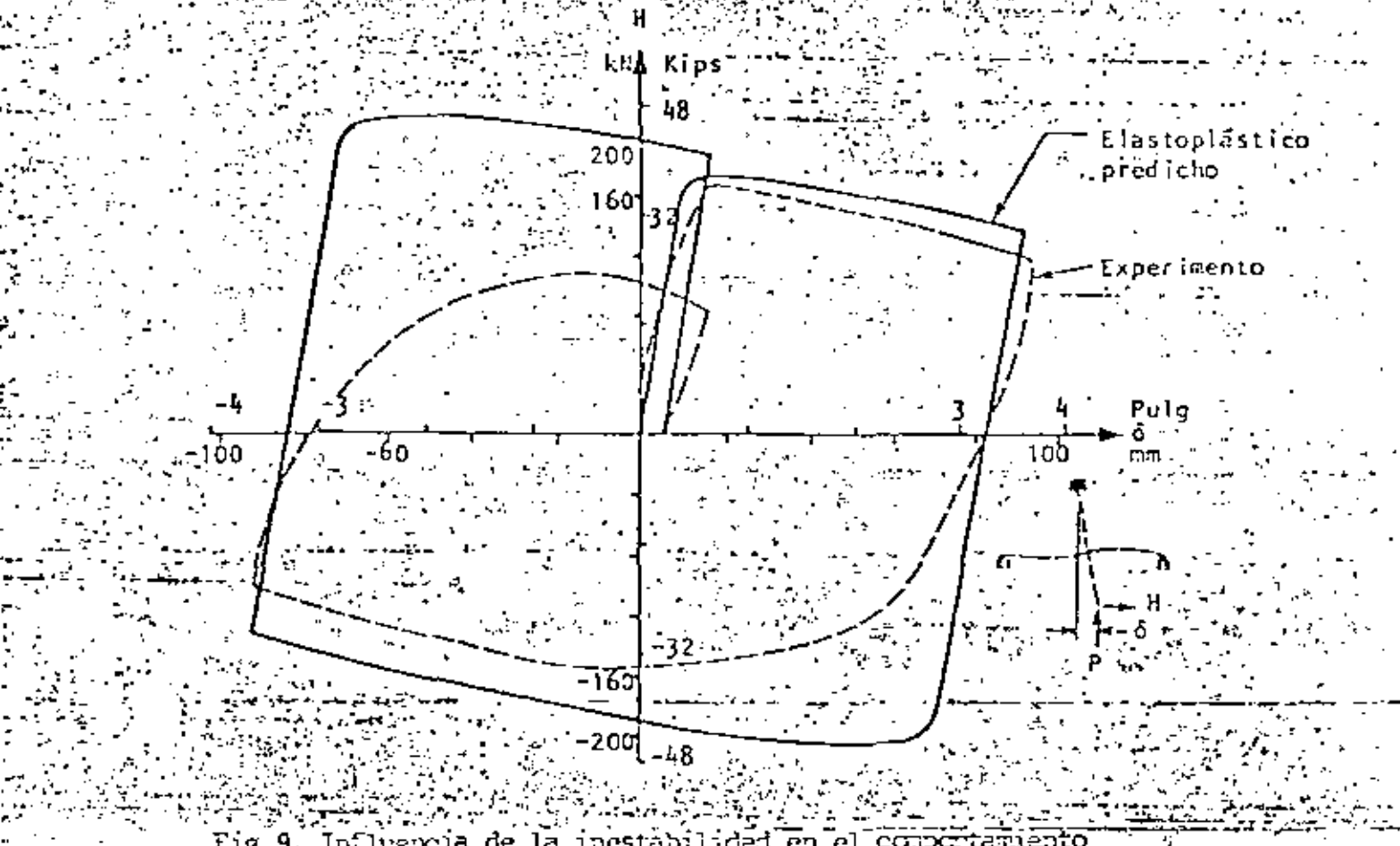


Fig 9. Influencia de la inestabilidad en el comportamiento de subconjuntos (según Bertero y Popov, 1975)

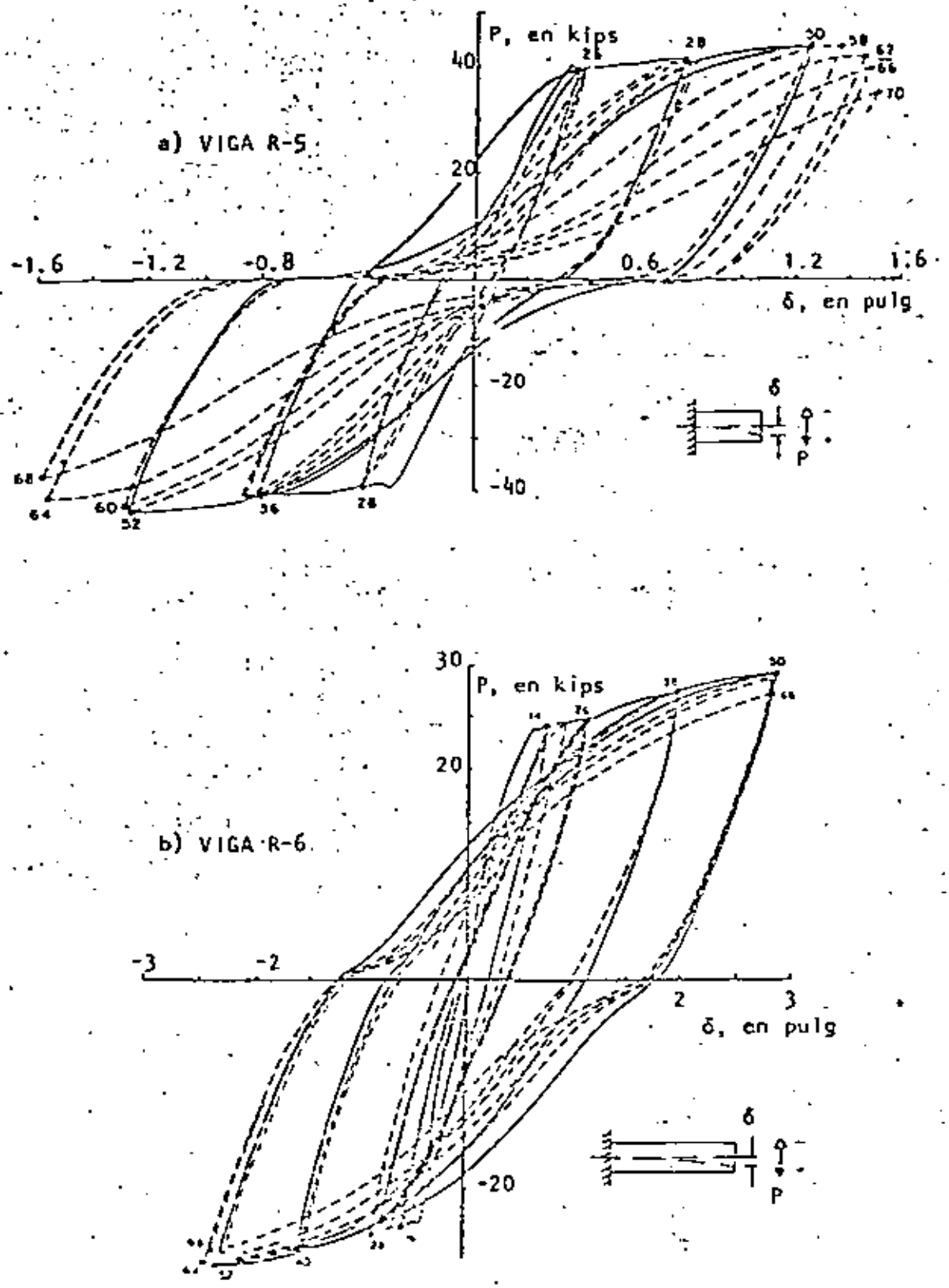
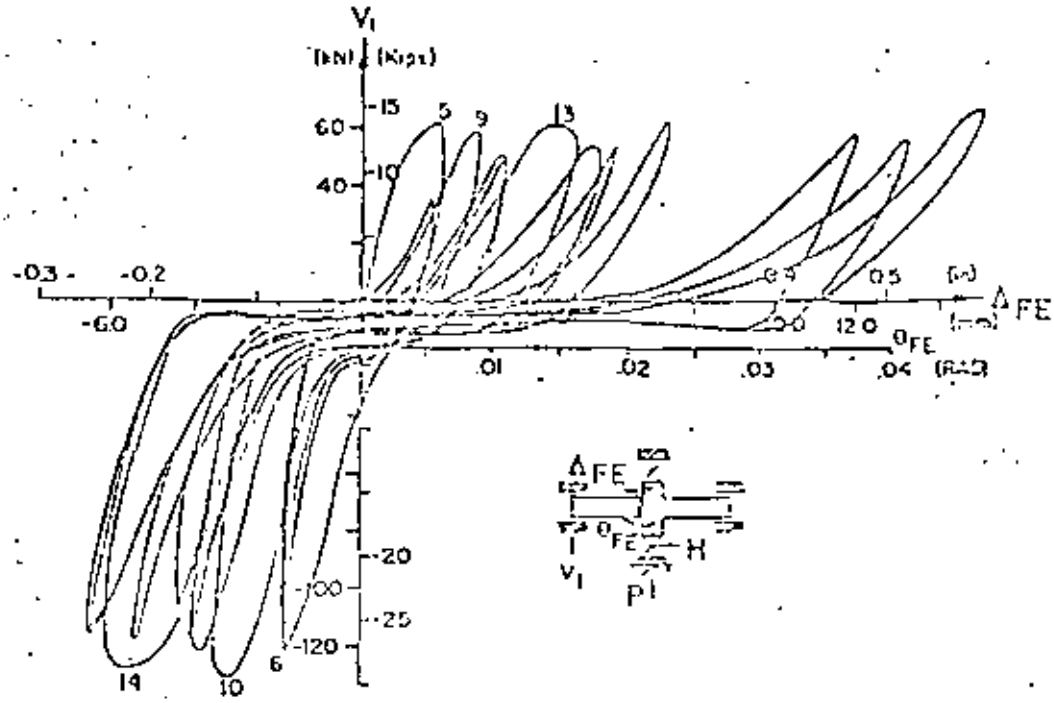
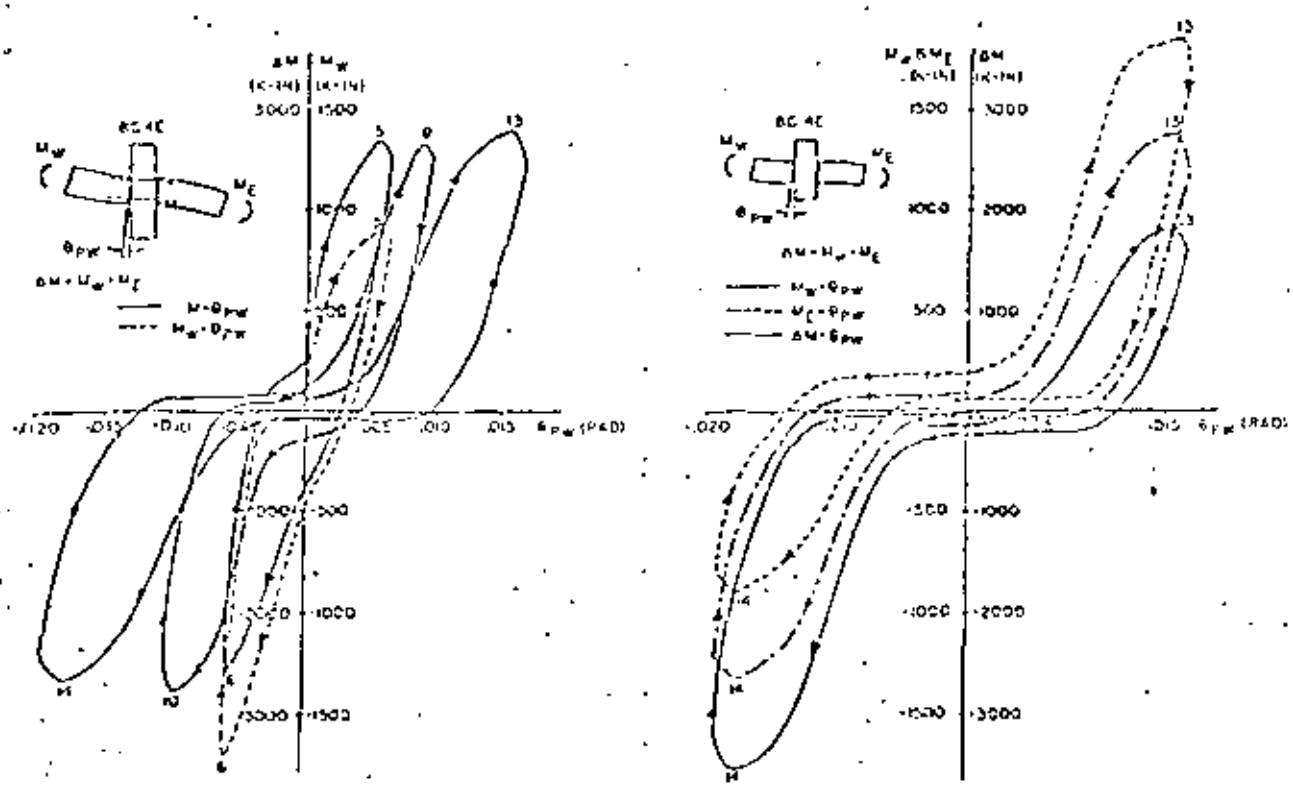


Fig 10. Influencia de esfuerzos cortantes en el comportamiento histerético de miembros de flexión (según Bertero y Popov, 1975)



a) DIAGRAMA DE DESLIZAMIENTO vs CORTANTE



b) DIAGRAMA DE DESLIZAMIENTO vs MOMENTO EN LA JUNTA

Fig 11. Deslizamiento en juntas

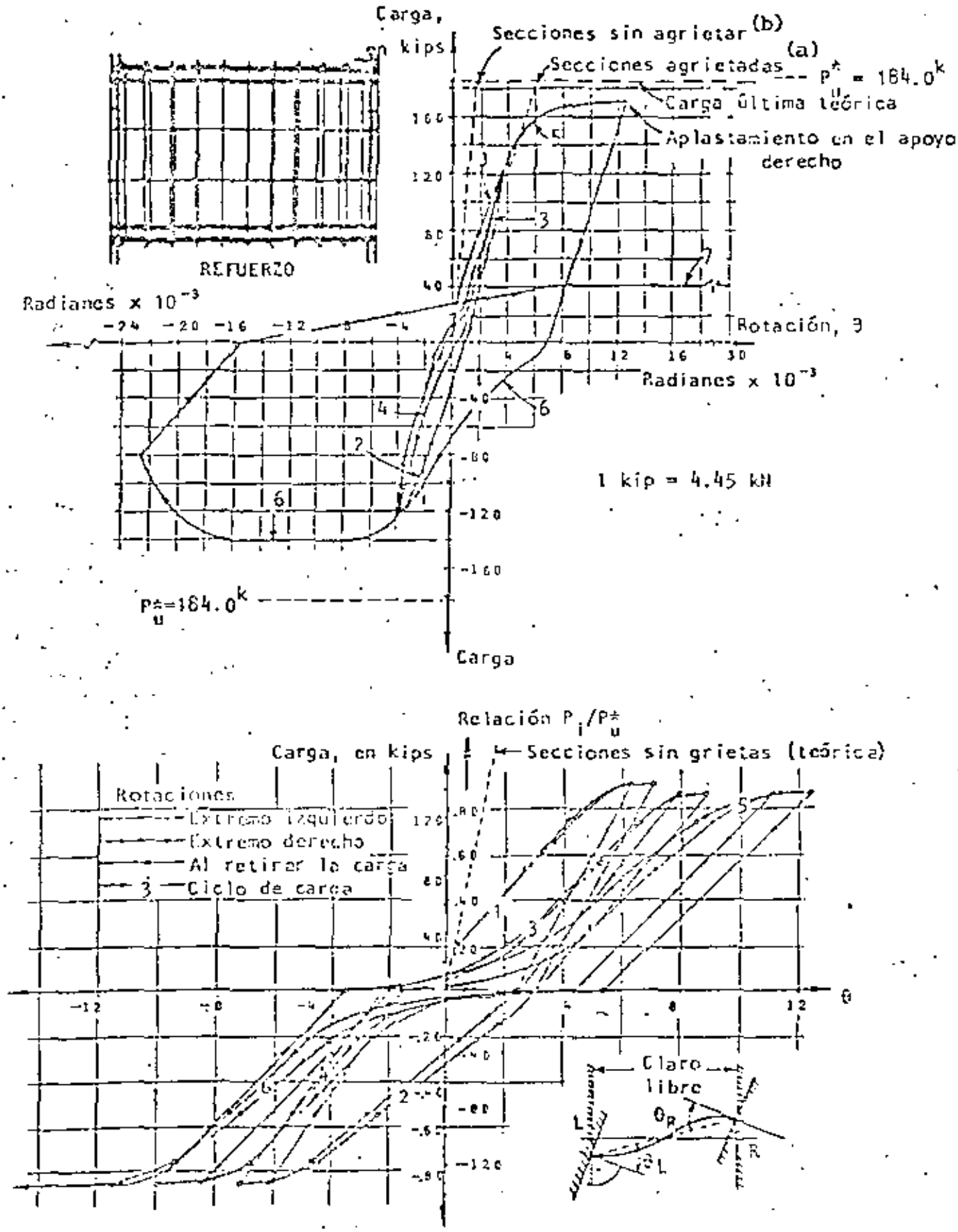


Fig 12. Curvas carga-rotación para vigas de acoplamiento de muros rigidizantes. Refuerzo del alma: a) adecuado, b) escaso

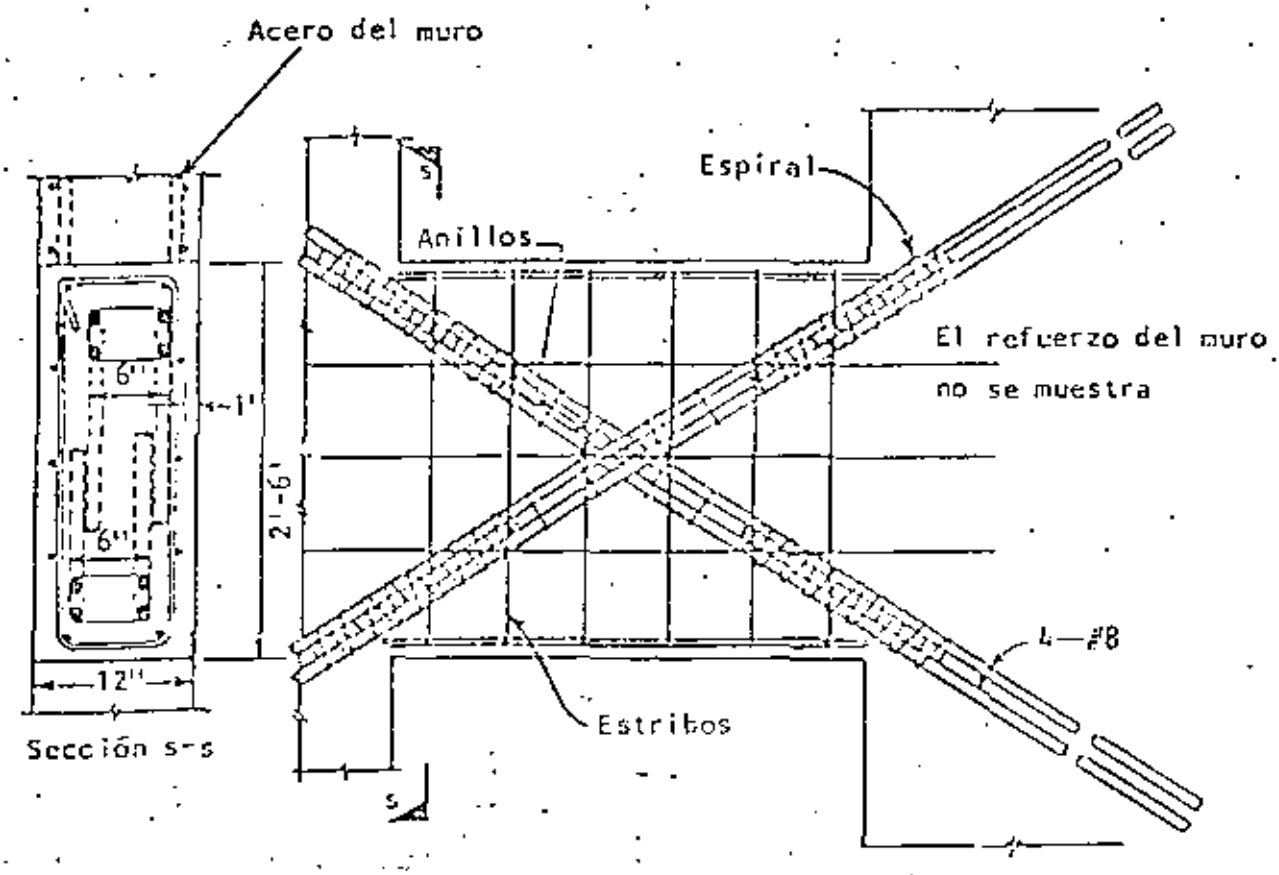
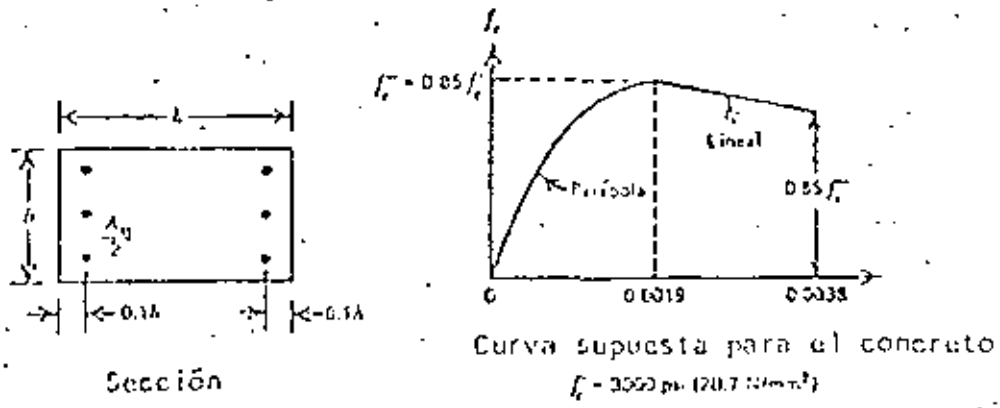
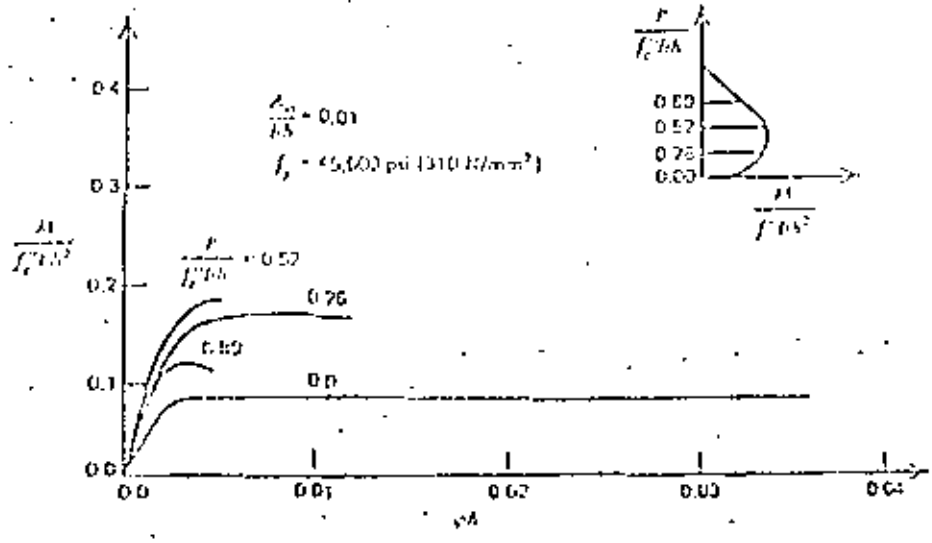


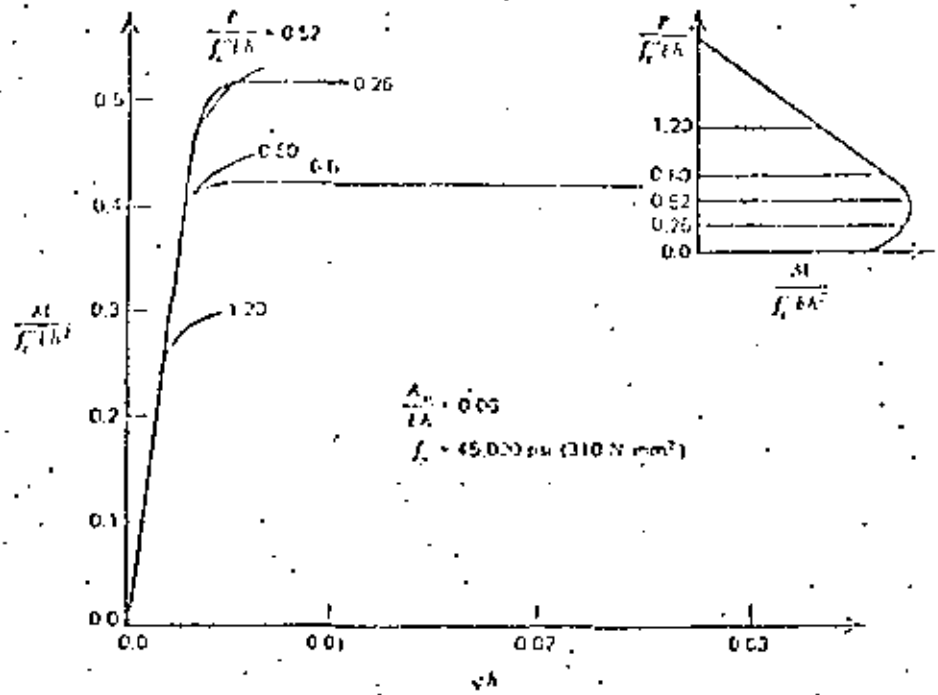
Fig 13. Disposición sugerida del acero en una viga de acoplamiento con refuerzo diagonal (adaptada de Paulay, 1971)



a)



b)



c)

Fig 14. Relaciones momento-curvatura para secciones de columnas a diversos niveles de carga axial (según Park y Paulay, 1975)

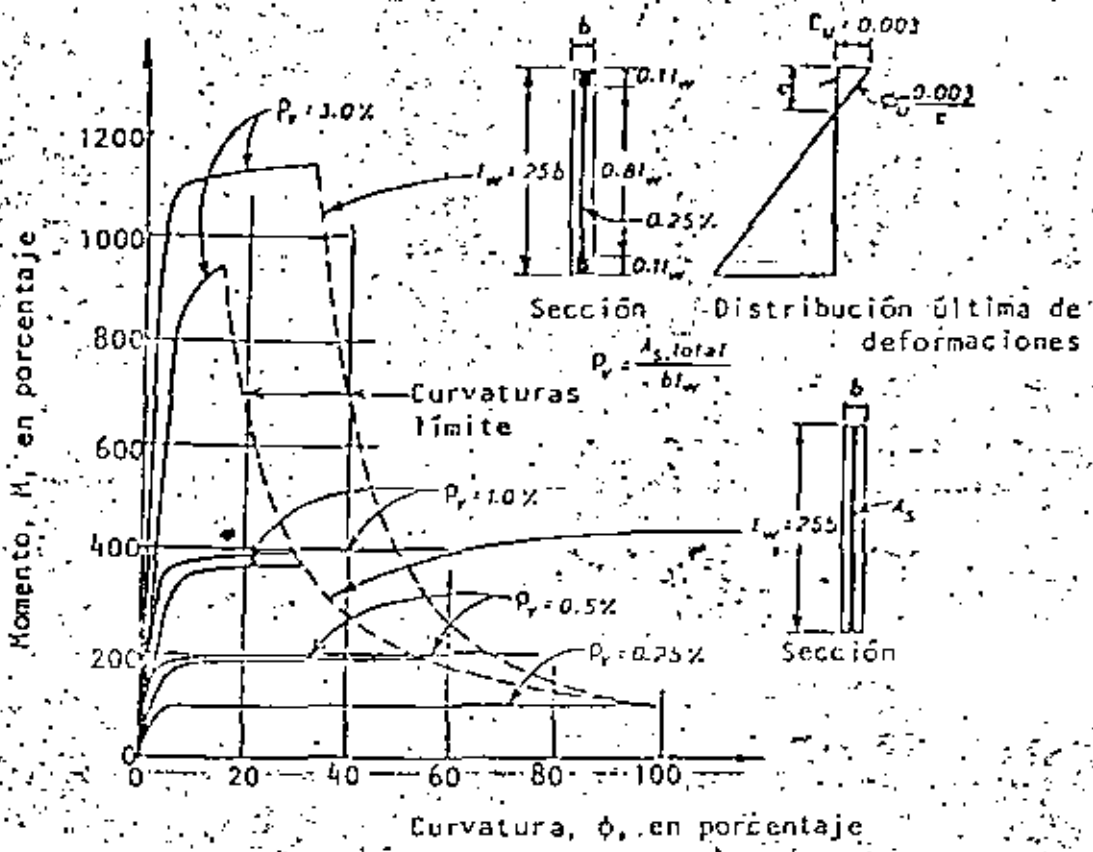


Fig 15. Influencia de cantidad y distribución de refuerzo vertical en curvatura última (según Park y Paulay, 1975)

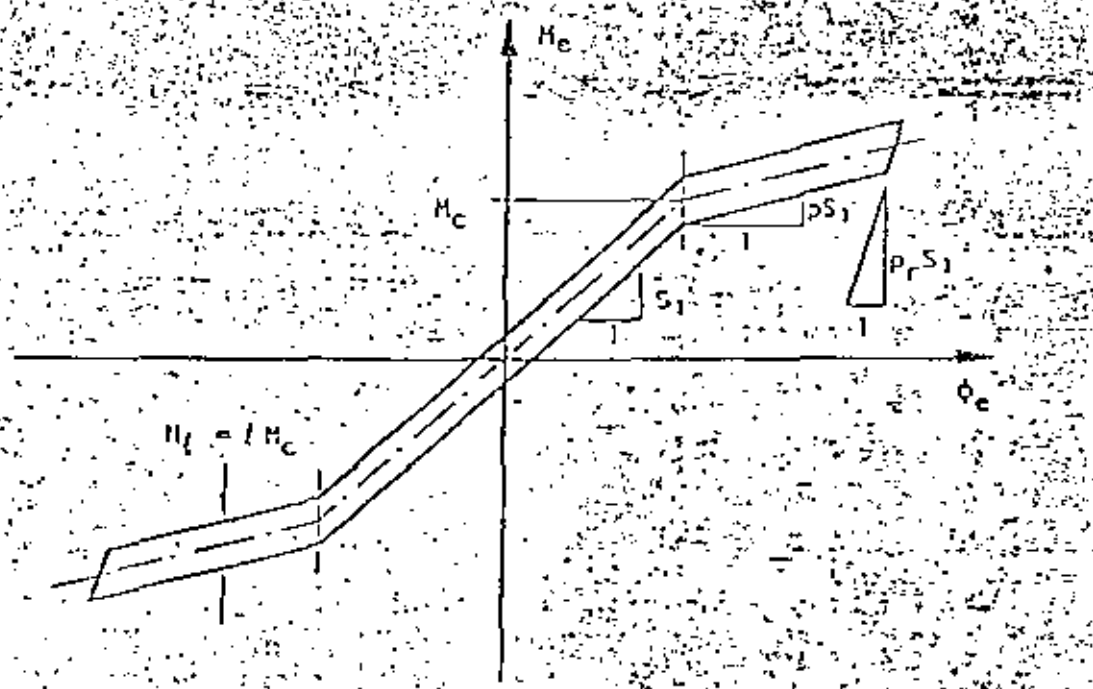
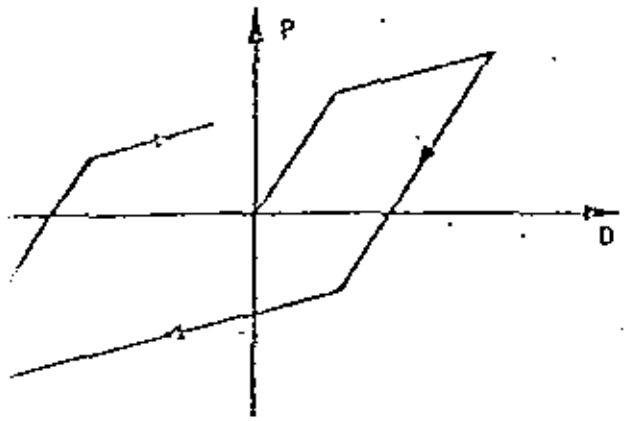
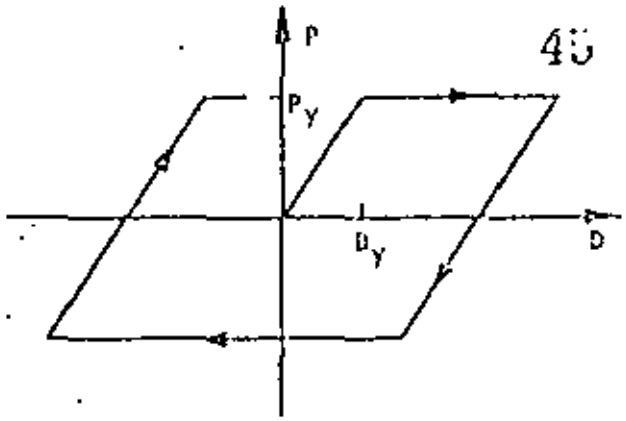


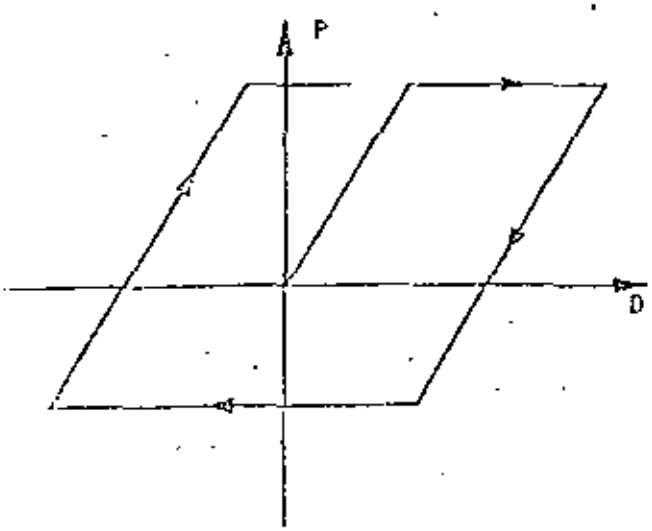
Fig 16. Ciclo de histéresis típico para miembros de concreto preforzado



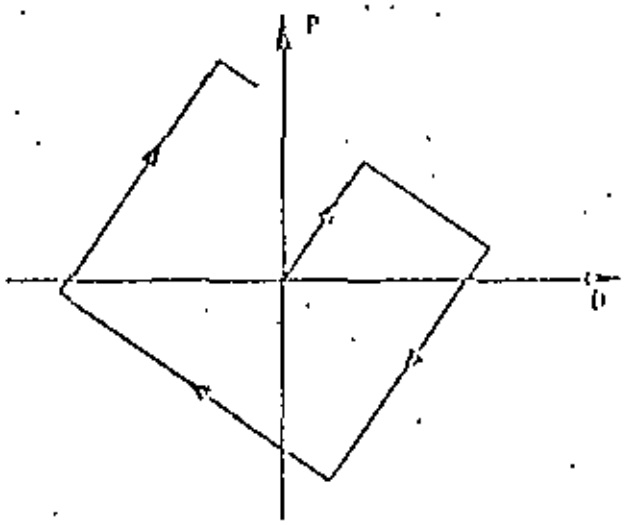
a) Bilineal



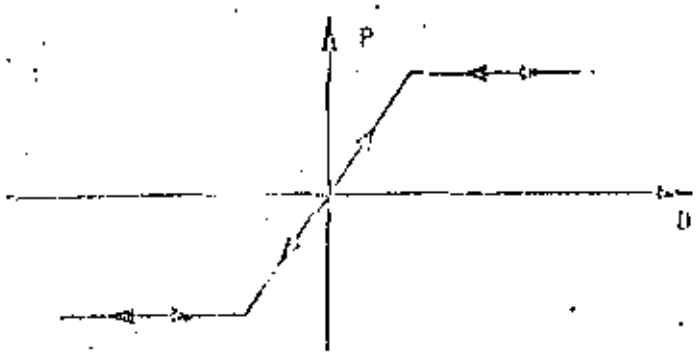
b) Elastoplástico simétrico



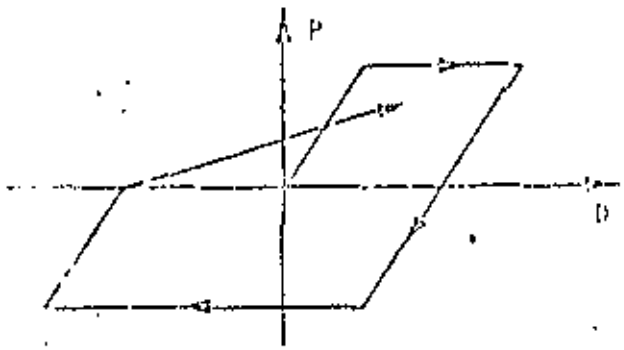
c) Elastoplástico asimétrico



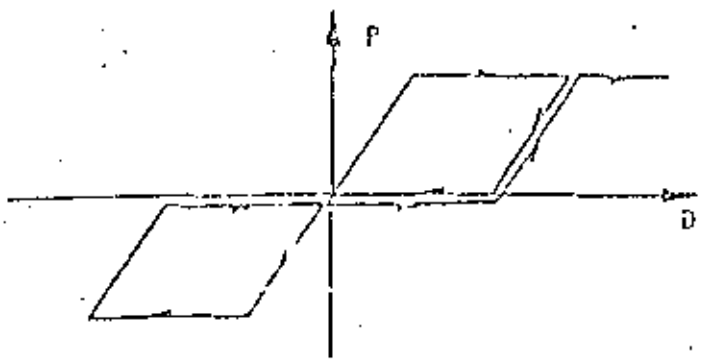
d) Inestable



e) Elástico cedente

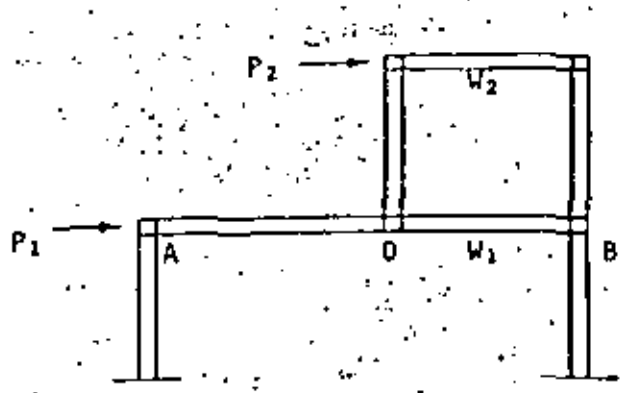


f) Degradante

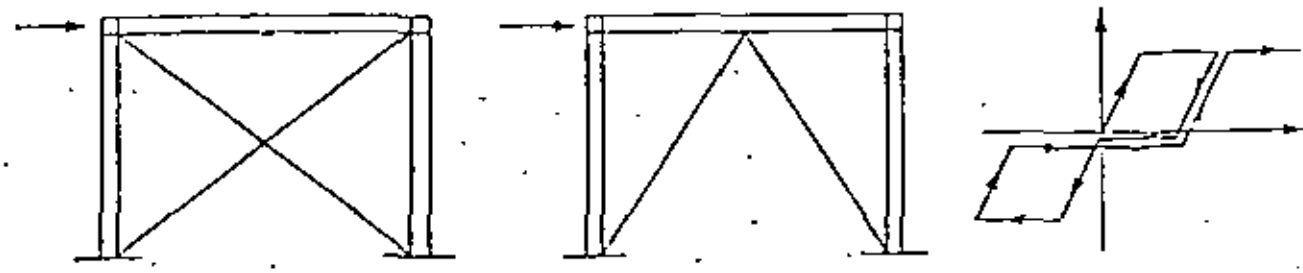


g) Tipo deslizamiento

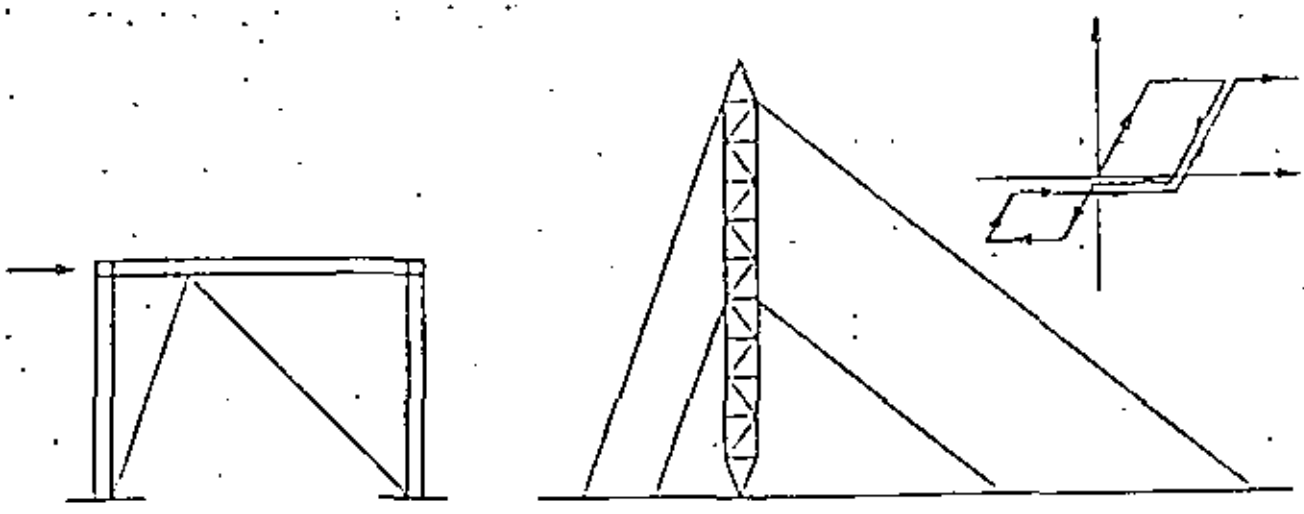
Fig 17. Modelos de comportamiento no lineal



a) Sistema típico con relación asimétrica carga-deformación



b) Sistema con relación simétrica tipo deslizamiento



c) Sistema con relación asimétrica tipo deslizamiento

Fig 18. Estructuras especiales

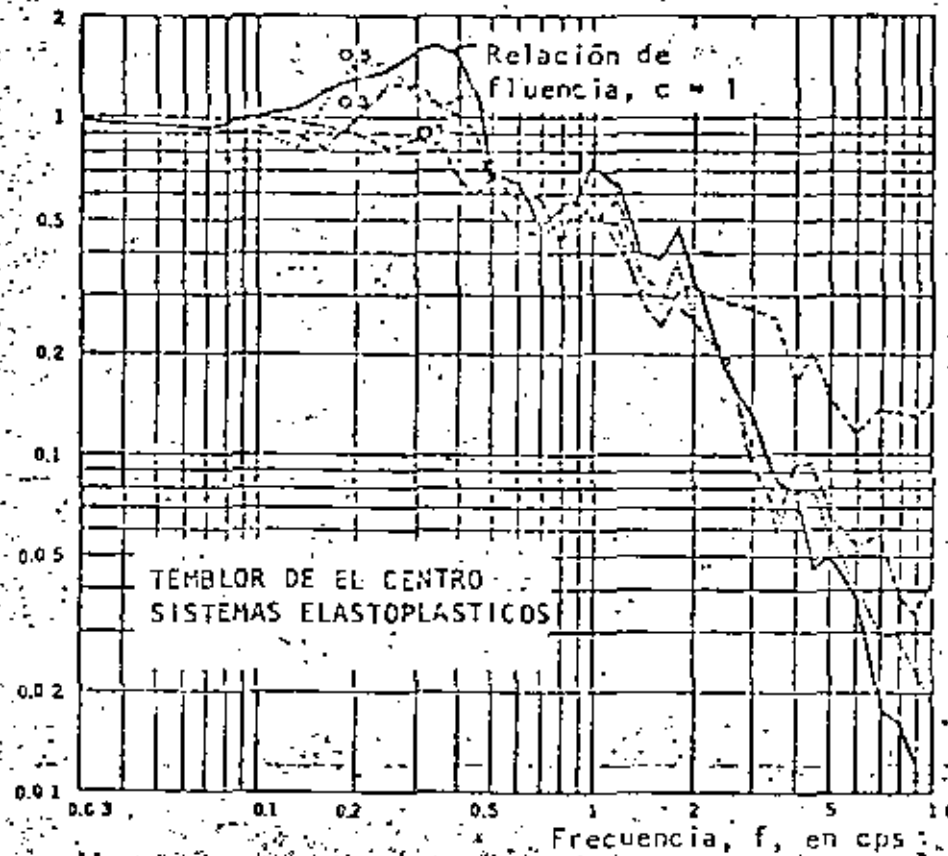


Fig 19. Espectro de deformaciones para sistemas elastoplásticos con amortiguamiento viscoso de 0.02 (según Bielak, 1966)

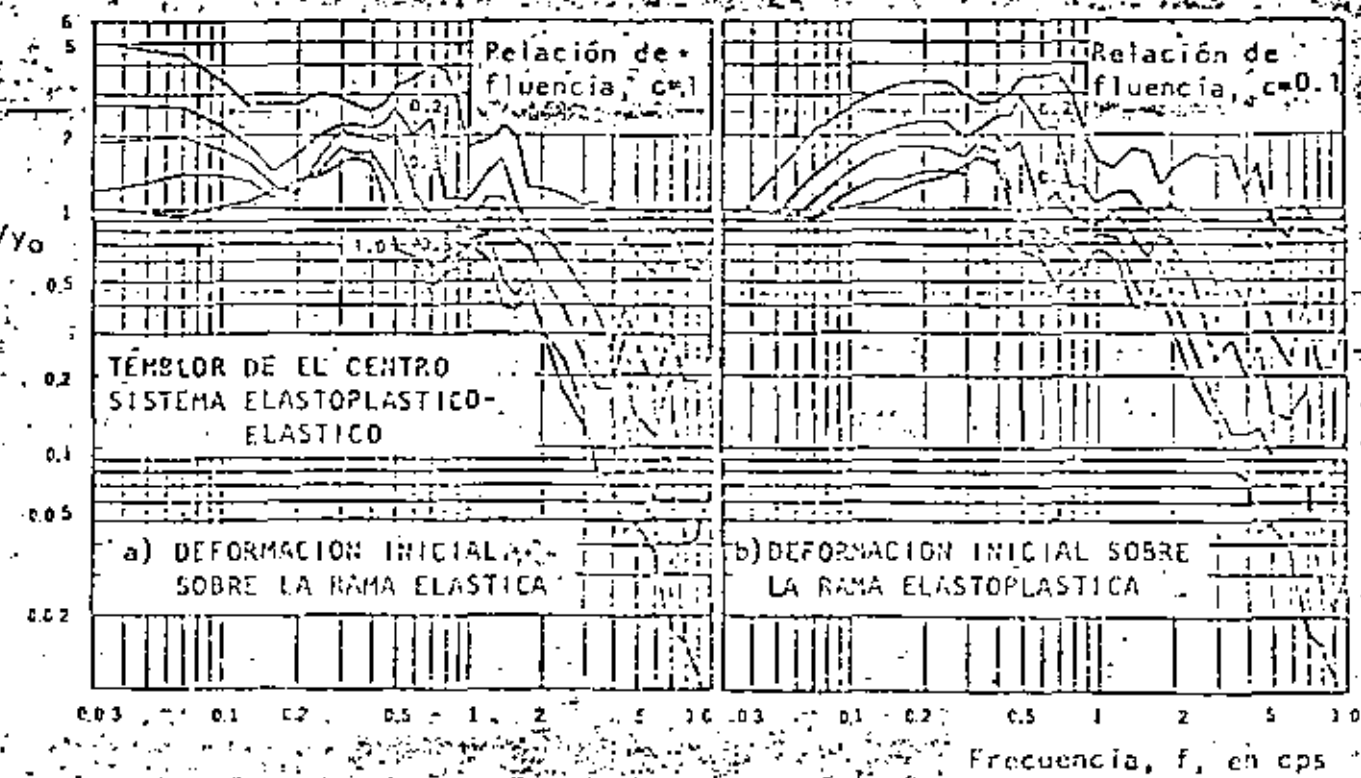


Fig 20. Espectros de deformación para sistemas de curva asimétrica con

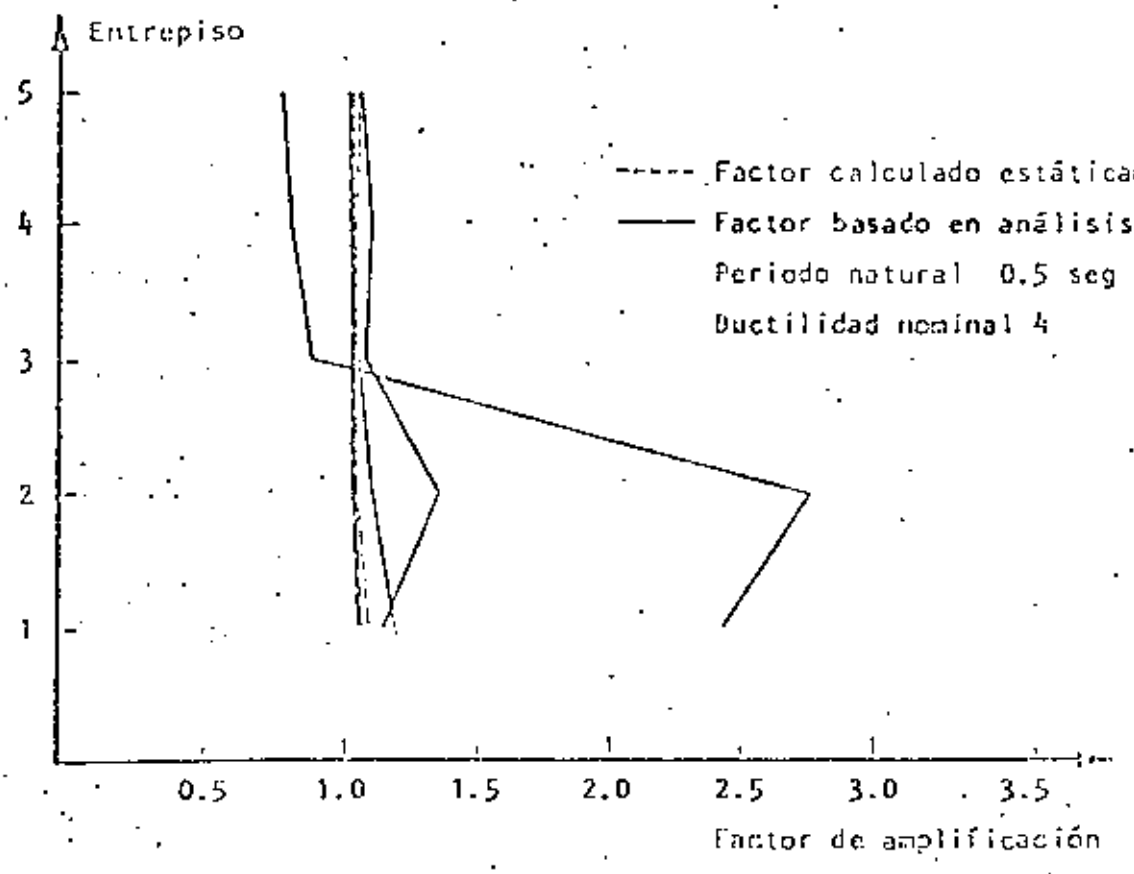


Fig 21. Factores de amplificación por esbeltez

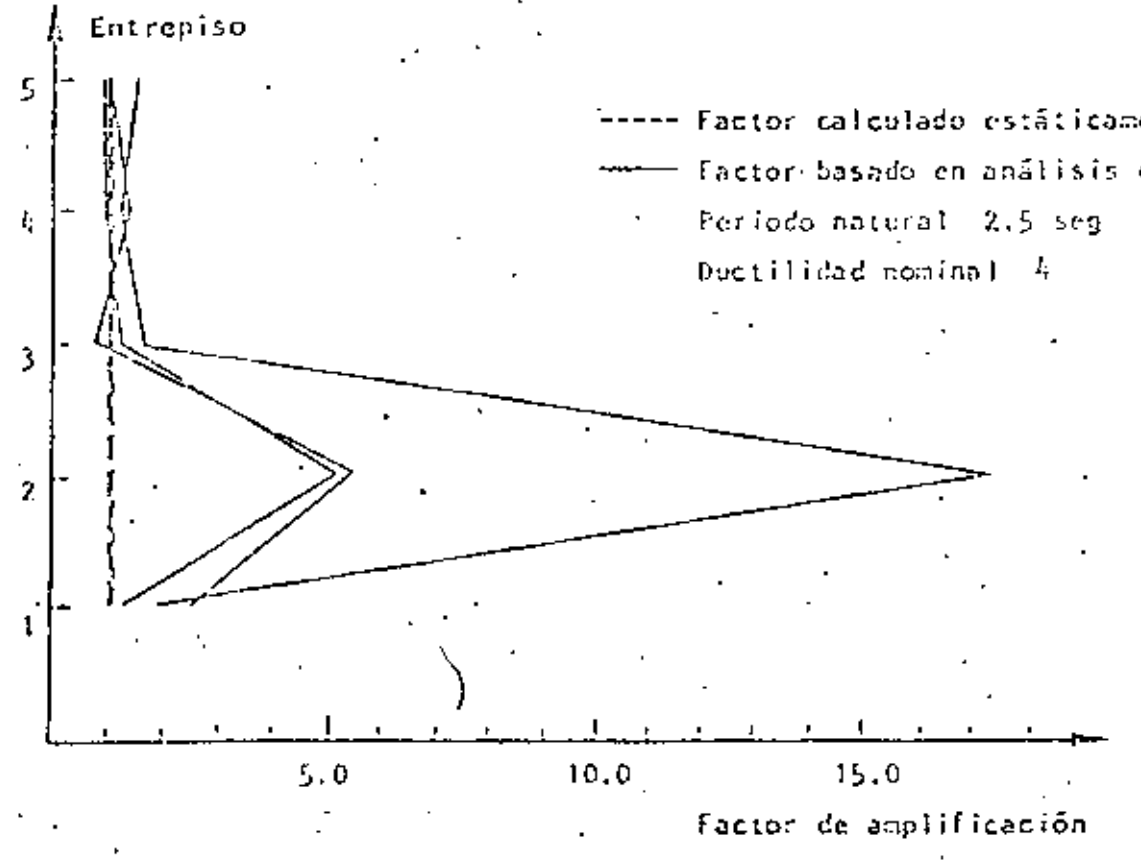


Fig 22. Factores de amplificación por esbeltez

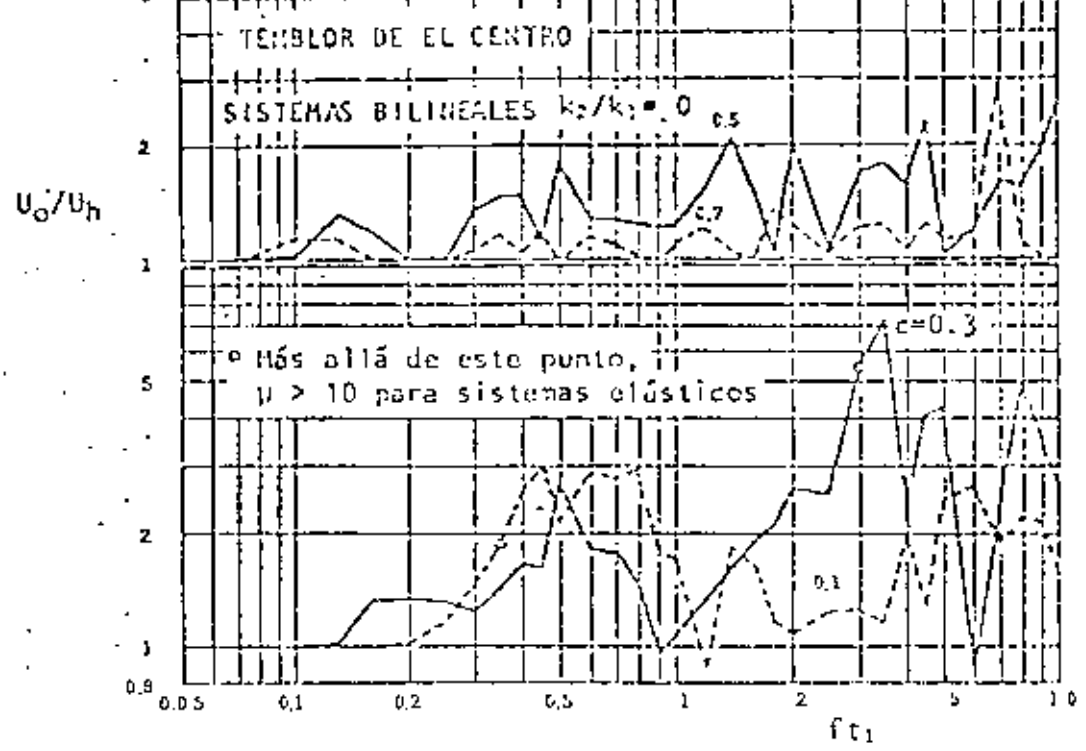


Fig 23. Espectros de la relación de deformaciones máximas de sistemas bilineales elásticos e histeréticos (según Bielak, 1969)

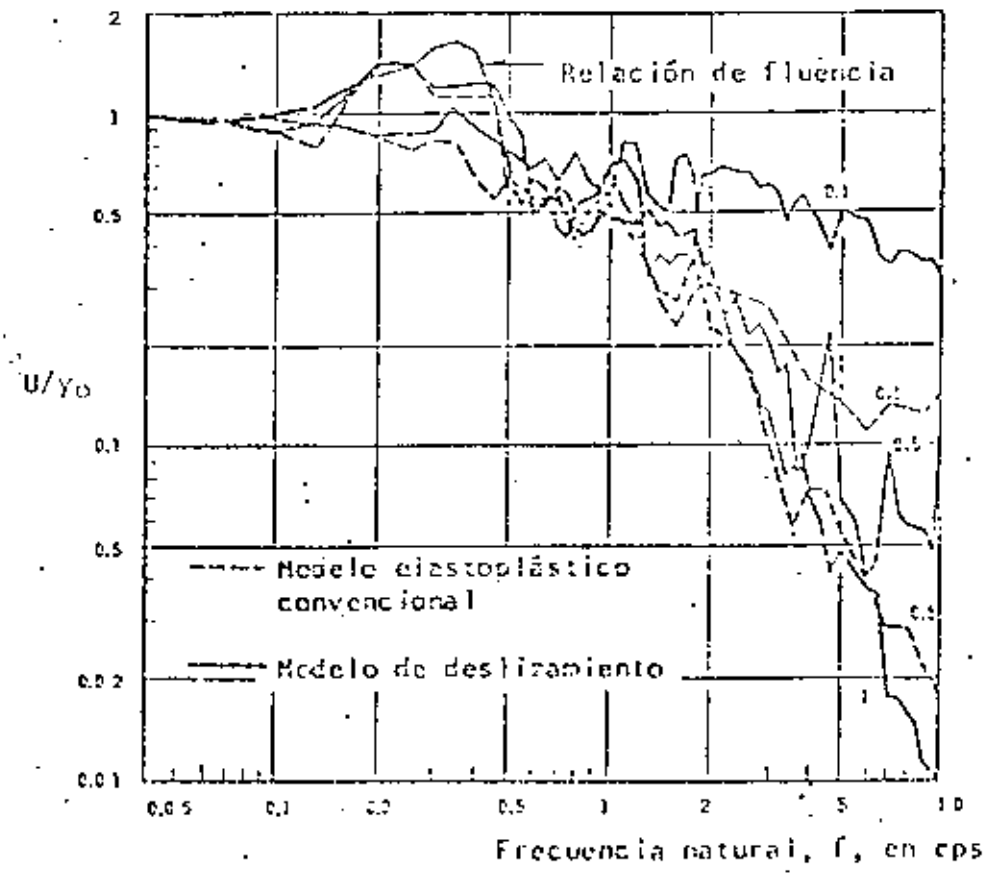
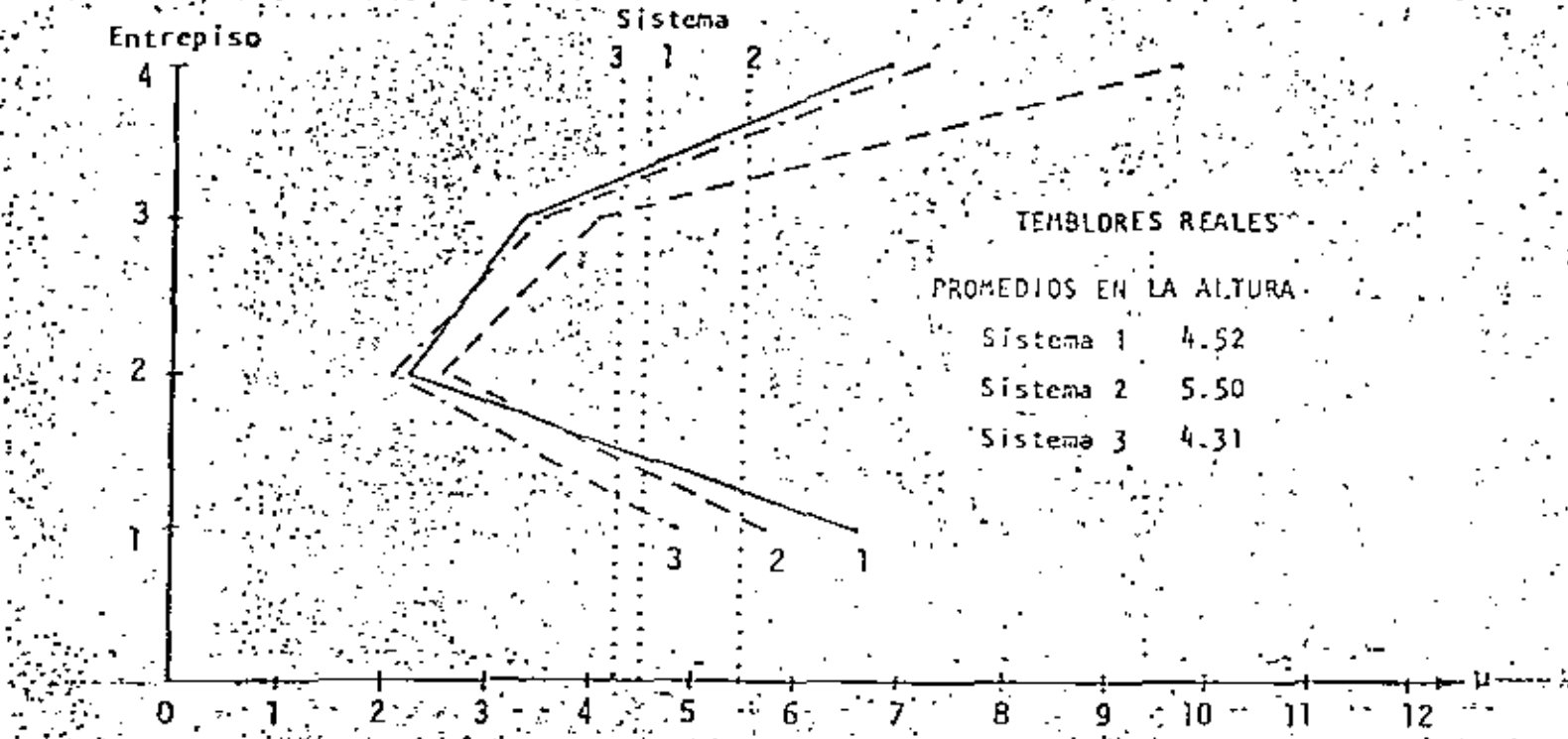


Fig 24. Espectros para sistemas elastoplásticos convencionales y de deslizamiento. Temblor de El Centro, amortiguamiento 0.02

50



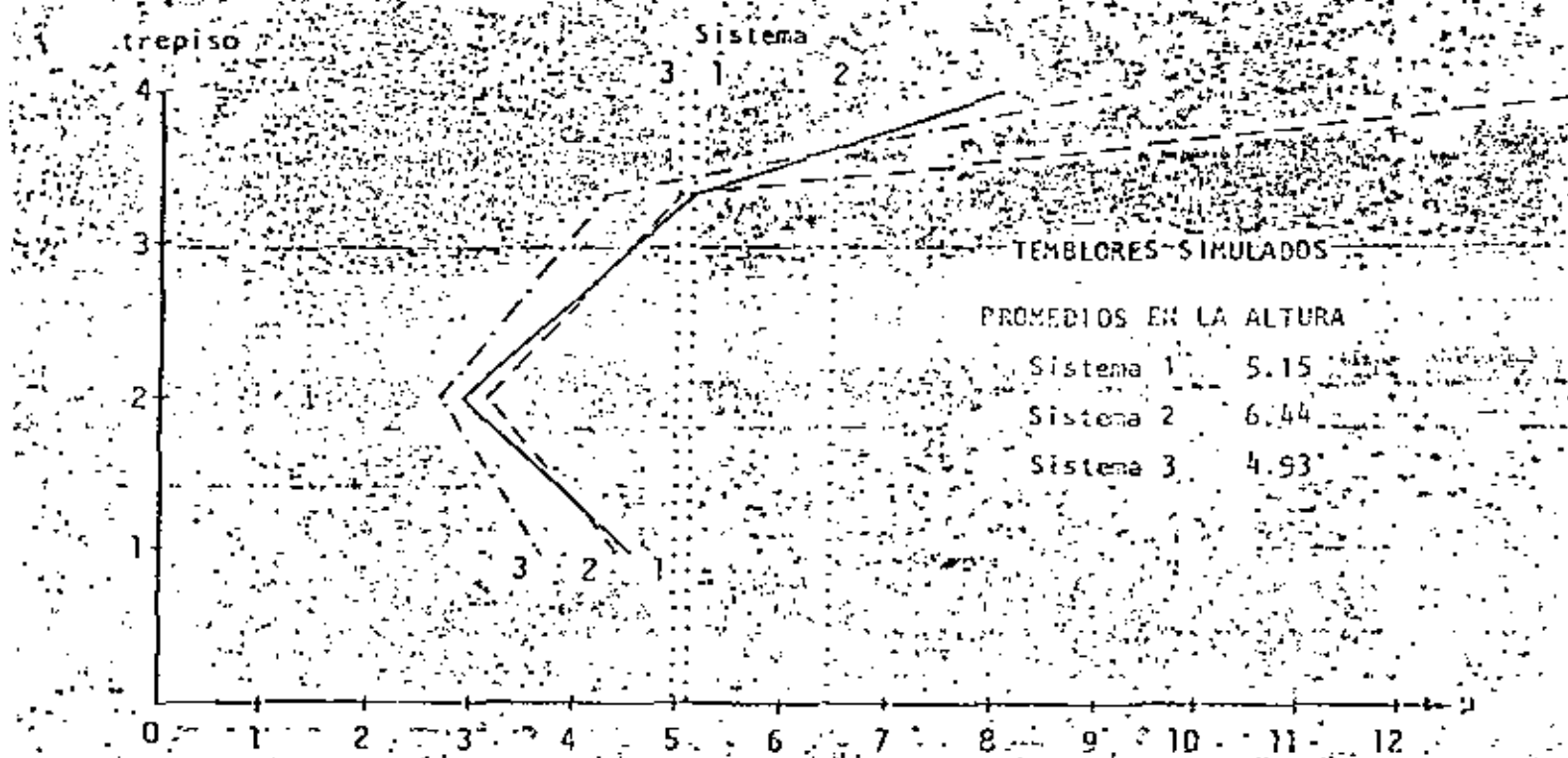


Fig 25. Ductilidades medias para tres sistemas de cortante (según Frank et al, 1975)

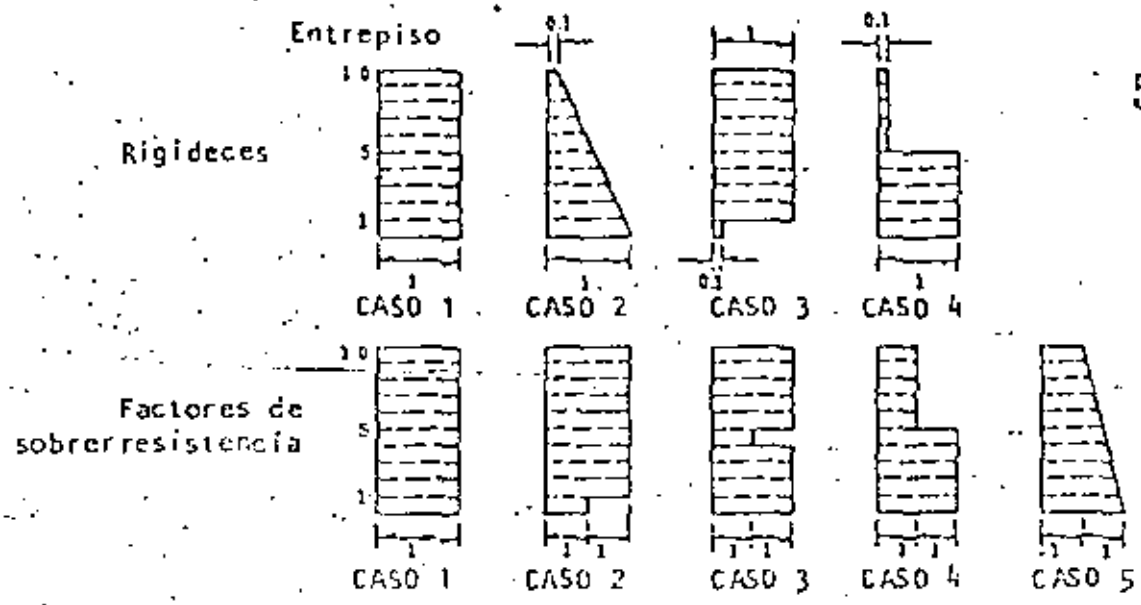


Fig 26. Variación de rigideces y factores de sobrerresistencia en edificios de cortante

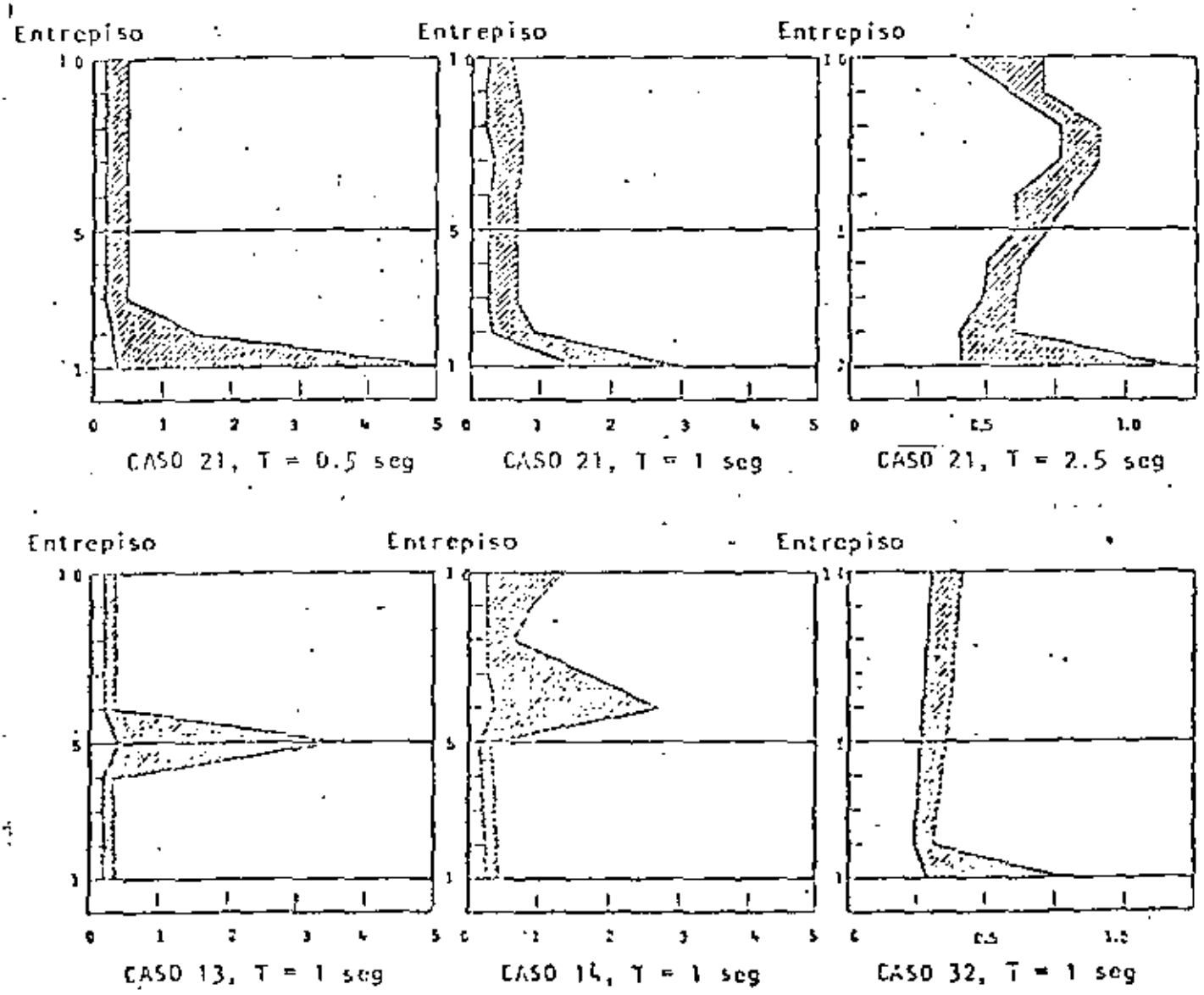


Fig 27. Relaciones entre ductilidades reales y nominales

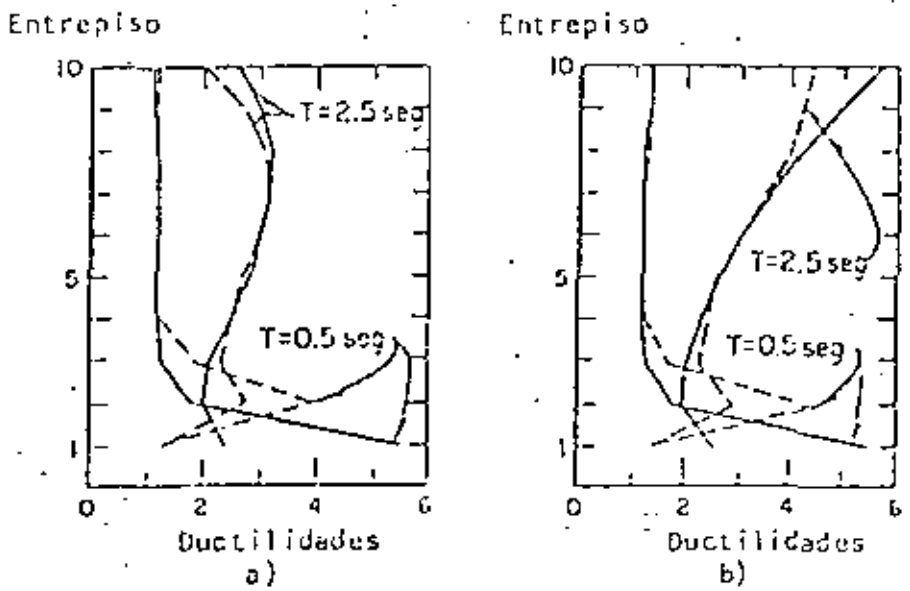
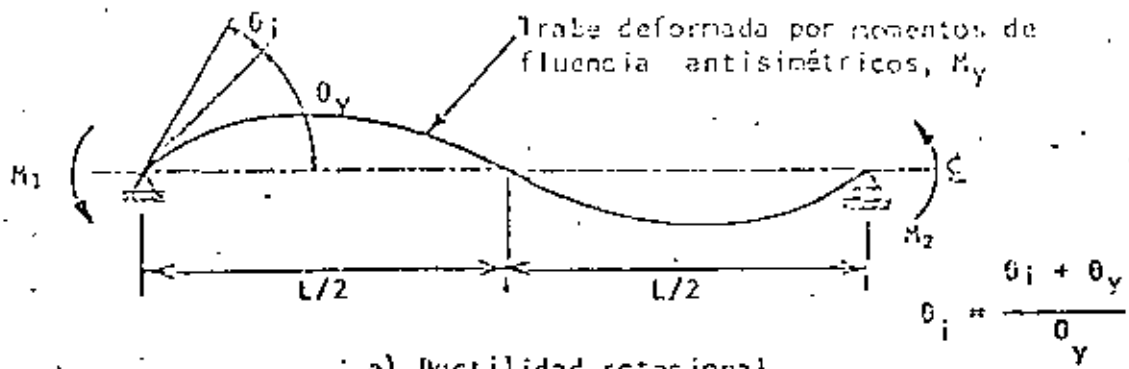
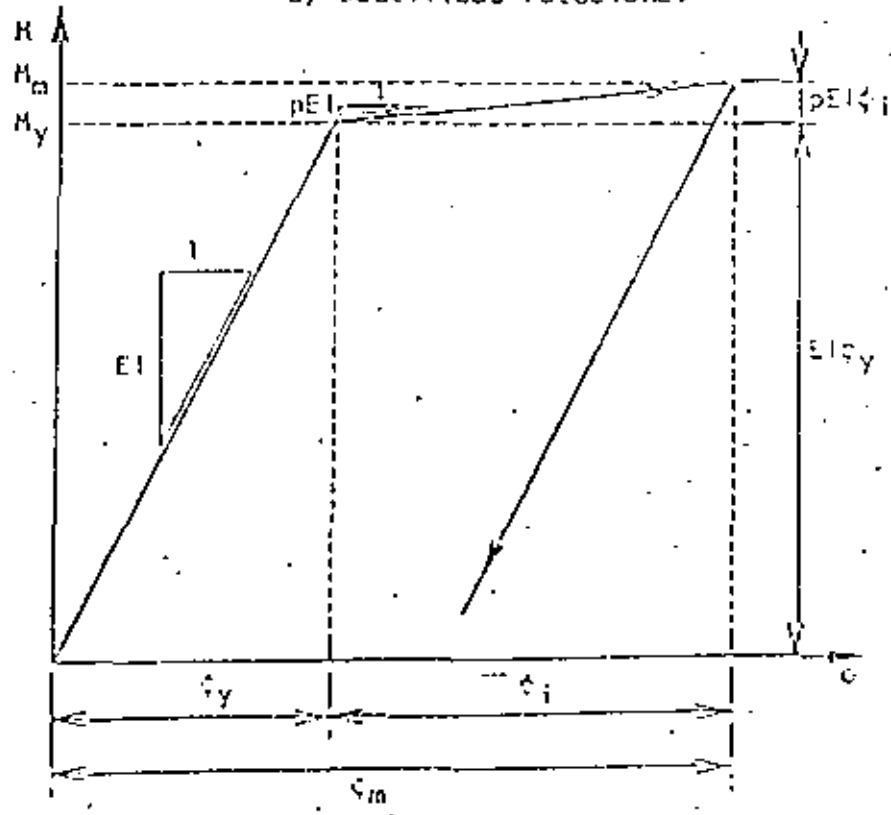


Fig 28. Relaciones entre ductilidades y criterios de diseño



$$\theta_i = \frac{\theta_i + \theta_y}{\theta_y}$$

a) Ductilidad rotacional

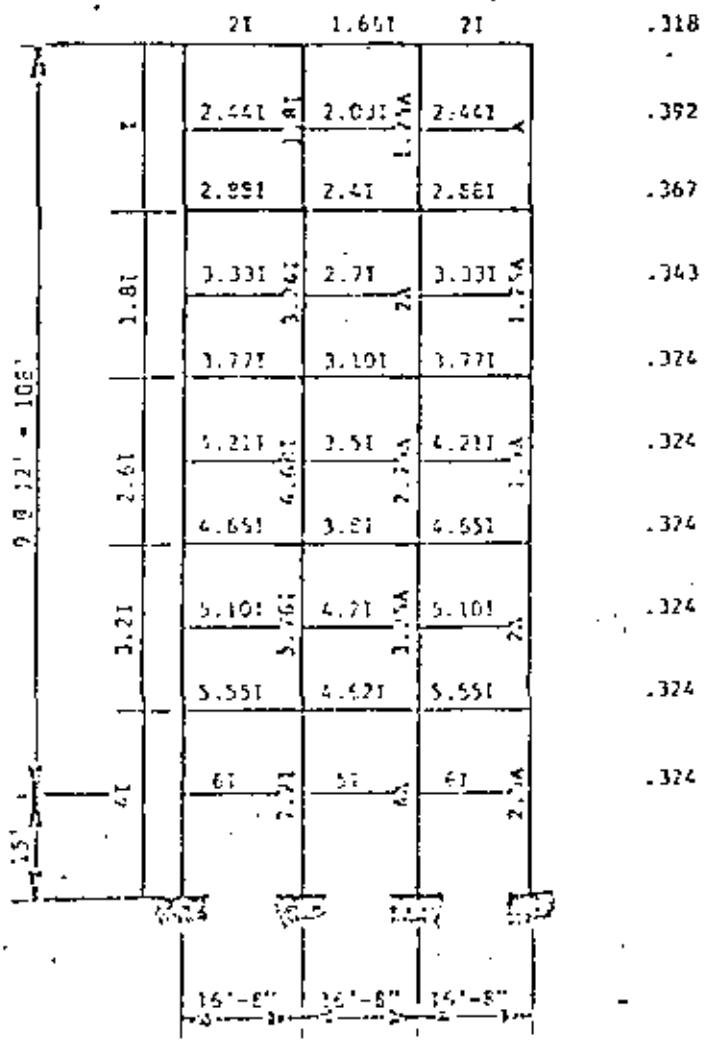


$$\mu = \phi_m / \phi_y$$

b) Ductilidad de momentos o de curvaturas

Fig 29. Definiciones de ductilidad local (según Haviland et al, 1975)

MASAS DE PISO, en $kg\text{-}seg^2/pulg$



$T_1 = 1.37$ seg $I = 500$ $pulg^4$ $A = 20$ $pulg^2$

Fig 30. Marco para estudio de ductilidades locales

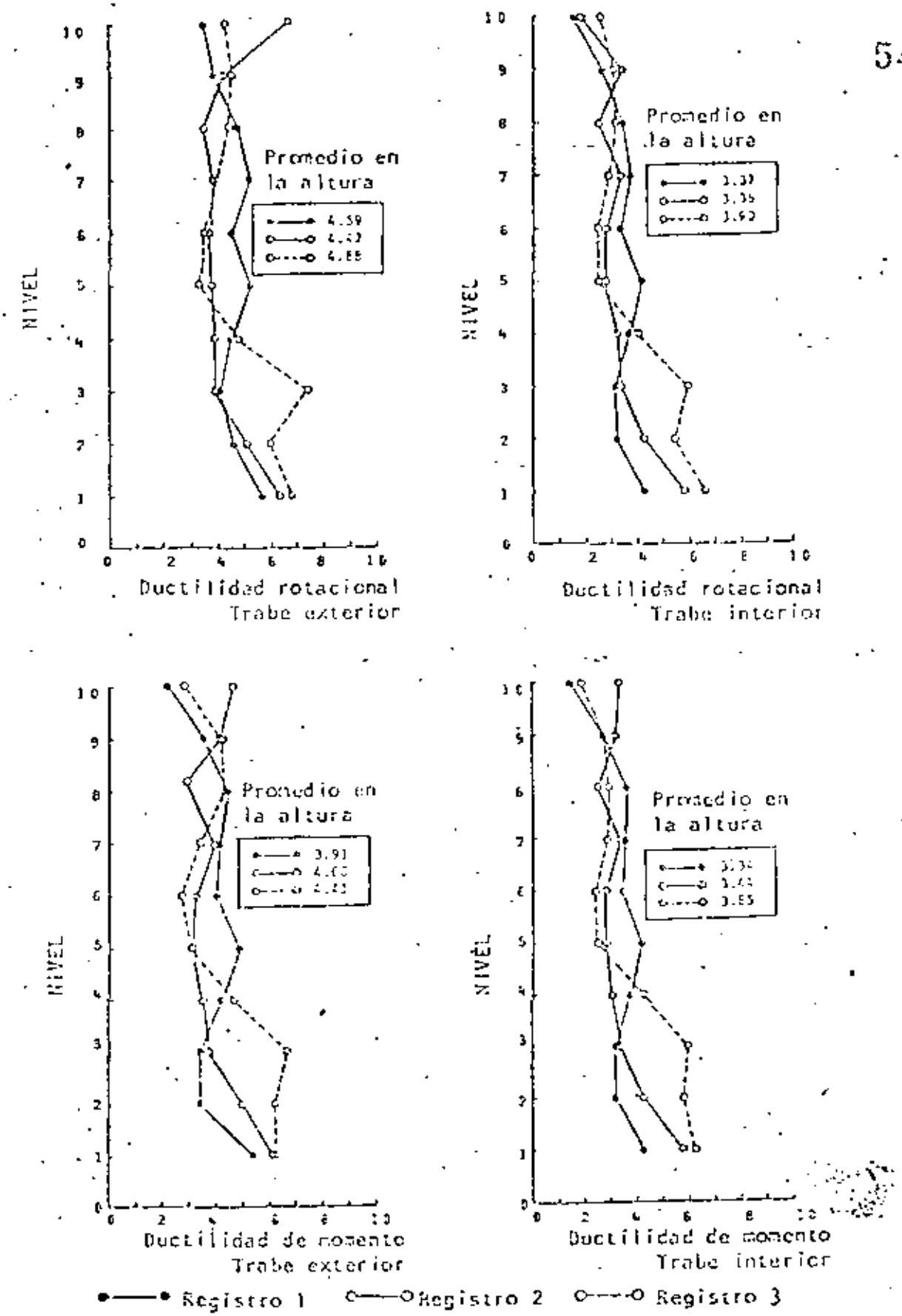


Fig 31. Máximos valores de ductilidad en trabes (según Haviland et al, 1976)

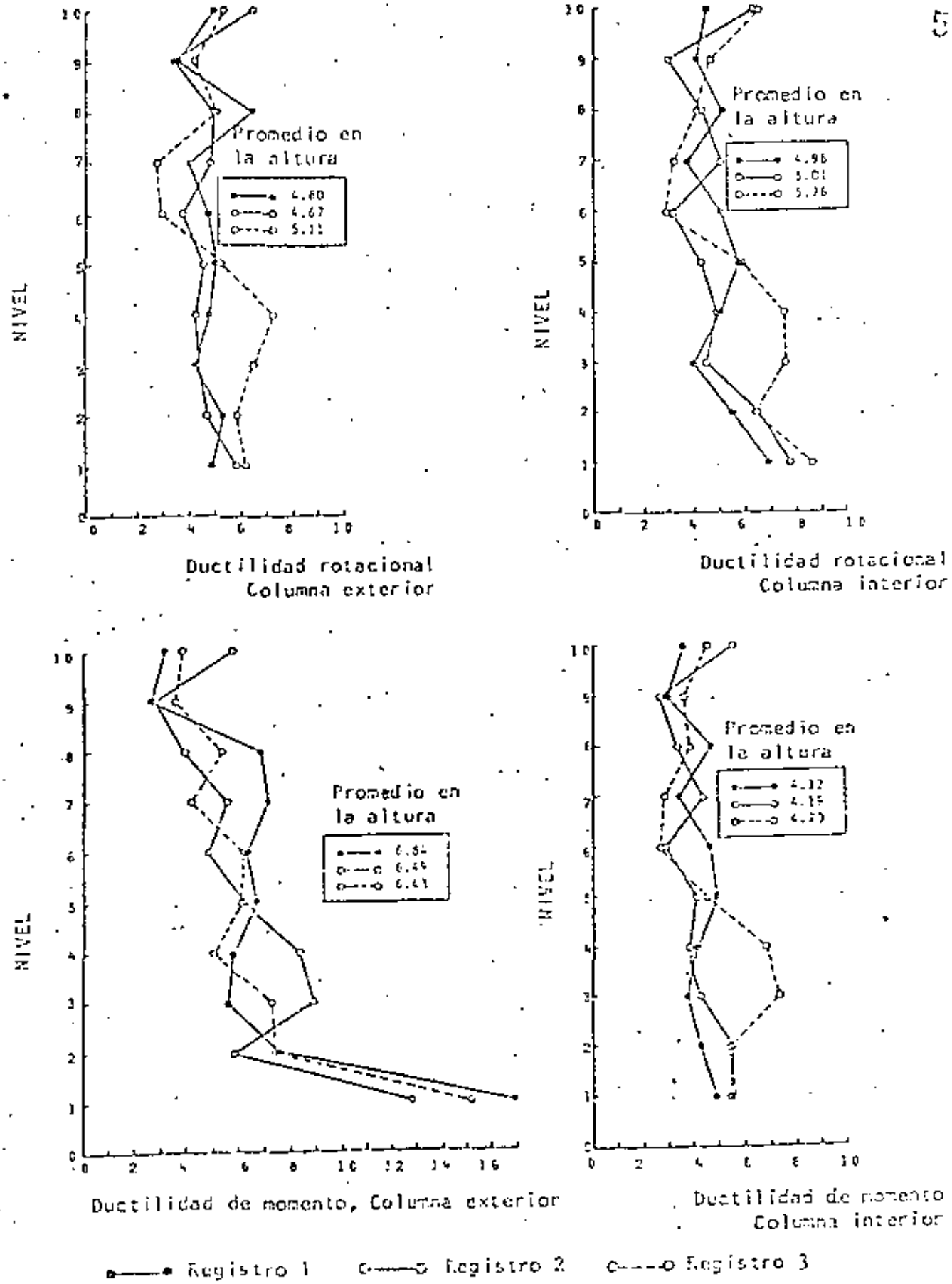


Fig 32. Máximos factores de ductilidad en columnas

(según Haviland et al, 1976)

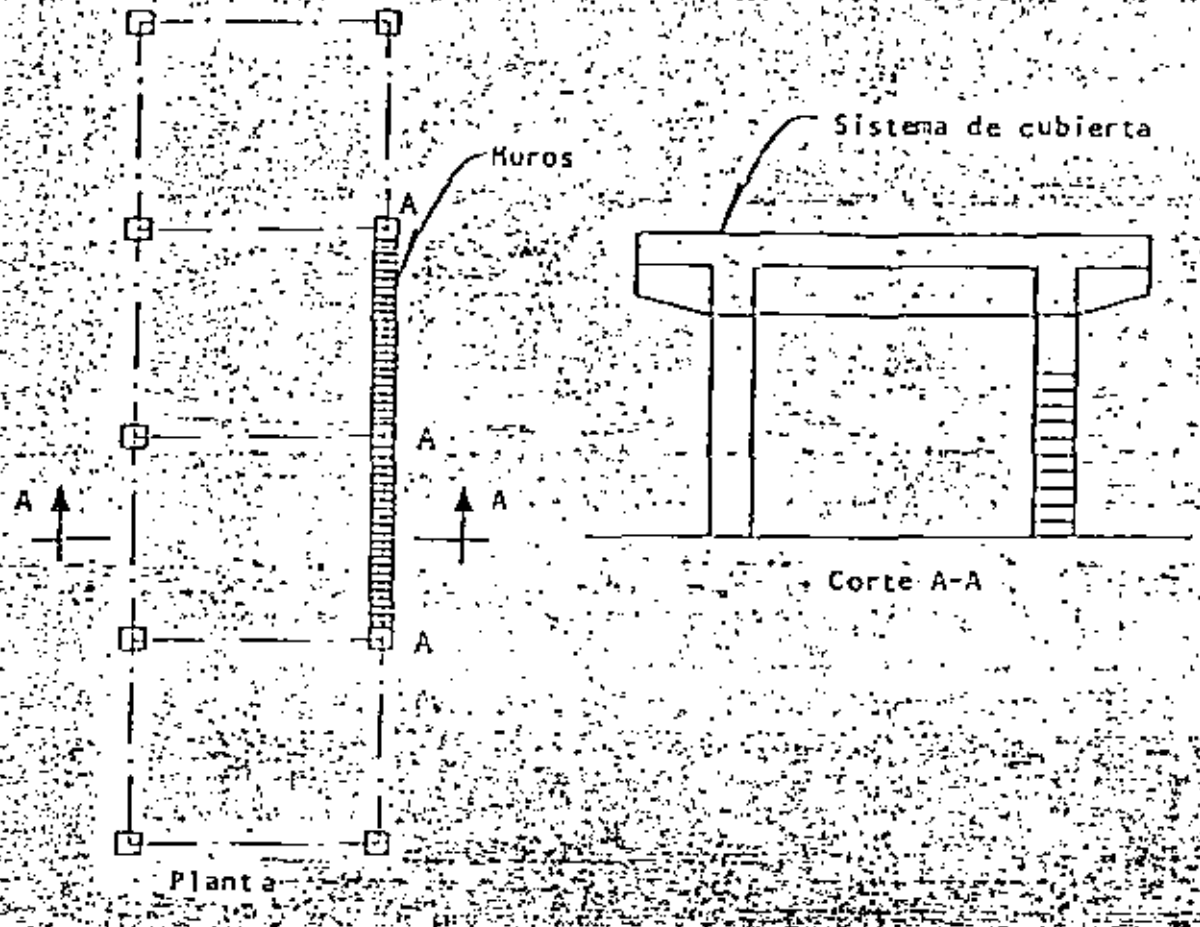
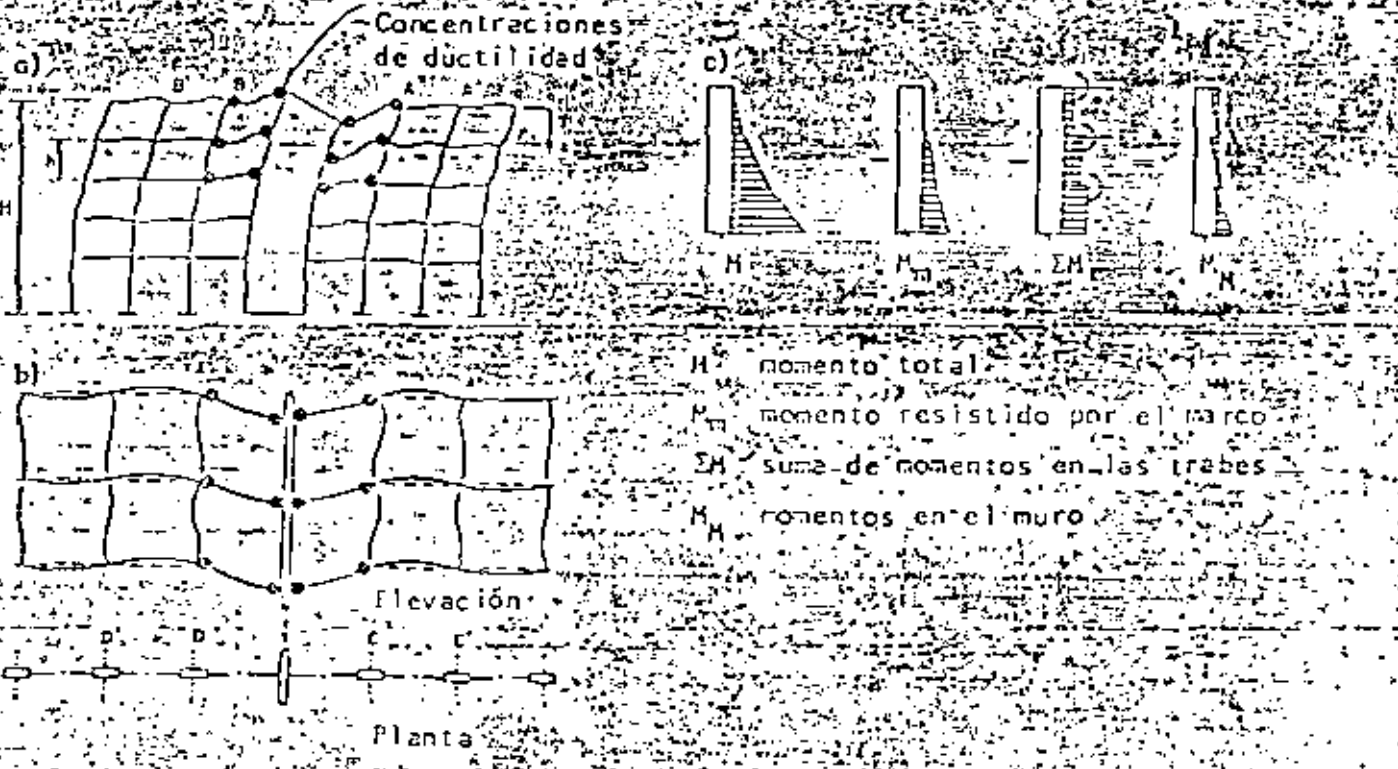


Fig 33. Columnas parcialmente restringidas



M momento total

M_m momento resistido por el marco

ΣM sume de momentos en las trabes

M_M momentos en el muro

Fig 34. Deformaciones en sistemas rigidizantes

DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.

VII CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERIA SISMICA

-DISEÑO SISMICO DE EDIFICIOS

TEMA 3

ANALISIS DE ESTRUCTURAS ANTE CARGAS LATERALES

M en I Enrique Bazán Zurita

Julio, 1981

1. MARCOS

En la práctica revisten importancia el análisis de marcos de edificios sujetos a fuerzas laterales y el cálculo de sus rigideces. Este capítulo describe e ilustra con ejemplos los principales métodos aproximados y exactos, cuya aplicación es práctica en problemas usuales. Se incluye en cada caso un resumen de las hipótesis de partida, a fin de permitir el juicio sobre la aplicabilidad a cada problema concreto.

En los ejemplos se analiza por cada método propuesto el marco B (fig 1).

1.1 *Métodos aproximados*

Con base en la ref 1 se describen a continuación dos métodos aplicables a marcos en los que los efectos de deformaciones axiales de los miembros son despreciables.

En la referencia citada se presentan otros métodos.

1.1.1 Método de Bowman

Como resultado del estudio de un gran número de marcos resueltos por métodos "*exactos*", se ha propuesto un método aproximado de acuerdo con las siguientes hipótesis.

1. Los puntos de inflexión en las trabes exteriores se encuentran a 0.55 de su claro, a partir de su extremo exterior. En trabes interiores, el punto de inflexión se

encuentra al centro del claro, excepto en la crujía central cuando el número de crujías es impar, o en las dos centrales si es par. En estas crujías la posición de puntos de inflexión en las trabes está forzada por condiciones de simetría y equilibrio.

2. Los puntos de inflexión en las columnas del primer entrepiso se encuentran a 0.60 de su altura, a partir de la base.

   En marcos de dos o más, tres o más, o cuatro o más entrepisos, respectivamente, los puntos de inflexión en las columnas de los entrepisos último, penúltimo y antepenúltimo, respectivamente, se encuentran a 0.65, 0.60 y 0.55 de la altura correspondiente, a partir del extremo superior. En edificios de cinco o más entrepisos, los puntos de inflexión en columnas para las cuales no se ha especificado la posición, se encuentran al centro de su altura.

   Esto se resume gráficamente en la fig 2.

3. La fuerza cortante de cada entrepiso se distribuye en la forma siguiente.

   En el primer entrepiso:

   Una fuerza cortante igual a

$$V_c = \frac{N - 0.5}{N + 1} V$$

se distribuye directamente entre las columnas proporcionalmente a sus rigideces. La fuerza cortante $V_t = V - V_c$ se distribuye entre las crujías proporcionalmente a la rigidez de la trabe que la limita en la parte superior. La cortante de cada crujía se distribuye en partes iguales entre las dos columnas que la limitan.

En pisos superiores:

Una fuerza cortante

$$V_c = \frac{N - 2}{N + 1} V$$

se distribuye directamente entre las columnas. La cortante $V_t = V - V_c$ se distribuye entre las crujías como se hizo para planta baja.

En estas expresiones,

V = fuerza cortante total en un entrepiso

N = número de crujías del marco en el entrepiso considerado.

Una variante del método consiste en respetar los puntos 2 y 3, pero determinar los momentos en las trabes equilibrando en cada nudo la suma de momentos en los extremos de las columnas con momentos proporcionales a la rigidez angular natural de cada trabe. La fig 3 es la aplicación de este método al análisis del marco B. En la fig 4 se muestran

algunos pasos intermedios.

1.1.2 Método de distribución en voladizo (Grinter-Tsao)

Este método es rigurosamente aplicable sólo en marcos simétricos de una crujía y a aquellos de varias crujías cuyas rigideces guarden relaciones tales que sea posible descomponerlos en varios marcos simétricos de una crujía cada uno. Sin embargo, puede aplicarse en forma aproximada al análisis de cualquier marco que se idealice como simétrico y de una crujía, igualando la suma de rigideces de trabes y columnas en cada entrepiso en el marco original y en el idealizado. Esto equivale a suponer que todos los nudos de un mismo nivel sufren la misma rotación.

El método consiste en lo siguiente (fig 5a).

Permítase el desplazamiento lineal de todos los nudos, hasta que se logre el equilibrio de fuerza cortante en cada entrepiso. En esta etapa los momentos exteriores $-M_0$ impiden el giro de los nudos (fig 5b). Elimínense ahora estos momentos permitiendo simultáneamente giros y nuevos desplazamientos lineales sin que se altere la fuerza cortante de cada entrepiso (fig 5c).

Considérese una columna (fig 5d) a uno de cuyos extremos se permite giro y desplazamiento transversal simultáneo. Partiendo de que es nula la cortante que proviene de esta

deformación, las ecuaciones de pendiente-deformación suminis tran las relaciones

$$M_{12} = 2EK_{12}(2\theta_1 - 3\psi_2) \qquad (1)$$

$$M_{21} = 2EK_{12}(\theta_1 - 3\psi_{12}) \qquad (2)$$

Al no haber fuerza cortante,

$$M_{21} = M_{12} \qquad (3)$$

De las ecs 1.9 y 1.11,

$$\theta_1 = 2\psi_{12}$$

$$M_{12} = EK_{12}\theta_1 \qquad (4)$$

Teniendo en cuenta las ecs 3 y 4 y considerando que la defor mación de la estructura será antisimétrica se reduce el problema a la solución de la mitad del marco por distribución de momentos. En este proceso las rigideces de las trabes se calculan como 6 EK, las de las columnas como EK y el factor de transporte en las columnas es -1.

El método se aplica en la fig 6 al de cada columna se obtuvo como la suma de rigideces de todas las columnas del entrepiso, y la rigidez de las trabes como 2 x 6 = 12 veces la suma de rigideces de las trabes en el nivel considerado. (El coeficiente 6 toma en cuenta la rigidez modificada y el 2 toma en cuenta la rigidez de cada trabe en sus dos extremos).

La tabla que aparece en la fig 6 es idéntica a una distribución de momentos por el método de Cross, por lo que no merece explicación. Obsérvese solamente que los momentos de empotramiento se obtuvieron como el producto de la fuerza cortante en cada entrepiso por la mitad de la altura correspondiente.

Calculados los momentos en la estructura simplificada, es necesario obtener elementos mecánicos, en el marco original. Para ello se distribuyen los que se obtuvieron en aquélla proporcionalmente a las rigideces de las piezas de éste. El resultado de la operación se consigna en el renglón 2 correspondiente a cada pieza en la fig 6.

Puede verificarse que el equilibrio de cortante en cada entrepiso se satisface. No así el equilibrio de cada nudo, ya que la hipótesis de giros iguales de todos los nudos de un nivel no necesariamente es correcta. En los renglones 3-5 se lleva a cabo una distribución de momentos con los nudos fijos linealmente. En el renglón 6 se anota el resultado final de esta distribución.

Al efectuar la distribución descrita se desequilibran las cortantes de entrepiso. Ello se observa al comparar los valores de Σm para todas las columnas de un entrepiso con el producto Vh correspondiente. Los errores son tan pequeños en este caso que no justifican un refinamiento mayor; no obstante, los residuos que aquí se obtienen pueden considerarse como un nuevo sistema de cargas horizontales al cual puede

aplicarse el mismo procedimiento.

1.1.3 Fórmulas de Wilbur

La rigidez de entrepiso es la relación entre la fuerza cortante resistida por un marco, muro o contraviento en un entrepiso y el desplazamiento horizontal relativo entre los dos niveles consecutivos. La rigidez así definida no es independiente del sistema de fuerzas laterales. Por tanto, para calcularla con rigor debe conocerse tal sistema con anterioridad, lo cual en general no es posible.

En marcos ordinarios de edificios el empleo de sistemas de cargas que no son estrictamente proporcionales al definitivo de análisis introduce errores de poca importancia, y usualmente las rigideces calculadas a partir de hipótesis simplificatorias sobre la forma del sistema de fuerzas laterales son satisfactorias. En muros, contravientos y ciertos marcos es indispensable tener en cuenta la variación de la carga lateral.

Las fórmulas de Wilbur son aplicables a marcos regulares formados por piezas de momento de inercia constante.

1. Los giros en todos los nudos de un nivel y de los dos niveles adyacentes son iguales (excepto en el nivel de desplante, en donde puede suponerse empotramiento o articulación según el caso).

2. La fuerza cortante en los dos entrepisos adyacentes al que interesa son iguales a la de éste.

De aquí resultan las siguientes expresiones.

Suponiendo columnas empotradas en la cimentación

$$R_1 = \frac{48E}{h_1\left[\frac{4h_1}{\Sigma K_{c,1}} + \frac{h_1 + h_2}{\Sigma K_{t_1} + \frac{\Sigma K_{c,1}}{12}}\right]}$$

Suponiendo las columnas articuladas en la cimentación

$$R_1 = \frac{24E}{h_1\left[\frac{8h_1}{\Sigma K_{c,1}} + \frac{2h_1 + h_2}{\Sigma K_{t_1}}\right]}$$

Para el segundo entrepiso:

Suponiendo las columnas empotradas en la cimentación

$$R_2 = \frac{48E}{h_2\left[\frac{4h_2}{\Sigma K_{c,2}} + \frac{h_1 + h_2}{\Sigma K_{t_1} + \frac{\Sigma K_{c,1}}{12}} + \frac{h_2 + h_3}{\Sigma K_{t_2}}\right]}$$

Suponiendo las columnas articuladas en la cimentación

$$R_2 = \frac{48E}{h_2\left[\frac{4h_2}{\Sigma K_{c,2}} + \frac{h_2 + h_3}{\Sigma K_{t_2}} + \frac{2h_2 + h_2}{\Sigma K_{t_1}}\right]}$$

Para entrepisos intermedios:

$$R_n = \frac{48E}{h_n\left[\frac{4h_n}{\Sigma K_{c,n}} + \frac{h_m + h_n}{\Sigma K_{tm}} + \frac{h_n + h_o}{\Sigma K_{tn}}\right]}$$

En estas ecuaciones.

R_n = rigidez del entrepiso en cuestión

K_{tn} = rigidez (I/L) de trabes del nivel sobre el entrepiso n

K_{cn} = rigidez (I/L) de columnas del entrepiso n

m,n,o = índices que identifican tres niveles consecutivos de abajo hacia arriba

h_n = altura del entrepiso n.

La deducción de estas fórmulas y su ampliación para el caso de vigas de sección variable se presenta en la ref 2.

Como ya se ha mencionado, los métodos de Bowman, Grinter, Tsao y las fórmulas de Wilbur son aplicables solamente a estructuras de cortante (marcos) y no a estructuras de flexión (muros) (fig 7) en las cuales las deformaciones de las columnas sean depreciables. Para determinar cuando una cierta estructura puede ser considerado en uno de los dos tipos citados es útil evaluar el parámetro p, denominado índice de rotación, definido por la relación:

$$p = \frac{\Sigma I_v/L}{\Sigma I_c/H}$$

Si p es mayor que 0.1 es aceptable suponer que la estructura en cuestión es de cortante.

Para el marco B (fig 1) se tiene:

$$R_1 = \frac{48 \times 1500000}{600\left[\frac{4 \times 600}{550} + \frac{600 + 450}{500} + \frac{550}{12}\right]} = 19086 \text{ kg/cm}$$

$$R_2 = \frac{48 \times 1500000}{450\left[\frac{4 \times 450}{425} + \frac{600 + 450}{500} + \frac{550}{12} + \frac{450 + 400}{500}\right]} = 20359 \text{ kg/cm}$$

$$R_3 = \frac{48 \times 1500000}{400\left[\frac{4 \times 400}{275} + \frac{450 + 400}{500} + \frac{400 + 400}{375}\right]} = 18650 \text{ kg/cm}$$

$$R_4 = \frac{48 \times 1500000}{400\left[\frac{4 \times 400}{100} + \frac{400 + 400}{375} + \frac{400}{250}\right]} = 9122 \text{ kg/cm}$$

1.2 *Métodos exactos*

Aceptando las hipótesis de comportamiento elástico lineal se puede considerar como exactos a los métodos matriciales. Estos métodos se clasifican en dos: de rigideces o de desplazamientos, y de flexibilidades o de las fuerzas; los nombres aluden a las cantidades que se considerán como incógnitas en el planteamiento del problema de análisis. Ambos métodos son aplicables a todo tipo de carga y en la literatura se presentan con bastante detalle (véanse por ejemplo las ref 3, 4 y 5). Para marcos y estructuras de edificios el método más adecuado es el de rigideces que, brevemente, se presenta

a continuación con énfasis en los aspectos relacionados con cargas laterales.

Existen ciertos métodos desarrollados para trabajo manual que se pueden considerar como formas particulares de los métodos matriciales. Por ejemplo, el método de Kani es el método de rigideces aplicado a marcos en que las deformaciones axiales son despreciables, y resolviendo el sistema de ecuaciones por iteracciones. Estos procedimientos han ido perdiendo vigencia con la aparición y difusión de las computadoras digitales, que son muy apropiadas para manejar métodos matriciales.

1.2 *Método de rigideces*

Para ilustrar la operación del método considérese la estructura de la fig 8a.

Grado de libertad es la potencialidad que tiene un nudo de moverse en forma independiente, en cierta dirección. En marcos los movimientos son giros o desplazamientos en los nudos como se muestra en la fig 8b. Si no se consideran las deformaciones axiales de las vigas y columnas los grados de libertad se reducirán a solamente los seis primeros.

Aprovechando la simetría, se puede reducir el problema a uno de 4 grados de libertad. (fig 8c y d)

En primer lugar es necesario obtener la matriz de rigideces

de los elementos (vigas y columnas) que forman la estructura para los grados de libertad que les correspondan.

En este ejemplo los elementos tienen los grados de libertad mostrados en la fig 9a.

El elemento k_{ij} de una matriz $\underline{k}$ de rigideces es la fuerza o momento que se necesita aplicar a la estructura en el sentido del grado de libertad i para que se produzca un desplazamiento unitario en el sentido del grado de libertad j.

Las matrices de rigideces son cuadradas, simétricas y su tamaño es igual al número de grados de libertad.

De acuerdo con lo anterior, se deduce de la fig 9b que es, en este caso:

$$\underline{K}_V = \frac{3EI_V}{\ell}$$

si $\theta = 1$,

$$M = k_{11} = \frac{3EI_V}{\ell}$$

Para las columnas la matriz de rigideces es:

$$\underline{K}_C = \begin{matrix} \\ \\ \\ \\ \end{matrix} \begin{matrix} \text{I} \\ \text{II} \\ \text{III} \\ \text{IV} \end{matrix} \begin{bmatrix} 12\frac{EI_C}{h^3} & -12\frac{EI_C}{h^3} & -6\frac{EI_C}{h^3} & -6\frac{EI_C}{h^2} \\ -12\frac{EI_C}{h^3} & 12\frac{EI_C}{h^3} & 6\frac{EI_C}{h^2} & 6\frac{EI_C}{h^2} \\ -6\frac{EI_C}{h^2} & 6\frac{EI_C}{h^2} & 4\frac{EI_C}{h} & 2\frac{EI_C}{h} \\ -6\frac{EI_C}{h^2} & 6\frac{EI_C}{h^2} & 2\frac{EI_C}{h} & 4\frac{EI_C}{h} \end{bmatrix} \begin{matrix} \text{I} \\ \text{II} \\ \text{III} \\ \text{IV} \end{matrix}$$

Las columnas 1a y 3a. Se obtuvieron de la fig 9c.

La matriz de rigideces de la estructura original es de 6 x 6, y la de la estructura reducida es de 4 x 4. Ambas se obtienen sumando los términos de las matrices de rigideces de los elementos en los lugares que les corresponden, de acuerdo con la numeración de los grados de libertad; esta forma de proceder se denomina método directo de rigideces y se presenta detalladamente en la ref 4.

$$\underline{K} = \begin{bmatrix} \frac{12EI_1}{H^3} & -\frac{12EI_1}{H^3} & -\frac{6EI_1}{H^2} & -\frac{6EI_1}{H^2} \\ & \left(\frac{12EI_1}{H^3} + \frac{12EI_2}{H^3}\right) & \frac{6EI_1}{H^2} & \left(\frac{6EI_1}{H^2} - \frac{6EI_2}{H^2}\right) \\ & & \left(\frac{4EI_1}{H} + \frac{3EI_2}{L}\right) & \frac{2EI_1}{H} \\ & \text{simétrica} & & \left(\frac{4EI_1}{H} + \frac{4EI_1}{H} + \frac{3EI_2}{L}\right) \end{bmatrix}$$

Como $I_1 = I$, $I_2 = 2I$, y suponiendo que $L = 1.5H$ tenemos:

$$\begin{bmatrix} \frac{12}{H^2} & -\frac{12}{H^2} & -\frac{6}{H} & -\frac{6}{H} \\ & \left(\frac{12}{H^2} + \frac{12 \times 2}{H^2}\right) & \frac{6}{H} & \frac{6}{H} - \frac{6 \times 2}{H} \\ & & \left(4 + \frac{3 \times 2}{1.5}\right) & 2 \\ & \text{simétrica} & & \left(4 + 4 \times 2 + \frac{3 \times 2}{1.5}\right) \end{bmatrix}$$

o también

$$\underset{\sim}{K} = \frac{EI}{H}\begin{bmatrix} \frac{12}{H^2} & -\frac{12}{H^2} & -\frac{6}{H} & -\frac{6}{H} \\ -\frac{12}{H^2} & \frac{36}{H^2} & \frac{6}{H} & \frac{6}{H} \\ -\frac{6}{H} & \frac{6}{H} & 8 & 2 \\ -\frac{6}{H} & \frac{6}{H} & 2 & 16 \end{bmatrix}$$

Las cargas son momentos y cargas laterales aplicados en los nudos y se numeran en concordancia con la numeración de los grados de libertad. Se define así el vector de cargas $\underline{F}$ que para el ejemplo tratado resulta:

$$\underline{F} = \begin{bmatrix} P \\ 0.5P \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} F_1 \\ F_2 \\ M_3 \\ M_4 \end{bmatrix}$$

Los desplazamientos, arreglados en el mismo orden constituyen el vector de desplazamientos $\underline{r}$:

$$\underline{r} = \begin{bmatrix} r_1 \\ r_2 \\ r_3 \\ r_4 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} r_1 \\ r_2 \\ \theta_3 \\ \theta_4 \end{bmatrix}$$

Para conocer $\underline{r}$ es necesario resolver el sistema de ecuaciones

lineales siguientes:

$$\underline{K}\ \underline{r} = \underline{F}$$

que en este caso, en forma desarrollada, se escribre:

$$\frac{EI}{H}\begin{bmatrix} \frac{12}{H^2} & -\frac{12}{H^2} & -\frac{6}{H} & -\frac{6}{H} \\ -\frac{12}{H^2} & \frac{36}{H^2} & \frac{6}{H} & -\frac{6}{H} \\ -\frac{6}{H} & \frac{6}{H} & 8 & 2 \\ -\frac{6}{H} & \frac{6}{H} & 2 & 16 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \tau_1 \\ \tau_2 \\ \theta_3 \\ \theta_4 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} P \\ .5P \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \qquad (a)$$

Defínanse ahora las siguientes matrices y vectores:

$$\underline{K}_{\tau\tau} = \frac{EI}{H}\begin{bmatrix} \frac{12}{H^2} & -\frac{12}{H^2} \\ -\frac{12}{H^2} & \frac{36}{H^2} \end{bmatrix}; \quad \underline{K}_{\tau\theta} = \frac{EI}{H}\begin{bmatrix} -\frac{6}{H} & -\frac{6}{H} \\ \frac{6}{H} & -\frac{6}{H} \end{bmatrix};$$

$$\underline{K}_{\theta\theta} = \frac{EI}{H}\begin{bmatrix} 8 & 2 \\ 2 & 16 \end{bmatrix}; \quad \underline{\tau} = \begin{bmatrix} \tau_1 \\ \tau_2 \end{bmatrix}; \quad \underline{\theta} = \begin{bmatrix} \theta_3 \\ \theta_4 \end{bmatrix};$$

$$\underline{P} = \begin{bmatrix} P \\ 0.5P \end{bmatrix}; \quad \underline{0} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

Así la expresión (a) se puede expresar:

$$\begin{bmatrix} \underline{K}_{\tau\tau} & \underline{K}_{\tau\theta} \\ \underline{K}^T_{\tau\theta} & \underline{K}_{\theta\theta} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \underline{\tau} \\ \underline{\theta} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \underline{P} \\ \underline{0} \end{bmatrix}$$

desarrollando el producto del primer miembro:

$$\underline{K}_{\tau\tau}\underline{\tau} + \underline{K}_{\tau\theta}\underline{\theta} = \underline{P} \qquad (b)$$

$$\underline{K}^{T}_{\tau\theta}\underline{\tau} + \underline{K}_{\theta\theta}\underline{\theta} = \underline{0} \qquad (c)$$

de (c) se obtiene:

$$\underline{\theta} = - \underline{K}_{\theta\theta}^{-1}\underline{K}^{T}_{\tau\theta}\underline{\tau} \qquad (d)$$

y remplazando en (b) se escribe:

$$(\underline{K}_{\tau\tau} - \underline{K}_{\tau\theta}\underline{K}^{-1}_{\theta\theta}\underline{K}^{T}_{\tau\theta})\underline{\tau} = \underline{P} \qquad (e)$$

este procedimiento se conoce como condensación estática y nótese que la matriz original de 4 x 4 se reduce a la matriz de 2 x 2 siguiente:

$$\underline{K}^{*}_{\tau\tau} = \underline{K}_{\tau\tau} - \underline{K}_{\tau\theta}\underline{K}^{-1}_{\theta\theta}\underline{K}^{T}_{\tau\theta} \qquad (f)$$

$\underline{K}^{*}_{\tau\tau}$ se denomina matriz de rigideces lateral.

La expresión 9d) se convierte en:

$$\underline{K}^{*}_{\tau\tau}\underline{\tau} = \underline{P} \qquad (g)$$

(matriz de rigideces lateral) x (desplazamientos laterales) = (cargas laterales)

$\underline{K}^{*}_{\tau\tau}$ se puede calcular ejecutando las operaciones matriciales de la expresión (f), como sigue:

$$\underline{K}^{-1}_{\theta\theta} = \frac{H}{62EI}\begin{bmatrix} 8 & -1 \\ -1 & 4 \end{bmatrix} \quad ; \quad \underline{K}^{-1}_{\theta\theta}\underline{K}^{T}_{\tau\theta} = \frac{3}{31H}\begin{bmatrix} -7 & 9 \\ -3 & -5 \end{bmatrix}$$

$$\underline{K}_{\tau\theta}\underline{K}^{-1}_{\theta\theta}\underline{K}^{T}_{\tau\theta} = \frac{18EI}{31H^3}\begin{bmatrix} 10 & -4 \\ -4 & 14 \end{bmatrix} \qquad \text{(h)}$$

y entonces de (f) se llega a:

$$\underline{K}^{*}_{\tau\tau} = \frac{12EI}{H^3}\begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 3 \end{bmatrix} - \frac{36EI}{31H^3}\begin{bmatrix} 5 & -2 \\ -2 & 7 \end{bmatrix}$$

$$\underline{K}^{*}_{\tau\tau} = \frac{12EI}{31H^3}\begin{bmatrix} 16 & -25 \\ -25 & 72 \end{bmatrix}$$

De la expresión (g) se deduce que: $\underline{\tau} = K^{*-1}_{\tau\tau}\underline{P}$, es decir:

$$\begin{bmatrix} \tau_1 \\ \tau_2 \end{bmatrix} = \frac{31H^3}{6324EI}\begin{bmatrix} 72 & 25 \\ 25 & 16 \end{bmatrix}\begin{bmatrix} P \\ 0.5P \end{bmatrix} = \frac{PH^3}{204EI}\begin{bmatrix} 84.5 \\ 33.0 \end{bmatrix}$$

$$\tau_1 = \frac{84.5PH^3}{204EI} = 0.41422\ \frac{PH^3}{EI}$$

$$\tau_2 = \frac{33PH^3}{204EI} = 0.16176\ \frac{PH^3}{EI}$$

Conocido el vector $\underline{\tau}$ podemos, con la expresión (d), calcular el vector. Notando

$$\underline{\theta} = -\underline{K}^{-1}_{\theta\theta}\underline{K}^{T}_{\tau\theta}\underline{\tau}$$

que ya se ha evaluado en (h) el producto $\underline{K}^{-1}_{\theta\theta}\underline{K}^{T}_{\tau\theta}$, se tiene:

$$\begin{bmatrix} \theta_3 \\ \theta_4 \end{bmatrix} = \frac{PH^2}{2108EI} \begin{bmatrix} 294.5 \\ 418.5 \end{bmatrix} \text{; es decir} \quad \begin{matrix} \theta_3 = 0.13971\ PH^2/EI \\ \theta_4 = 0.19853\ PH^2/EI \end{matrix} \tag{4}$$

Se puede ahora proceder a calcular los elementos mecánicos de cada una de las vigas y columnas, como el producto de la matriz de rigideces (de la viga o columna) por los respectivos desplazamientos, los cuales son ya conocidos.

Así para la viga del primer nivel tenemos:

$$\underline{K}_V = \frac{3EI_V}{L} = \frac{3E \times 2I}{1.5\,H} = \frac{4EI}{H}$$

el desplazamiento que le corresponde es el giro θ_4, entonces:

$$\underline{M} = \frac{4EI}{H}\ 0.19853\ \frac{PH^2}{EI} = 0.794PH$$

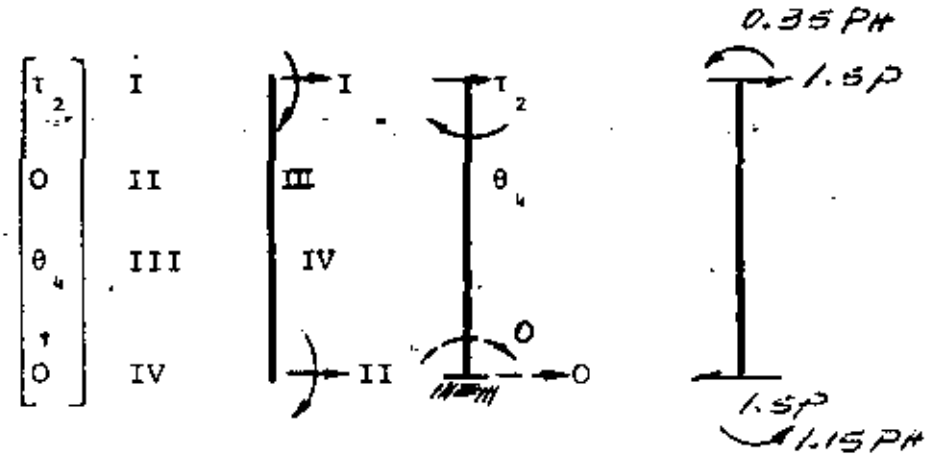
Para la columna del primer piso se tiene:

$$\underline{K}_C = \begin{bmatrix} \frac{24EI}{H^3} & -\frac{24EI}{H^3} & -\frac{12EI}{H^2} & -\frac{12EI}{H^2} \\ -\frac{24EI}{H^3} & \frac{24EI}{H^3} & \frac{12EI}{H^2} & \frac{12EI}{H^2} \\ -\frac{12EI}{H^2} & \frac{12EI}{H^2} & \frac{8EI}{H} & \frac{4EI}{H} \\ -\frac{12EI}{H^2} & \frac{12EI}{H^2} & \frac{4EI}{H} & \frac{8EI}{H} \end{bmatrix} \begin{matrix} \text{I} \\ \text{II} \\ \text{III} \\ \text{IV} \end{matrix}$$

$$\text{I} \qquad \text{II} \qquad \text{III} \qquad \text{IV}$$

Los números romanos se refieren al orden de los grados de libertad de la columna (fig 9a) los valores que asumen los

mismos se muestran en la fig



Efectuando el producto K por los respectivos desplazamientos se obtienen los correspondientes momentos y fuerzas cortantes (a un giro le corresponde un momento y a un desplazamiento, una fuerza cortante). Se llega a:

$$\begin{bmatrix} V_I \\ V_{II} \\ M_{III} \\ M_{IV} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 24 \times 0.16176\ P - 12 \times 0.19853\ P \\ -24 \times 0.16176\ P + 12 \times 0.19853\ P \\ -12 \times 0.16176\ PH + 8 \times 0.19853\ PH \\ -12 \times 0.16176\ PH + 4 \times 0.19853\ PH \end{bmatrix} \begin{matrix} 1.50\ P \\ -1.50\ P \\ -0.35\ PH \\ -1.15\ PH \end{matrix}$$

Estas fuerzas se muestran en la fig ; nótese que están en equilibrio, que V_{II} y M_{IV} son las relaciones en la base, y que la fuerza cortante vale 1.5P, lo cual puede deducirse por inspección de la estructura (fig 8a).

En la fig 10 se presenta la solución del marco B (fig 1) mediante el método de rigideces. No se consideraron los efectos de alargamiento y acortamiento de los miembros.

REFERENCIAS

1. Esteva, L y Rosenblueth, E, "Folleto complementario de diseño sísmico de edificios", Ediciones Ingeniería, México, 1962

2. Loera, S, "Contribución a un manual para diseño de losas de concreto reforzado", Tesis Profesional, Facultad de Ingeniería, UNAM, 1964

3. Kardestuncer, H, "Introducción al análisis estructural con matrices", McGraw Hill, 1975

4. Meek, JL, "Matrix structural analysis", McGraw Hill-Kogakusha, 1971

5. Ghali, A y Neville, AM, "Structural analysis, a unified classical and matrix approach", Chapman and Hall, Londres, 1978

6. Zienkiewicz, OC "The finite element method", McGraw Hill (UK), 1977

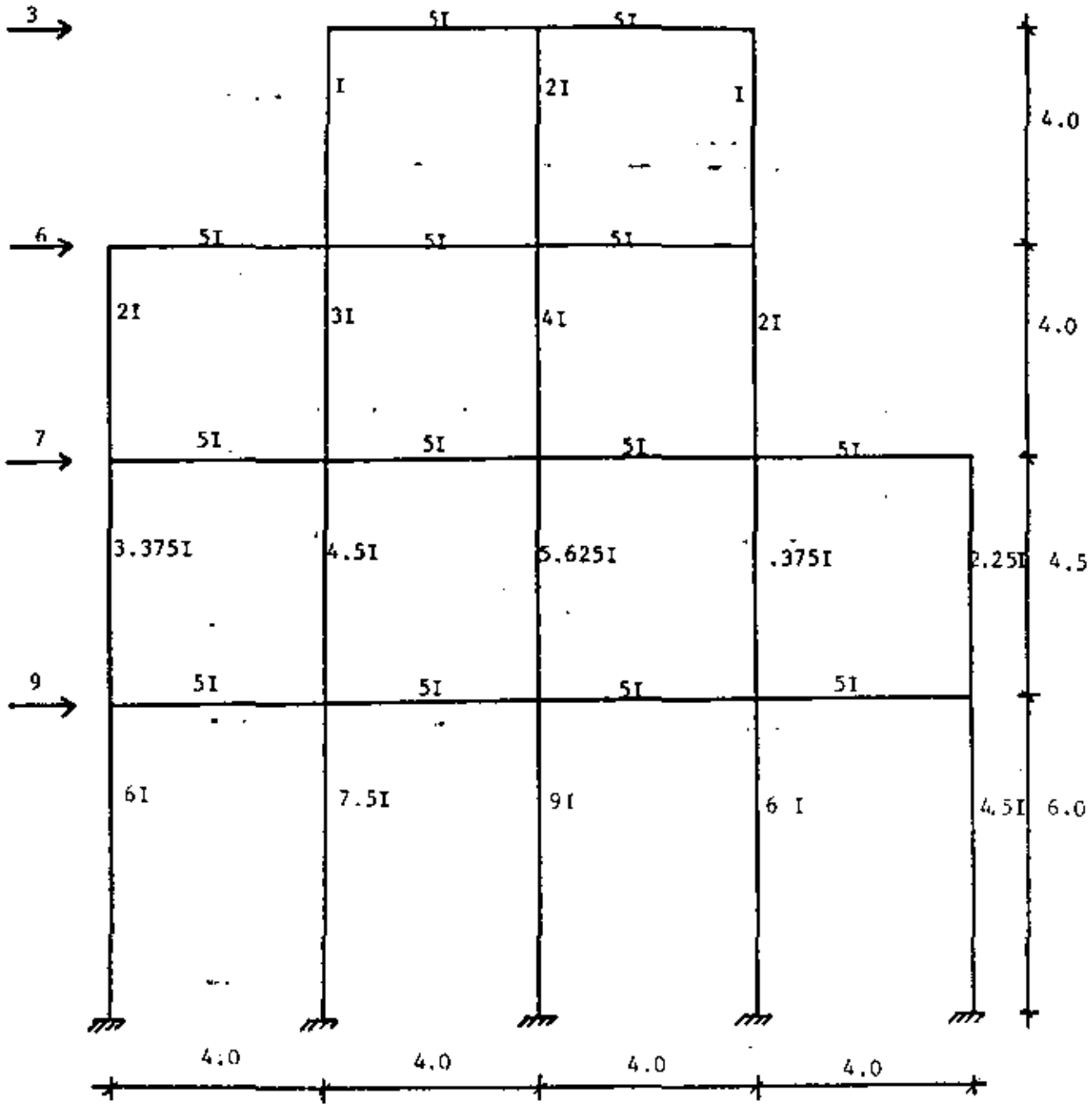


Fig 1. Marco empleado para ilustrar ejemplos
(marco B en la ref 1)

Fuerzas en toneladas y longitudes en metros

I = 10,000 cm^4 E= 1500,000 Kg/cm^2

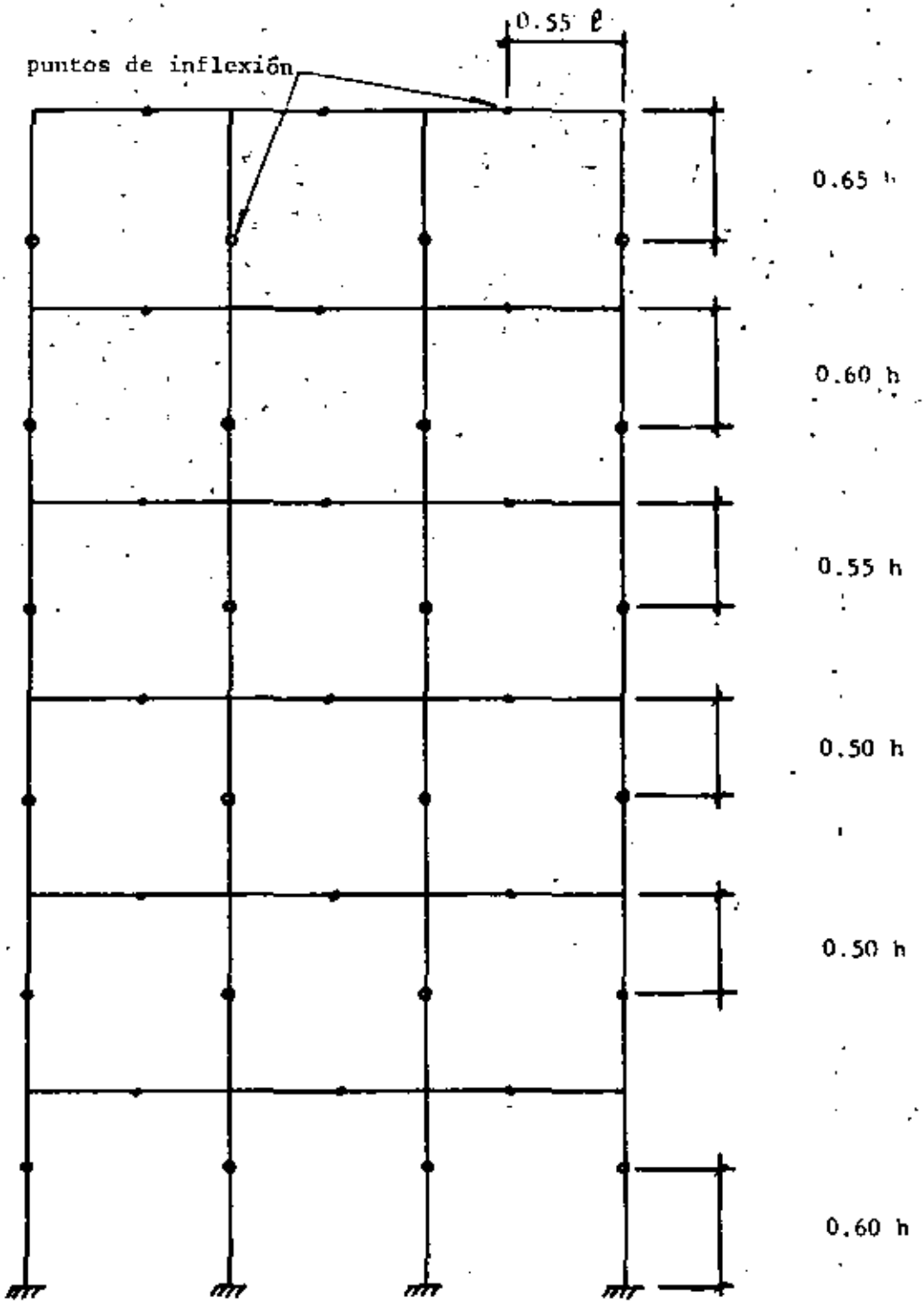


FIG. 2 METODO DE BOWMAN

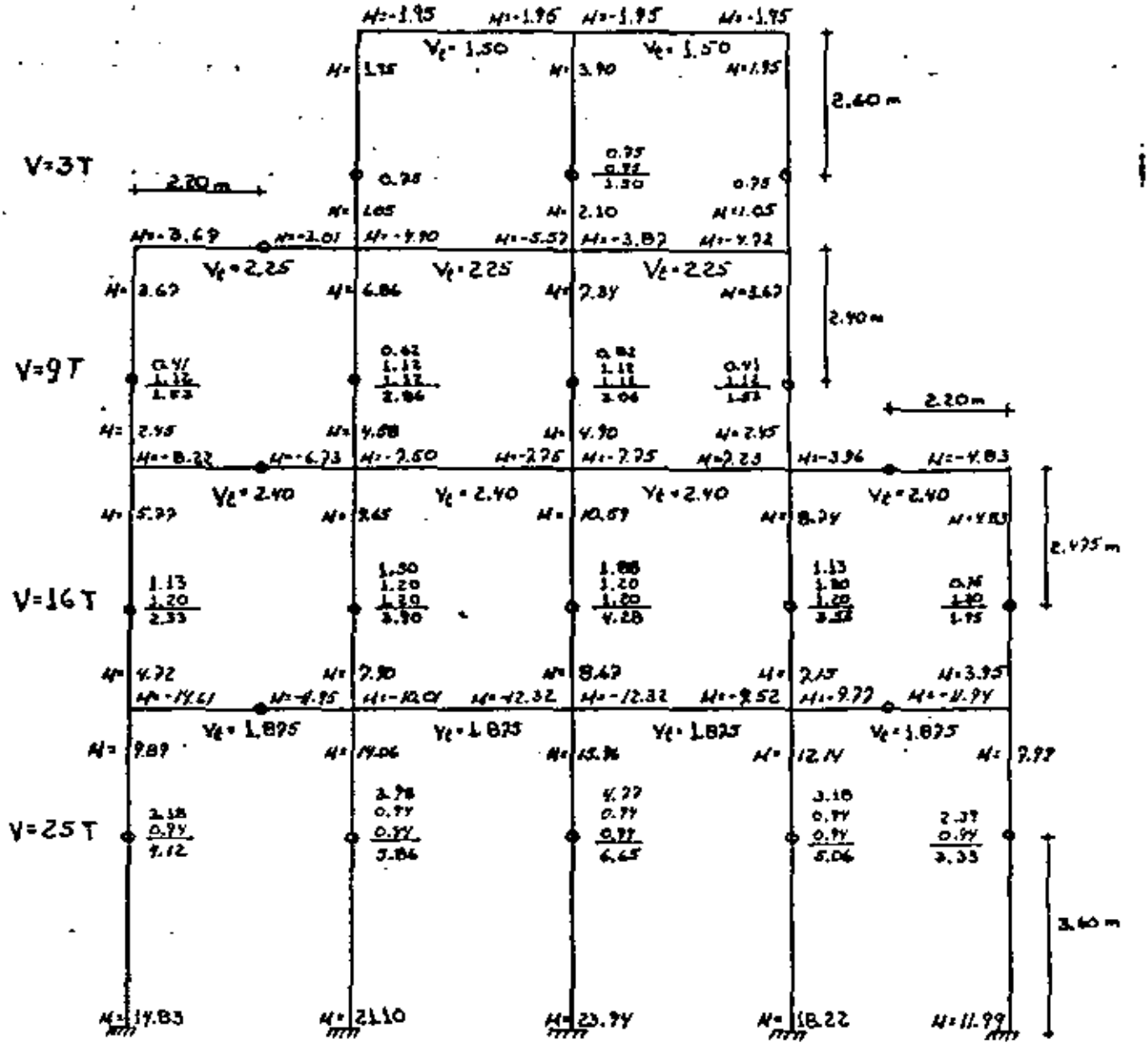


FIG 3. METODO DE BOWMAN APLICADO AL MARCO B

Distribución de cortantes

primer entrepiso

$V = 25$ ton

$V_c = \frac{4 - 0.5}{4 + 1} \times 25 = 17.5$

$V_t = 25 - 17.5 = 7.5$

$\Sigma K_c = 4 + 5 +$

$\Sigma K_t = 5 + 5 + 5 + 5 = 20$

segundo entrepiso

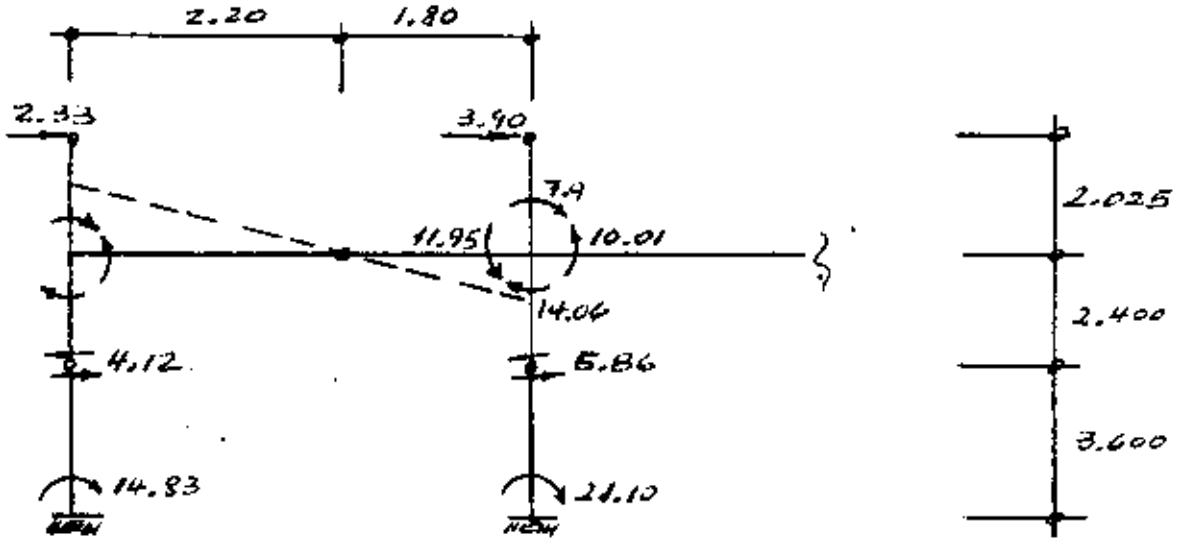
$V = 16$ ton

$V_c = \frac{4 - 2}{4 + 1} \times 16 = 6.4$

$V_t = 16 - 6.4 = 9.6$

$\Sigma K_c = 3 + 4 + 5 + 3 + 2 = 17$

$\Sigma K = 5 + 5 + 5 + 5 = 20$



Operaciones

$4.12 \times 2.4 = 9.89$; $4.12 \times 3.6 = 14.83$

$2.33 \times 2.025 = 4.72$; $9.89 + 4.72 = 14.61$

$14.61 \times 1.80 / 2.20 = 11.95$

$3.90 \times 2.025 = 7.90$; $5.86 \times 2.4 = 14.06$

$14.06 + 7.9 - 11.95 = 10.01$

Fig. 4. Algunas operaciones para aplicar el método de Bowman al marco de la fig 1.

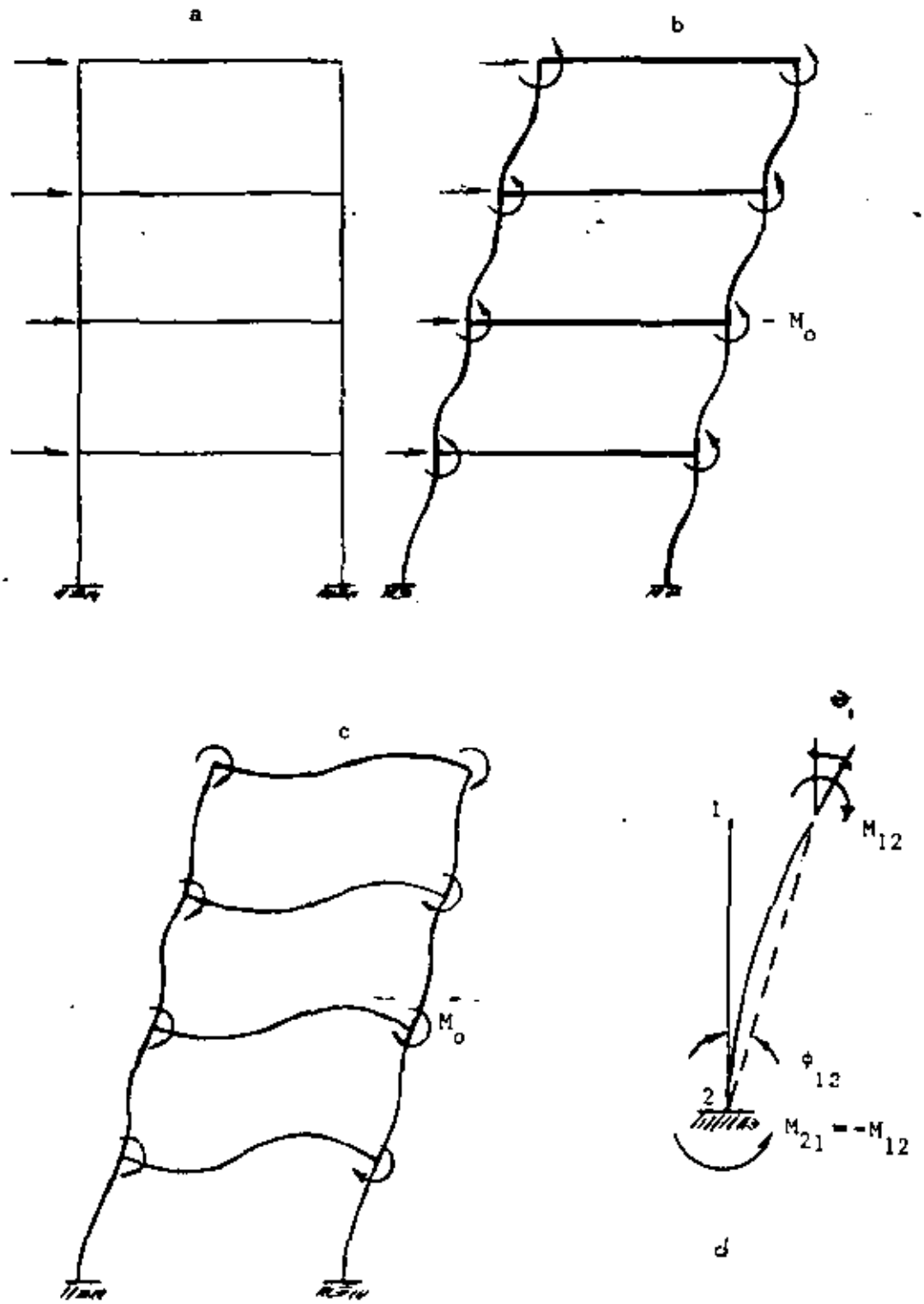
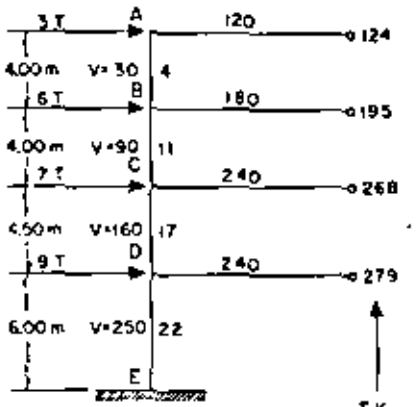


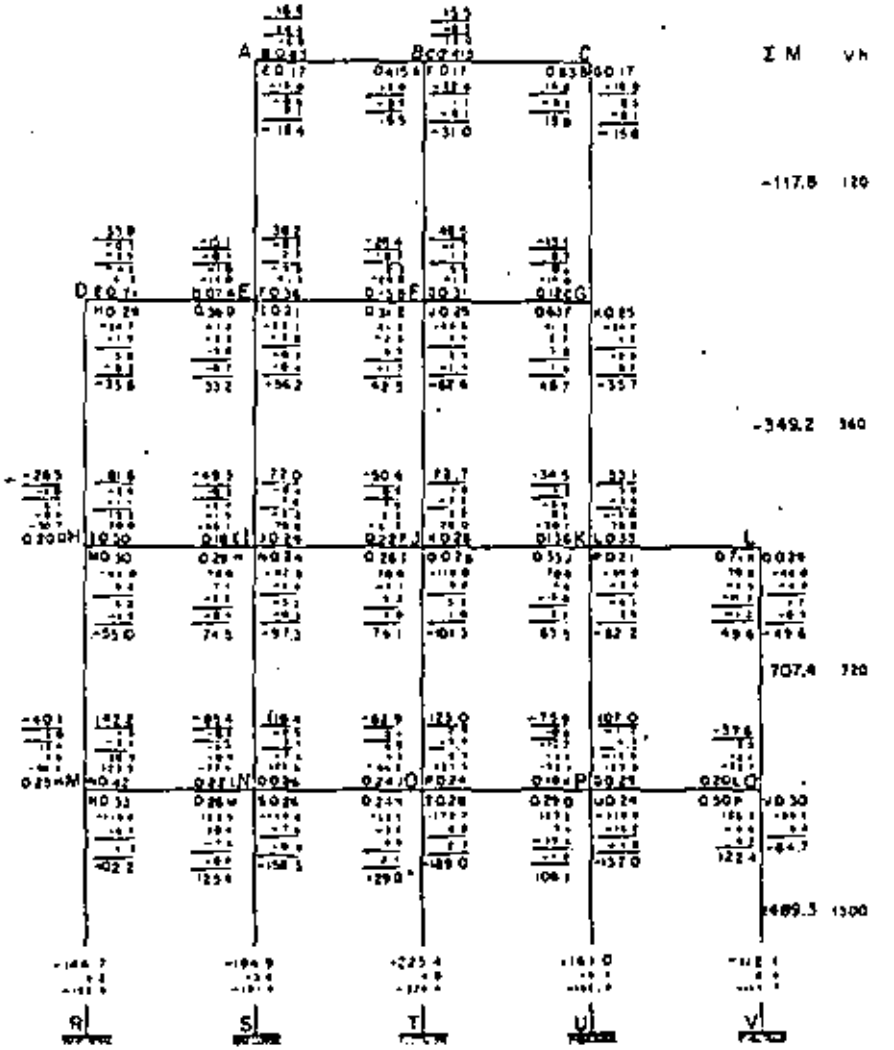
Fig 5. Método de Grinter-Tsao



Marco Equivalente

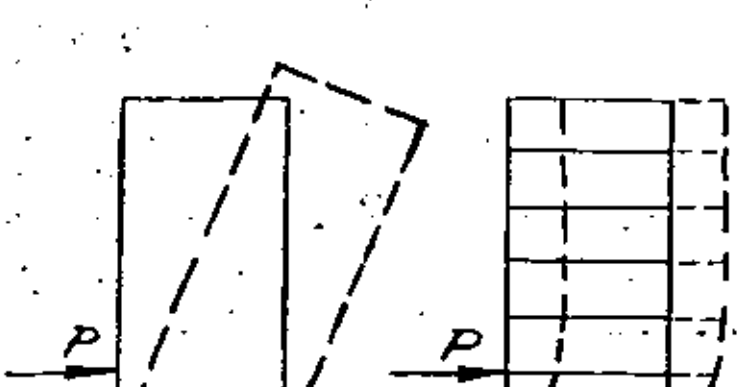
Factores de distribución	Momentos de Empotr. (ton-m)
0.032	- 6.0
0.021 / 0.056	- 6.0 / 18.0
0.041 / 0.063	- 18.0 / - 36.0
0.061 / 0.079	- 36.0 / - 75.0
—	- 75.0

MIEMBRO	AB	BA	BC	CB	CD	DC	DE	ED
FACTORES DE DISTRIBUCION	0.032	0.021	0.056	0.041	0.063	0.061	0.079	—
MOMS. NUDOS FIJOS	- 6.0	- 6.0	-18.0	-18.0	-36.0	- 36.0	- 75.0	- 75.0
BALANCEO	+2.0	+5.0	+13.0	+22.0	+34.0	+68.0	+ 86.0	—
TRANSPORTE	- 5.0	- 2.0	-22.0	-13.0	-68.0	- 34.0	—	-86.0
BALANCEO	0	+1.0	+ 1.0	+ 3.0	+ 5.0	+ 2.0	+ 3.0	—
TRANSPORTE	- 1.0	0	- 3.0	- 1.0	- 2.0	- 5.0	—	- 3.0
MOMENTOS EN LAS COLUMNAS	- 64	- 56	-191	-169	-391	- 329	- 659	- 841
MOMENTOS EN LAS TRABES	+ 64	+ 247		+ 560		+ 988		—



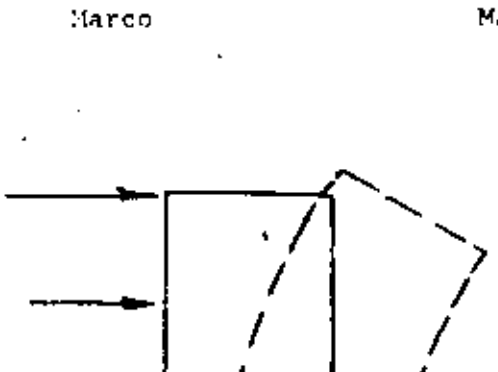
METODO DE GRINTER-TSAO-CROSS
EJEMPLO

Fig 6. Ejemplo de aplicación (marco B)

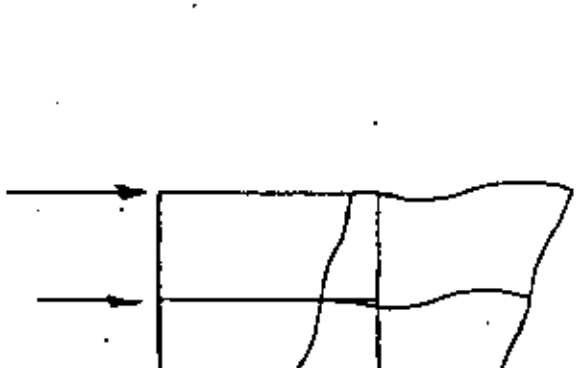


Marco Marco

Si muro y marco se ligan lateralmente, en la parte superior el muro se apoya en el marco y le introduce fuerzas cortantes



No hay punto de inflexión



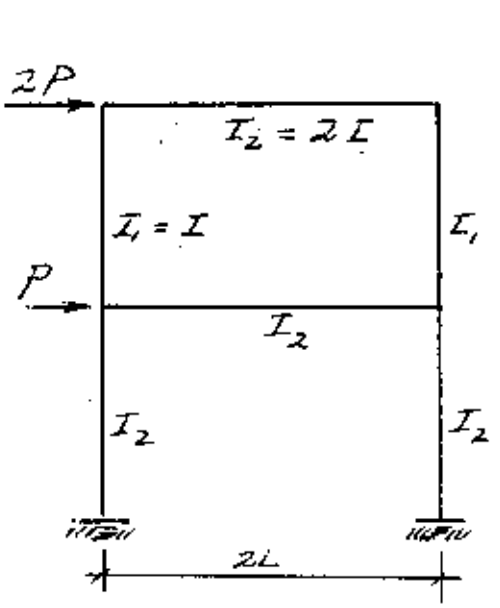
Puntos de inflexión aproximadamente en los puntos medios de los elementos.

$$p = \frac{\Sigma\ I_v/L}{\Sigma\ I_c/H}$$

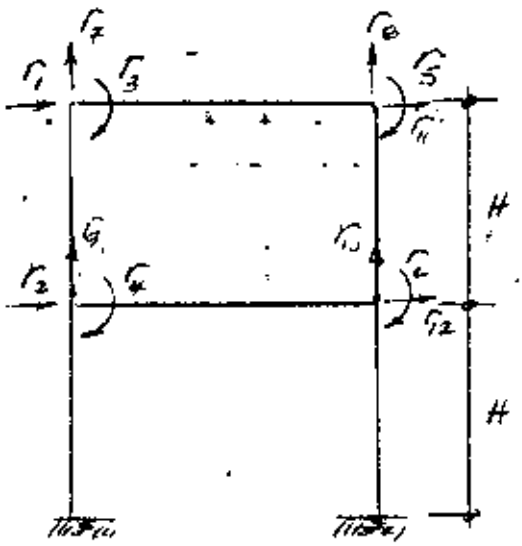
Si p > 1 el comportamiento es de marco

Fig 7. Comportamiento de muros y marcos ante carga lateral

E = constante

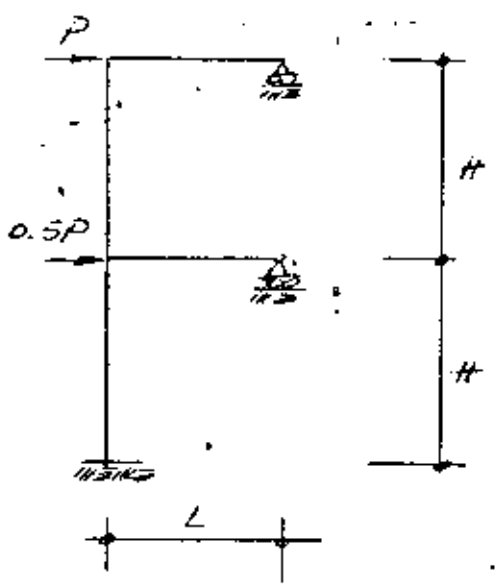


(a)

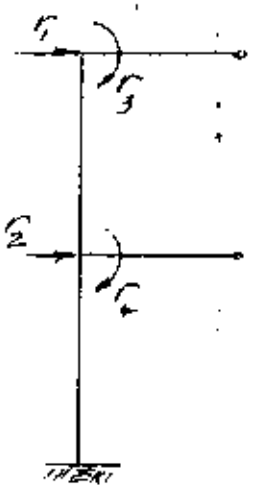


grados de libertad

(b)

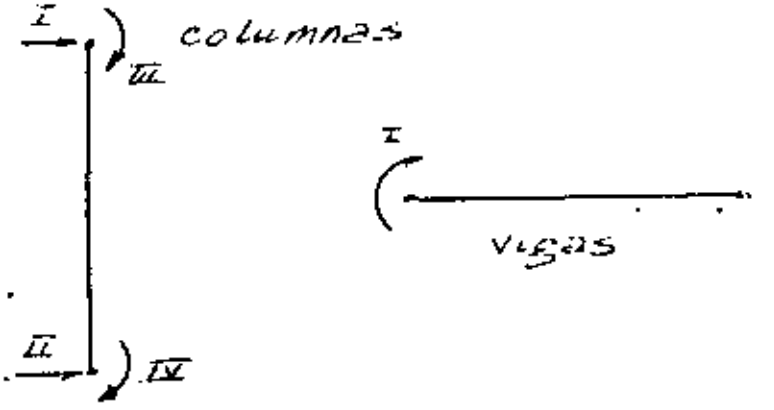


(c)

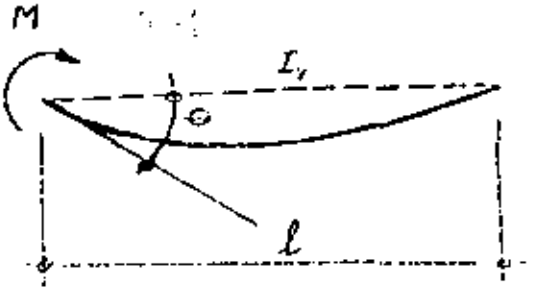


(d)

Fig 8. Estructura para ilustrar el método de rigideces



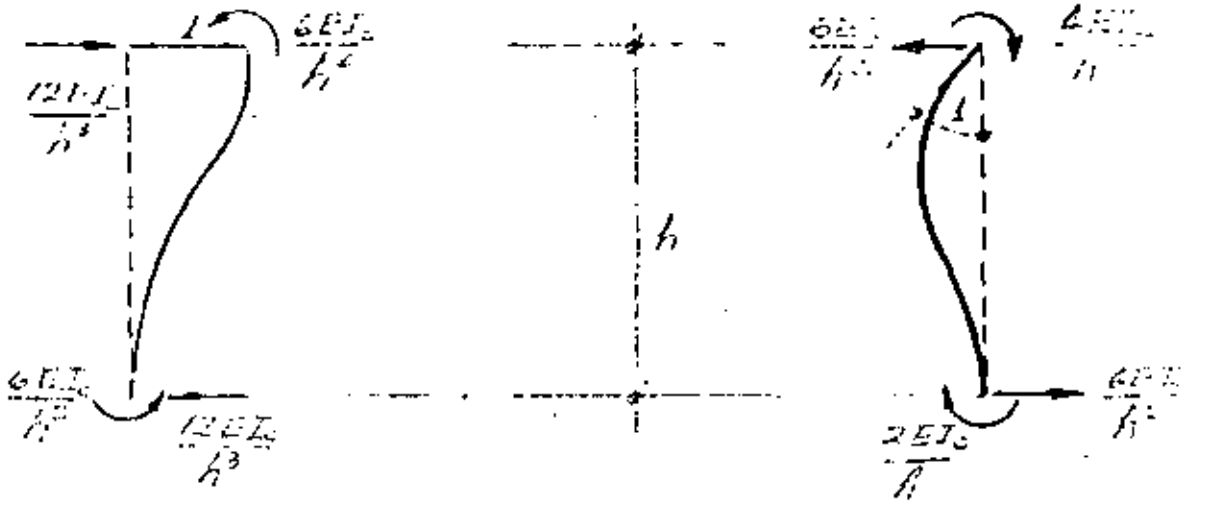
a) grados de libertad de elementos aislados



Si $\theta = 1$,

$M = k_{11} = \frac{4EI_v}{l}$

b) vigas

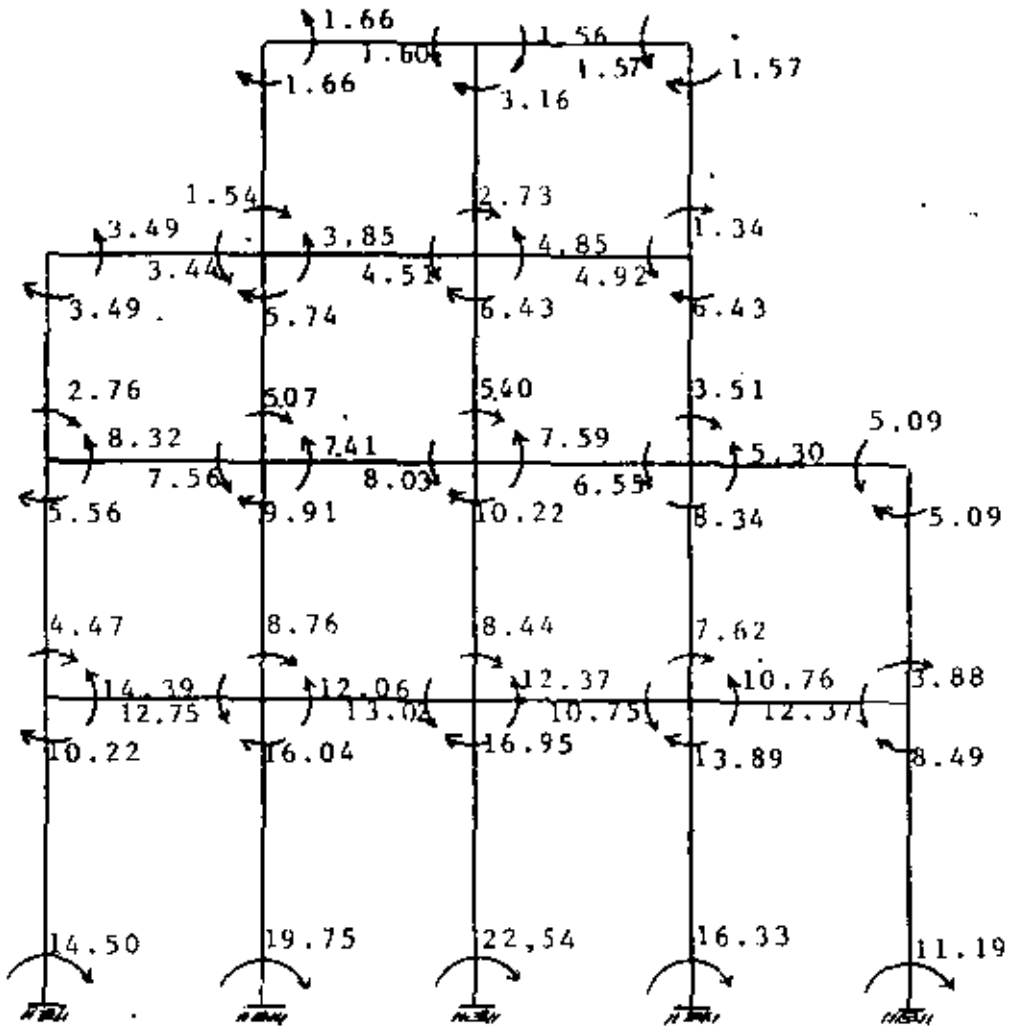


c) columnas

Fig 9. Elementos de las matrices de rigideces

Momentos flexionantes (Ton - m)

Despl. laterales (cm)



$$V = \frac{\Sigma M_{col}}{h} = \frac{10.22+1450+19.75+16.95+22.54+13.89+8.49+11.19}{6.0}$$

V= 24.98 ≐ 25.00

Fig 10 Marco B (fig 1) resuelto con el método de rigideces

2. MUROS

Actualmente el método del elemento finito constituye la más poderosa herramienta para analizar estructuras complejas, como ciertos edificios que tienen muros con geometría complicada. Para fines prácticos las soluciones proporcionados por este método pueden considerarse exactas. Básicamente la formulación del método citado en términos de desplazamientos consiste en dividir la estructura en cierto número de sobreregiones, denominadas elementos finitos, dentro de las cuales se prescribe la forma en que varían los desplazamientos, en función de los valores correspondientes a ciertos puntos denominados nudos. Con base en las leyes constitutivas del material correspondiente (esto es en las relaciones que existen entre esfuerzos y deformaciones), en la forma adoptada para el campo de desplazamientos dentro del mismo, y en las relaciones entre deformaciones y desplazamientos, se determina la matriz de rigideces de cada elemento, haciendo uso del principio del trabajo virtuales. Para una presentación detallada puede consultarse la ref 6.

Una aproximación excelente para análisis elástico se obtiene con el método de la columna ancha, que se verifica e ilustra en uno de los artículos que se anexara; se verá que los resultados obtenidos con columnas anchas difieren muy poco de los correspondientes a elementos finitos. Este método ha sido incorporado en los programas de computadora más modernos (ref 13 y 14).

Existen también métodos simplificados para el análisis de sistemas muro marco que se ilustran en lasfig 24 a 26 y se citan en la tabla 7, tomadas de la ref 15.

En la fig 4 de esta misma ref se ilustra con más detalle el método del medio continuo equivalente que se emplea para muros con una (o a veces más hileras de huecos); en la tabla 4 (misma ref) se listan artículos que tratan este método, se han incluido trabajos recientes que no existían cuando se publicó la ref 15:

ANALISIS DE SISTEMAS MARCO-MURO

Las figuras y tablas siguientes han sido tomadas y adaptadas de la ref 15

La numeración es de dicha ref.

Fig. 24. Deformación de una viga adyacente a una columna flexible.

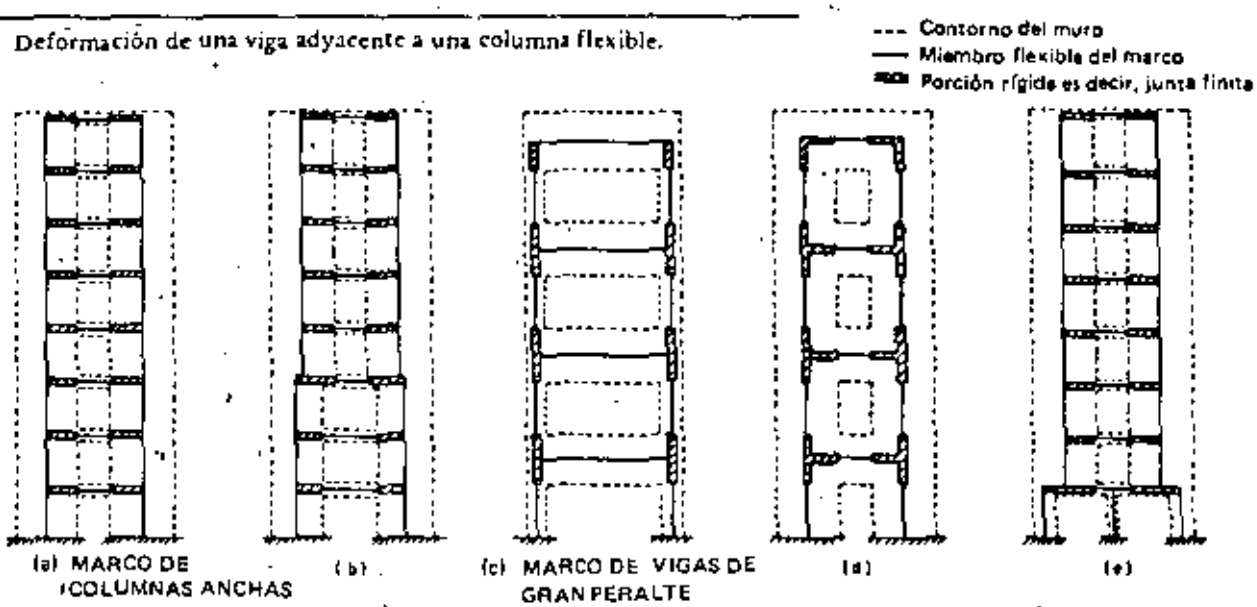


Fig. 25. Marcos con juntas finitas

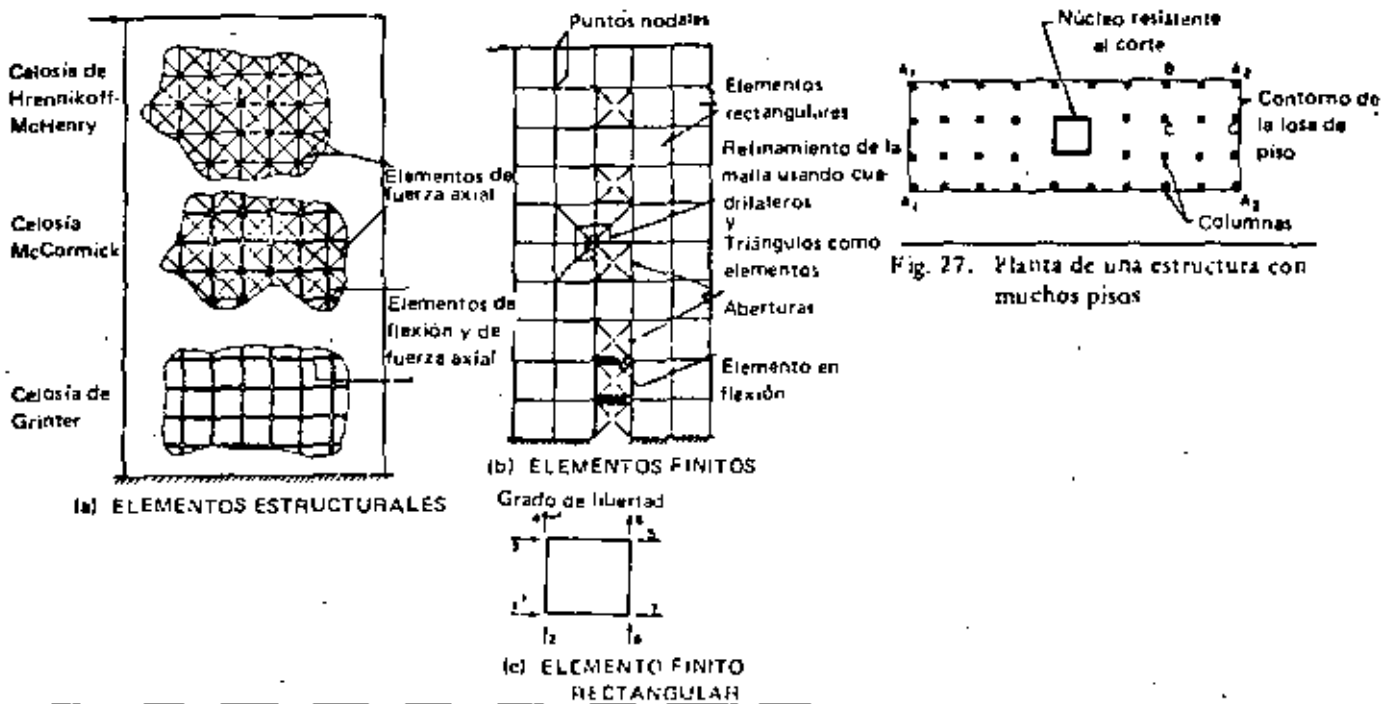


Fig. 27. Planta de una estructura con muchos pisos

Fig. 26. Estructuras y elementos finitos

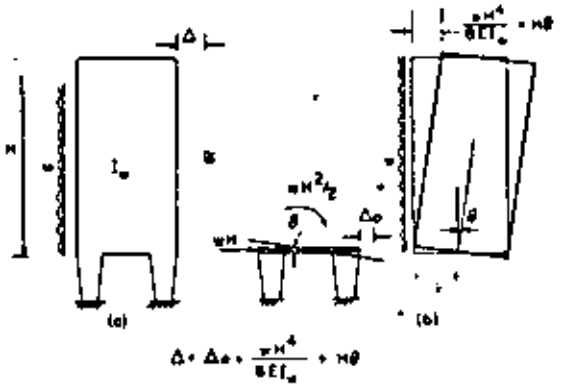


Fig. 17. Muro de cortante apoyado en columnas.

$$\alpha H = H\sqrt{\frac{12I_b}{hb^3}\left[\frac{t^2}{(I_{c_1}+I_{c_2})}+\frac{A_1+A_2}{A_1A_2}\right]}$$

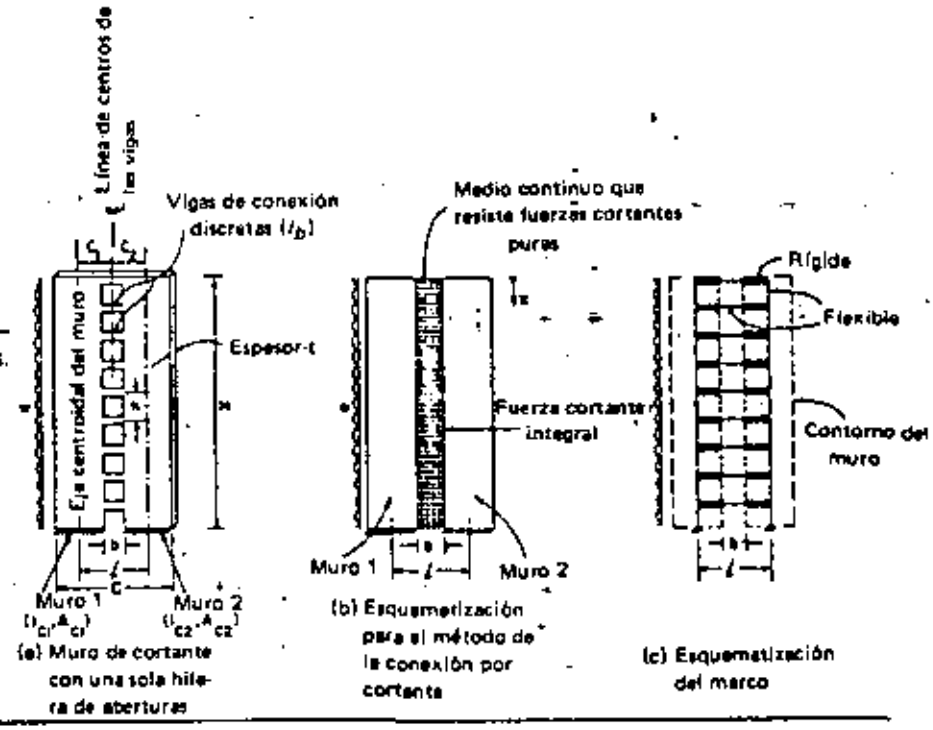


Fig. 18. Esquematización de marcos con aberturas.

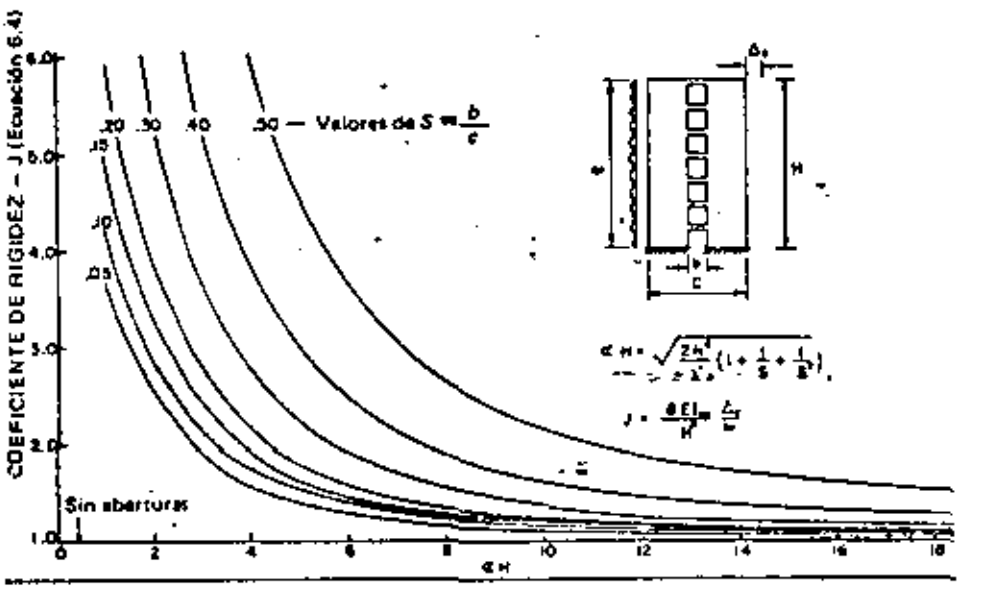


Fig. 19. Variación de la rigidez del muro de cortante con una sola fila de aberturas.

Tabla 3. Comportamiento de los muros de cortante con una sola hilera de aberturas.

αH^*	Comportamiento
> 8	Se aproxima al del muro sin aberturas. La deformación axial de las columnas es muy importante en el cálculo de la rigidez.
4-8	Transición
0-4	Dos muros conectados. El comportamiento se aproxima al de un marco rígido.

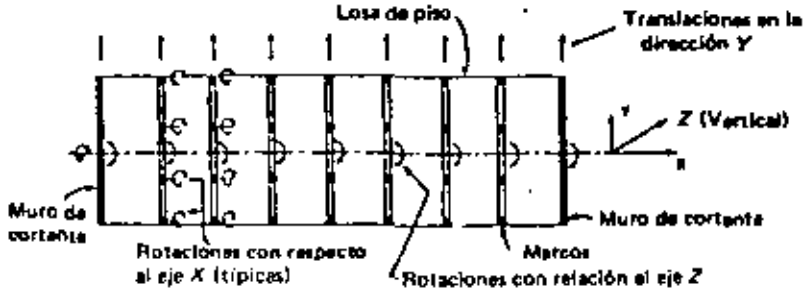


Fig. 30. Planta de estructura mostrando los grados de libertad usados cuando el piso actúa como viga horizontal (referencia 54)

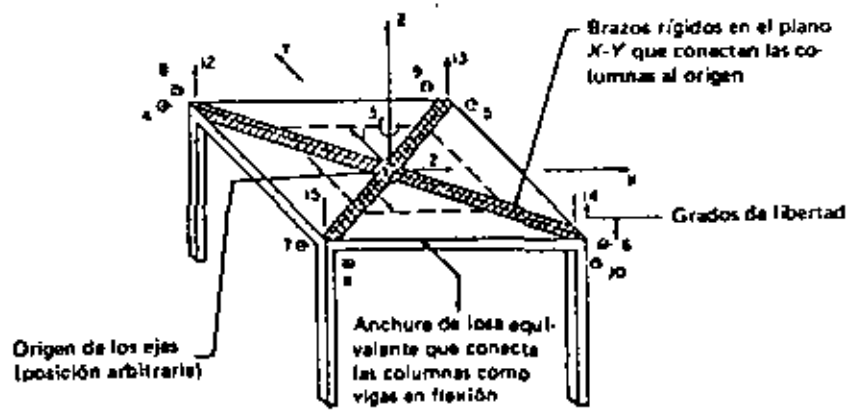


Fig. 31. Estructura con la forma de mesa mostrando los grados de libertad por el método del piso rígido.

Tabla 7. Métodos manuales para el análisis de la interacción de los muros de cortante con marcos.

Referencia	Detalles que se incluyen							Cálculos que se requieren
	Deformación axial de las columnas	Deformación por cortante	Movimiento de la cimentación	Flexión de las vigas adyacentes al muro de cortante	Variación de las propiedades con la altura	Los puntos de inflexión no están a la altura de las columnas	Se dan gráficas para simplificar los cálculos	
(2) Khan & Sbarounis	X	–	X	X	X	X	X	Análisis del marco por Distribución de momentos sin movimiento horizontal o por el método pendiente-deflexión. Cálculo de la deflexión del marco y del muro de cortante. Proceso iterativo.
(3, 65) Parme	–	–	–	–	X	X	X	Conjunto de ecuaciones diferenciales simultáneas de orden igual al número de pisos; la forma de las ecuaciones simplifica la solución.
(66) Gould	–	–	–	X	X	X	–	Como Parme: El método de resolver las ecuaciones no se describe.
(67) Rosenblueth & Holtz	–	X	X	–	X	–	–	Aproximaciones sucesivas para las fuerzas de interacción
(68) Cardan	–	X	X	X	–	–	–	Substitución en ecuaciones. No se usan ecuaciones simultáneas ni iteración.
(69) Rosman	–	–	X	–	–	–	–	Como Cardan.

—X significa SI; — significa NO

Tabla 4. Artículos sobre el método de la conexión por cortante.

Referencia	Número de huecos de aberturas: Una sola o dos simétricas	Número de huecos de aberturas: 2 o más	Carga: Carga concentrada en el centro del vano superior	Carga: Uniformemente distribuida	Carga: Triangular	Condiciones de la cimentación: Fija	Condiciones de la cimentación: Elástica	Condiciones de la cimentación: Variación en el piso inferior	Condiciones de la cimentación: Asentamiento diferencial	Variación de las propiedades con la altura: No varían	Variación de las propiedades con la altura: Continuamente	Variación de las propiedades con la altura: Escalonadamente	Presentación: Ecuaciones	Presentación: Gráficas: Fuerzas cortantes en las vigas	Presentación: Gráficas: Momentos en las columnas	Presentación: Gráficas: Deflexión	Comentarios
(14) Beck	X	–	–	X	–	X	–	–	–	X	–	–	X	X	X	X	Notación equivalente $\bar{a}$ y αH
(15, 16) Coull & Choudhury	X	–	X	X	X	X	–	–	–	X	–	–	X	X	X	X	
(17) Magnus	X	–	–	X	–	X	X	–	X	X	–	–	X	X	X	X	Notación equivalente $m\sqrt{5b}$ y αH
(18) Eriksen	X	X	–	X	–	X	–	–	–	X	–	–	X	–	–	–	
(19) Rosman	X	–	X	–	–	X	X	X	–	X	–	–	X	–	–	–	
(20) Rosman	X	–	–	X	–	–	–	X	–	X	–	–	X	–	–	–	
(21) Rosman	X	X	X	X	X	X	X	X	–	X	–	–	X	–	–	–	En alemán
(22) Rosman	X	–	X	X	X	X	–	–	–	X	–	–	X	X	X	–	En alemán y en inglés
(23) Rosman	X	–	–	X	–	X	–	–	–	–	–	X	X	–	–	–	En alemán
(24) Coull & Puri	X	–	–	X	–	X	–	–	–	X	–	X	X	–	–	–	Para la variación con la altura, las rigideces de los muros y vigas deben variar proporcionalmente
(25) Traum	X	–	–	X	–	X	–	–	–	–	–	X	X	–	–	–	El método es esencialmente el mismo que el de Ref. 23
(26) Burns	X	–	–	–	X	X	–	–	–	X	X	–	X	X	–	X	Variación parabólica del espesor
(27) Bernard & Schwaighofer	X	–	–	X	–	X	–	–	–	X	–	–	X	–	–	–	Se hacen aproximaciones para reducir el cálculo

x significa SI; – significa NO

Tso, W.K and Chan H.B. "Dynamic Analysis of Plane Coupled Shear Walls" Journal ASCE Eng. Mech. Div. Feb 1971
Tso, W.K and Biswas, J. K. "General Analysis of Nonplanar coupled shear Walls" Journal ASC Struct. Div. Marzo 1973
Pekan, O. A. and Gocevski, V. "Behaviour of Coupled Non-linear Shear Walls" Proc. Central American Conf. on Earth. Eng. San Salvador, 1978

ANALISIS SISMICO DE EDIFICIOS CON MUROS RIGIDIZANTES, por E. Rosenblueth.

1.-INTRODUCCION

El análisis sísmico estático de los edificios y una variante del análisis dinámico espectral, consisten en:

1) Obtener las fuerzas laterales que representan la acción sísmica sobre el edificio en dos direcciones ortogonales.
2) Distribuir estas fuerzas entre los elementos resistentes (marcos y/o muros)
3) Determinar los elementos mecánicos que se generan en los miembros de cada elemento resistente.

El Reglamento de construcciones para el Distrito Federal (Ref. 1) especifica cómo realizar el paso 1. En este trabajo se presentan procedimientos para efectuar los pasos 2 y 3, satisfaciendo las exigencias de este Reglamento; los mismos métodos pueden aplicarse, casi sin modificaciones, cuando los edificios se encuentren en otros lugares o cuando se trate de cargas laterales distintas de las sísmicas.

La presentación es matricial porque cuando existen muros rigidizantes no es posible usar los procedimientos tradicionales, basados en el concepto de rigidez de entrepiso, que no se pueden definir con precisión en este caso.

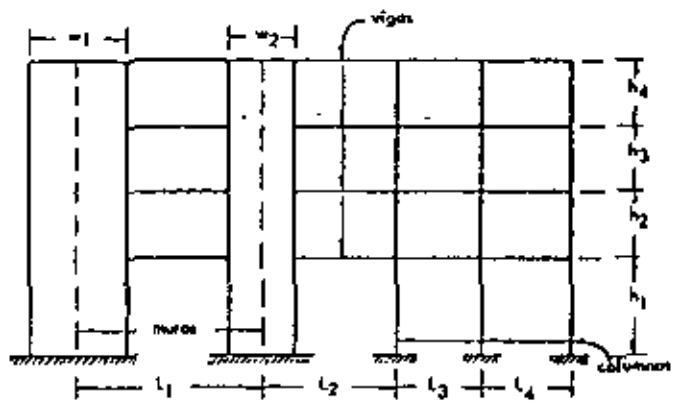


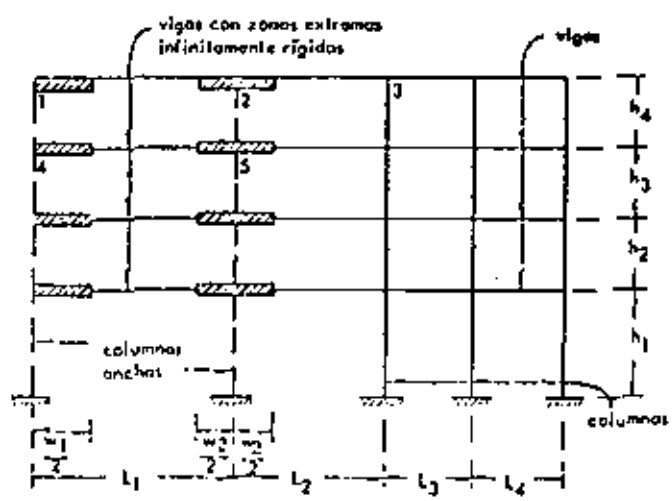
Fig. 1.– Sistema plano rectangular típico.

2.-ANALISIS TRIDIMENSIONAL DE EDIFICIOS

Para hacer el análisis tridimensional de edificios se aceptan las siguientes hipótesis:

i) La estructura tiene un comportamiento elástico lineal.
ii) El edificio está formado por sistemas planos rectangulares verticales, conectados horizontalmente por los sistemas de piso, en cada uno de los niveles. La Fig. 1 muestra un sistema plano típico.
iii) La rigidez de los sistemas de piso en su propio plano es infinita, por lo cual funcionan como diafragmas rígidos.
iv) Los muros se representan adecuadamente como columnas anchas y se considera que las zonas de las vigas que están dentro de ellos no se deforman por flexión (Fig. 2).
v) Se desprecia la rigidez torsional de vigas, columnas y muros.
vi) Las fuerzas laterales están aplicadas a nivel de los sistemas de piso.

Fig. 2.– Idealización del sistema plano de la Fig. 1.



hipótesis (ii) y (iii) implican que cada sistema plano rectangular tiene sólo un grado de libertad lateral por nivel, y que el edificio completo tiene tres: dos traslaciones en las direcciones de dos ejes ortogonales y una rotación alrededor de un eje normal al piso.

La hipótesis (iv) fue propuesta por Frischman y otros (Ref. 3) y ha sido usada por varios autores (Refs. 4 y 5). En el desarrollo de este trabajo se han comparado sus resultados con soluciones obtenidas con elementos finitos y con métodos aproximados propuestos por Stamato y Stafford-Smith (Ref. 6); las diferencias no fueron significativas en ninguno de los casos estudiados. En una columna ancha, a diferencia de las normales, son significativas las deformaciones debidas a cortante; esto se incluye en el análisis en la forma descrita en el Apéndice A. La manera de tomar en cuenta que una viga tiene zonas indeformables en sus extremos se presenta en este mismo Apéndice.

Con base en las hipótesis mencionadas, el análisis tridimensional de edificios puede hacerse de la siguiente manera:

i) Se calcula la matriz de rigidez lateral $\underline{K}_j$ de cada sistema plano j.

ii) Se calcula la matriz de rigidez del edificio completo $\underline{K}$.

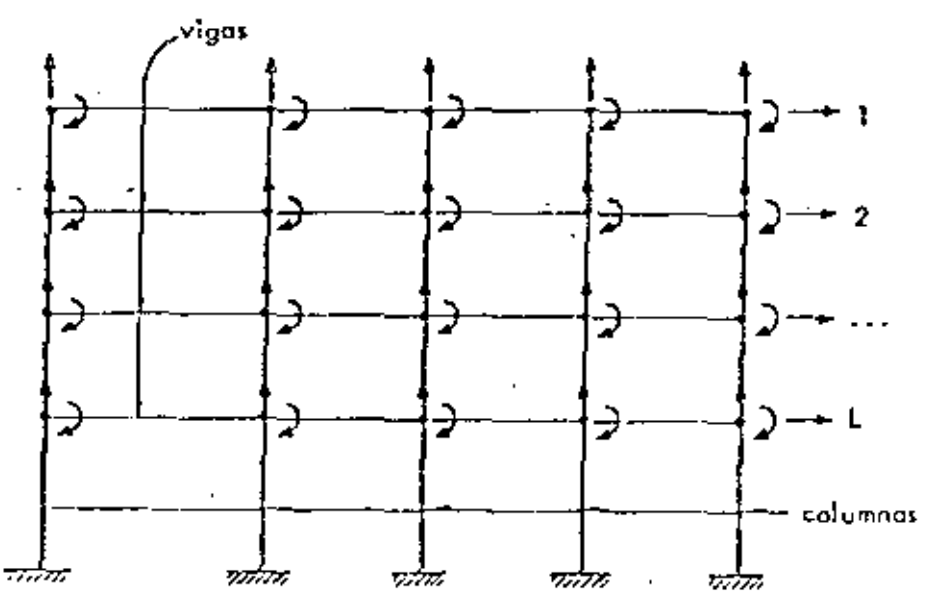
iii) Para cada caso de fuerzas laterales $\underline{F}$, se calculan los desplazamientos $\underline{U}$ del edificio completo, los desplazamientos laterales $\underline{D}_j$ de cada sistema plano y los elementos mecánicos de las vigas, columnas y/o muros que los formen.

A continuación se describen dos métodos para ejecutar estos pasos:

2.1.- Método General

Paso I. En cada sistema plano j se permiten los siguientes grados de libertad: un desplazamiento vertical y un giro en el plano del sistema por cada nudo y un desplazamiento horizontal por cada nivel, como se ilustra en la Fig. 3. La matriz de rigidez correspondiente a estos grados de libertad se obtiene sumando los aportes de las vigas, que pueden tener extremos infinitamente rígidos, y las columnas, que pueden ser anchas; en el Apéndice A se dan estas matrices. Si se tiene N nudos y L niveles, la matriz resultante es de orden $2N \times L$, y de ella se eliminan los grados de libertad correspondientes a los nudos para obtener la matriz de rigidez lateral $\underline{K}_j$, en términos de solamente los desplazamientos de los niveles y de orden $L \times L$. El proceso de eliminación se denomina condensación estática y la forma eficiente de efectuarlo se describe en la Ref. 10.

Paso II. Se expresa la matriz de rigidez lateral $\underline{K}_j$ de cada sistema plano en términos de los grados de libertad del edificio completo. Esta transformación se describe en detalle en el Apéndice B, y se llama $\underline{K}_j^*$ a la matriz resultante, que es de orden $3L \times 3L$. La matriz de rigidez del edificio es: $\underline{K} = \sum_j \underline{K}_j^*$, también de $3L \times 3L$.



Nota: las columnas pueden ser anchas y las vigas pueden tener extremos infinitamente rígidos

Fig. 3.— Grados de libertad en un sistema plano idealizado, para emplear el método general.

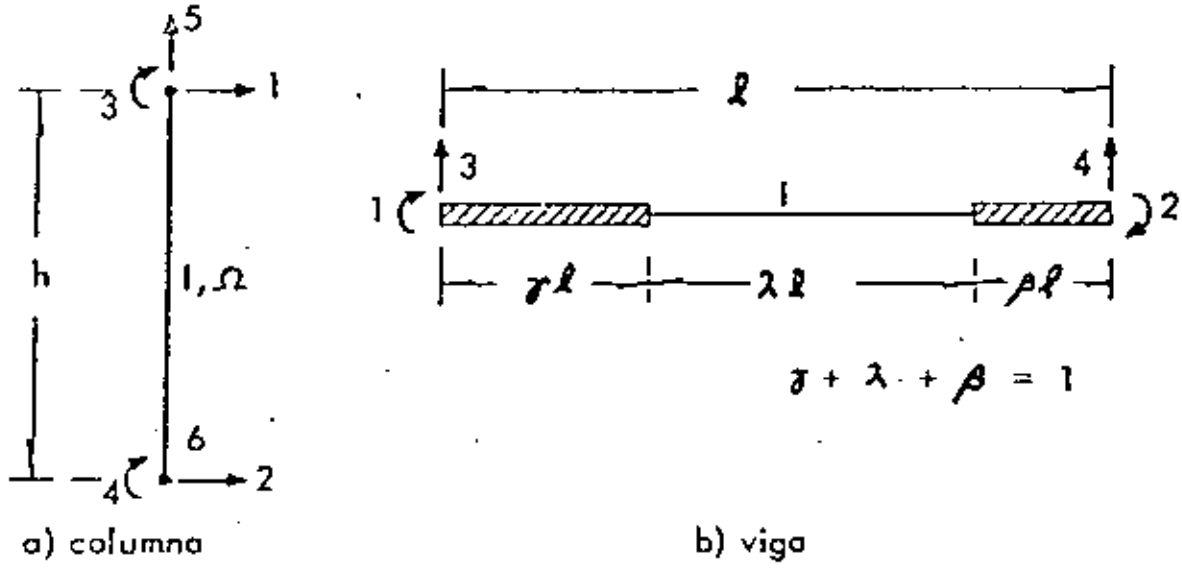


Fig. 4.– Grados de libertad de una columna y de una viga con extremos infinitamente rígidos.

Paso III. Para calcular los desplazamientos laterales del edificio completo se resuelve el sistema $\underline{K}\,\underline{U} = \underline{F}$; en la Ref. 10 se discuten las formas eficientes de hacerlo. $\underline{F}$ en general está formado por dos fuerzas ortogonales y un momento torsionante por cada nivel, que corresponden a los tres grados de libertad considerados para el edificio en tal nivel. Empleando las relaciones geométricas entre los desplazamientos laterales $\underline{D}_j$ de cada sistema plano y los de los pisos del edificio $\underline{U}$, se calcula $\underline{D}_j$ (véase la expresión 8 3 del Apéndice B).

Los desplazamientos correspondientes a los grados de libertad eliminados en el Paso I se pueden calcular a partir de $\underline{D}_j$ (Ref. 10). Así se conocen todos los desplazamientos de todos los nudos y, usando las matrices de cada viga o columna (Apéndice A), se pueden calcular sus respectivos elementos mecánicos.

2.2.- Método Simplificado

Paso I. Para determinar la matriz de rigidez lateral de cada sistema plano j se usa un sistema plano reducido equivalente, que se describe en la Sección 3, y que tiene mucho menos grados de libertad que el sistema original. La simplificación resulta, esencialmente, de que cada elemento del sistema equivalente representa a varios elementos del sistema real.

A partir de las matrices de rigidez lateral de cada sistema plano j, se pueden efectuar los pasos II y III de la misma manera que en el método general, hasta el cálculo de $\underline{D}_j$.

Los giros de todos los nudos no fueron considerados en el paso I y, en consecuencia, no es posible calcularlos en forma directa a partir de $\underline{D}_j$. Pero puede usarse el método de distribución de momentos para calcular los momentos flexionantes, partiendo de momentos de empotramiento en las columnas que valen $\frac{6\,E\,I\,\delta}{(1+\alpha)\,h^2}$, donde δ es el desplazamiento del entrepiso correspondiente. E, I, y h están definidos en el Apéndice A, en el cual se explica cómo modificar los coeficientes de rigidez y los factores de transporte, para incluir el efecto de las deformaciones por cortante en las columnas y la existencia de zonas extremas infinitamente rígidas en las vigas. Un problema que hay que notar en este procedimiento es que las fuerzas laterales $\underline{F}_j$ que actúan en el sistema plano j valen $\underline{F}_j = \underline{K}_j\,\underline{D}_j$, y producen unos cortantes $\underline{V}_j$; en los entrepisos, por otro lado, la suma de momentos en columnas sobre las alturas da lugar a unos cortantes $\underline{V}^*_j$, que no serán exactamente iguales a $\underline{V}_j$. Para subsanar esta dificultad se sugiere calcular en cada entrepiso i la relación $R_i = V_{ji}/V^*_{ji}$ y multiplicar los momentos de todas las columnas de ese entrepiso por R_i; a fin de conservar el equilibrio se pueden multiplicar los momentos en las vigas del piso i por $\frac{1}{2}(R_i + R_{i+1})$.

Observaciones y comentarios

De los métodos propuestos en las secciones 2.1 y 2.2 se puede considerar como "exacto" el método general, en el sentido de que es la forma más precisa de proceder dentro de las limitaciones que imponen las hipótesis generales; por lo que se recomienda usar este método cuando se disponga de la computadora y los programas apropiados, como el que se presenta en la Ref. 9. Cuando no se cuente con tales herramientas, puede usarse el método simplificado.

El procedimiento general de análisis, seguido en ambos métodos, sólo hace compatibles, mediante los pisos rígidos, a los desplazamientos laterales de los niveles de todos los sistemas planos que forman el edificio. Los demás grados de libertad se consideran independientes de un sistema plano a otro, condición que no cumplen los desplazamientos verticales de las columnas que se encuentran en la intersección de dos sistemas planos y pertenecen a ambos. Una forma aproximada de tomar en cuenta este hecho, para fines de diseño, es considerar que la carga axial en tales columnas es igual a la suma de las que se obtienen para ellas en cada uno de los sistemas planos a que pertenecen. También debe notarse que los giros de estas columnas sólo son independientes entre sí cuando los sistemas planos son ortogonales; por esto, los métodos aquí propuestos no deben usarse cuando los sistemas planos que componen un edificio se corten en ángulos muy agudos en planta. Además, cuando los pisos son flexibles en su propio plano, no es válida la suposición de que los sistemas planos están unidos por diafragmas infinitamente rígidos, lo cual invalida los procedimientos aquí propuestos.

En el método simplificado se usan matrices de rigidez lateral obtenidas en forma aproximada; sin embargo, los errores en los valores de los desplazamientos son pequeños (menores que el 3% en todos los casos estudiados). Una limitación más restrictiva de este método es que no toma en cuenta los grados de libertad verticales, lo que implica despreciar los efectos de alargamientos y acortamientos de las columnas, que son más importantes en edificios con vigas rígidas y/o gran relación altura/ancho. No se han establecido criterios definitivos para decidir cuándo pueden despreciarse estos efectos. (La Ref. 11 considera que puede hacerse cuando la relación altura/ancho del edificio sea tres o menor).

Para tener una idea de las diferencias en los resultados entre los métodos general y simplificado se analizó con ambos un edificio de 6 pisos, cuyas características y cargas se dan en la Fig. 8. En la Tabla 1 se comparan los resultados obtenidos para dos sistemas planos de ese edificio, que son los que más se desplazan en las cargas usadas, por lo que en ellos los errores serán más importantes. Nótese que estos últimos son menores que el 1%, aunque hay que señalar que en el método general no se permitieron desplazamientos verticales para que las diferencias se debieran exclusivamente al uso de sistemas planos reducidos.

3.– SISTEMA EQUIVALENTE PARA CALCULAR LA RIGIDEZ LATERAL DE UN SISTEMA PLANO

Se trata de calcular la matriz de rigidez lateral de un sistema plano como el mostrado en la Fig. 1. Varios autores han estudiado este problema para proponer formas de determinar los elementos mecánicos correspondientes a los componentes del sistema (muros, vigas y columnas) cuando está sujeto a cargas laterales (Refs. 6, 7 y 8). La citada matriz puede determinarse con el procedimiento descrito en la Sección 2.1, el cual resulta apropiado para programarse en una computadora grande, especialmente si se trata de un sistema plano con muchos nudos. Como no siempre se dispone de tal herramienta, es conveniente contar con un método simplificado que, sin pérdidas exageradas en la precisión, permita obtener la matriz de rigidez lateral con una computadora pequeña, o bien en forma manual. El método que aquí se propone logra este objetivo.

El componente básico del sistema equivalente es el conjunto de vigas y columnas mostrado esquemáticamente en la Fig. 5, en la cual se indican las cantidades que son necesarias para definirlo y los grados de libertad que le corresponden. Las alturas son las del sistema real. Cada columna y cada viga representan, respectivamente, a un conjunto de columnas o vigas del sistema plano real. Si E es el módulo de elasticidad, I, el momento de inercia, G, el módulo de cortante y Ω, el área efectiva de cortante de una columna o viga del sistema real, entonces las propiedades en cada nivel i del componente básico son:

$(EI)_i$ = Suma de EI de las columnas de un piso, que representa el componente.

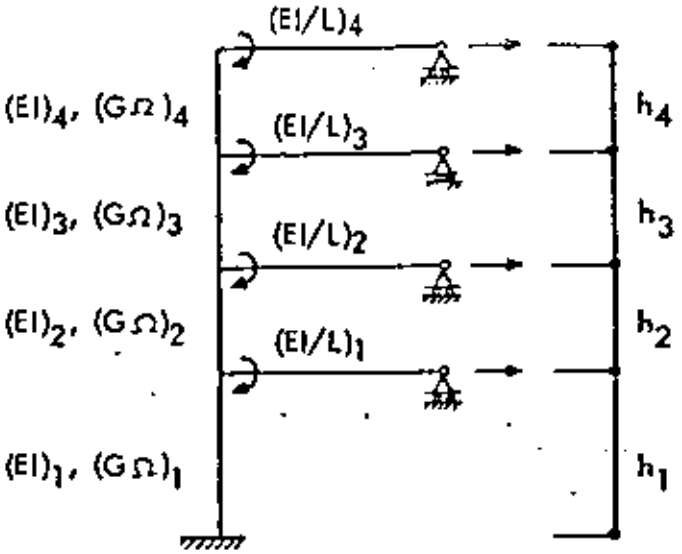
$(G\Omega)_i$ = Suma de $G\Omega$ de las columnas de ese piso, que representa el componente.

$\left(\frac{EI}{L}\right)_i$ = Suma de $\frac{2EI}{\ell}\left(\frac{1}{\lambda^3}\right)$ por cada vez que una viga llega a una columna representada en el componente (λ se define en la Fig. 4).

Dentro de las columnas se incluye a los muros. En las columnas de dimensiones normales no es necesario considerar deformaciones por cortante y no se necesita el valor de $(G\Omega)_i$, que es indispensable para los muros. Cuando una viga llega a un muro, λ tendrá un valor menor que 1; para las vigas que llegan a columnas normales $\lambda = 1$.

Para construir el sistema equivalente se divide a las columnas del sistema plano en grupos tales que cada uno de ellos contenga columnas de propiedades similares. Se ha comprobado en este trabajo que los errores son pequeños si el valor de EI de la columna más rígida de un grupo no es mayor que ocho veces el de la columna menos rígida de ese mismo grupo. Generalmente son necesarios dos grupos: uno contiene a las columnas normales y el otro a los muros.

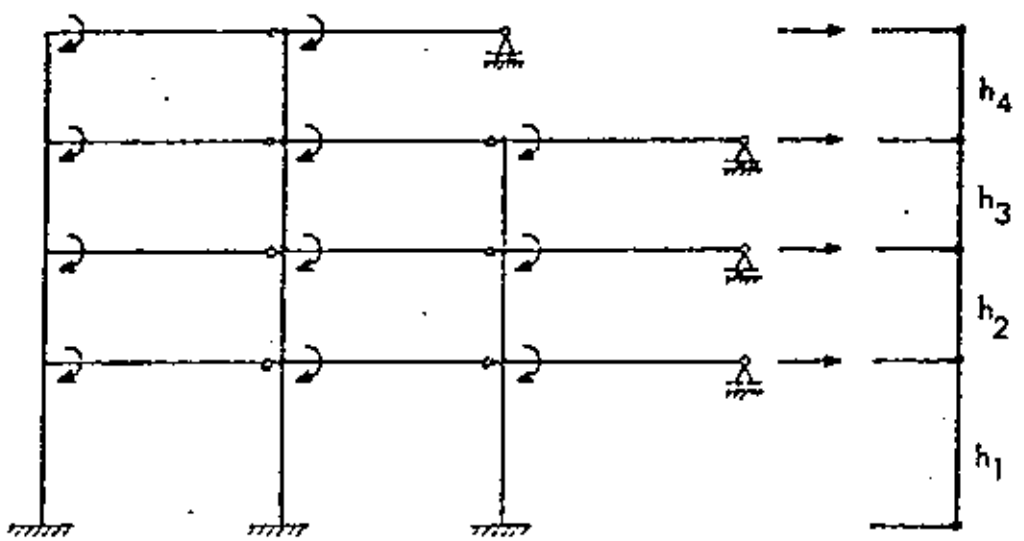
A cada grupo le corresponde un componente básico cuyas propiedades se calculan como ya se ha descrito en esta Sección. Todos los componentes básicos que resulten se acoplan de modo que sus desplazamientos laterales sean los mismos, como se ilustra en la Fig. 6. Nótese que los componentes básicos pueden no tener el mismo número de niveles; que puede tratarse de un solo componente, en cuyo caso no se necesita hacer el acoplamiento; y que los giros de un componente son independientes de los giros de los demás.



Nota: las flechas indican los grados de libertad

Fig. 5.– Componente básico del sistema equivalente.

Se calcula la matriz de rigidez de cada componente, referida a todos sus grados de libertad (Fig. 5) y, por condensación estática (Ref. 10), se eliminan las rotaciones y se obtiene la matriz de rigidez lateral del componente. La matriz de rigidez lateral del sistema equivalente se obtiene sumando las de todos sus componentes básicos. Este procedimiento se ilustra en el Apéndice D.



Nota: las flechas indican los grados de libertad

Fig. 6.– Acoplamiento de componentes básicos para formar un sistema equivalente.

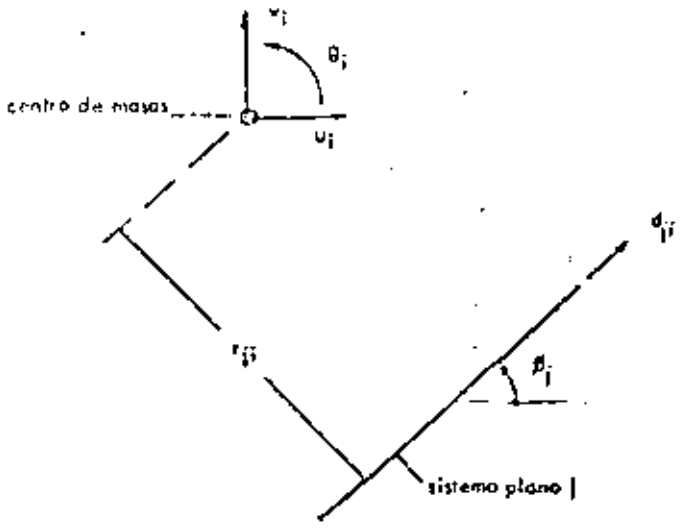


Fig. 7.– Grados de libertad del edificio y del sistema plano j, en el nivel i.

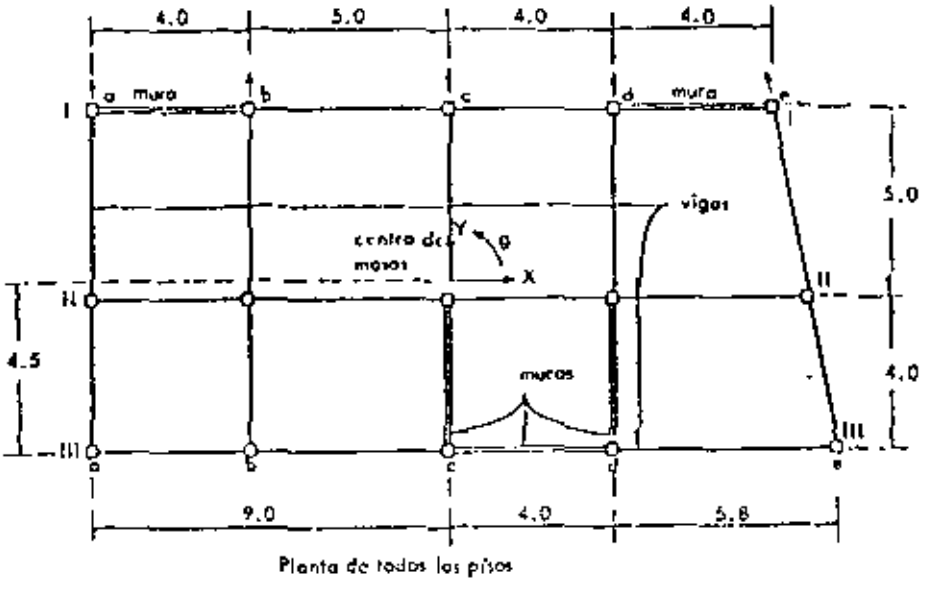


Fig. 8.– Planta, dimensiones, propiedades y cargas laterales del edificio que se usa para comparar los métodos general y simplificado.

Notas: espesor de los muros = 0.15 m
módulo de elasticidad de todos los elementos = 2 000 000 ton/m²
módulo de cortante de todos los elementos = 833 333 ton/m²
momento de inercia de todas las vigas = 0.00905 m⁴
las fuerzas actúan en los sentidos positivos de los desplazamientos laterales
las distancias están en metros

Fuerzas (ton) y momentos (ton-m)

Nivel	Columnas (m × m)	Áreas (m²)	Por sismo en X		Por sismo en Y	
			F_x	M_x	F_y	M_y
1	.40 × .40	4.0	4.51	4.068	4.51	8.479
2	.40 × .40	3.0	7.89	7.161	7.89	14.833
3	.40 × .40	3.0	11.27	10.143	11.27	21.186
4	.30 × .30	3.0	14.65	13.185	14.65	27.542
5	.30 × .30	3.0	18.03	16.227	18.03	33.896
6	.30 × .30	3.0	21.41	19.203	21.41	40.251

4.– PROCEDIMIENTOS PARA EL ANALISIS SISMICO

Los métodos de análisis tridimensional expuestos en la Sección 2 no se pueden usar directamente para el análisis sísmico de edificios de acuerdo con el Reglamento de construcciones para el Distrito Federal que exige, en su artículo 240, considerar dos combinaciones de las excentricidades de las fuerzas cortantes y, en su artículo 237, estipula que se sumen vectorialmente los efectos de un componente del movimiento horizontal del terreno con 0.3 de los del otro. El procedimiento que a continuación se propone permite tomar en cuenta tales requisitos.

Considérese que la matriz de rigidez lateral del edificio $\underline{K}$ se ha partido en la forma:

$$\underline{K} = \begin{bmatrix} \underline{K}_{LL} & \underline{K}_{L\theta} \\ \underline{K}^{T}_{L\theta} & \underline{K}_{\theta\theta} \end{bmatrix}$$

donde los subíndices L y θ se refieren, respectivamente, a los desplazamientos laterales y a los giros de los pisos del edificio. Entonces se pueden seguir los pasos siguientes:

a) Se escogen dos direcciones ortogonales X y Y en la planta del edificio.

b) Para cada dirección:

b.1) Se determina la fuerza horizontal aplicada en el centro de masas de cada piso i, de acuerdo con los artículos 240 o 241 del Reglamento de construcciones para el Distrito Federal. Sea $\underline{F}$ el vector formado por estas fuerzas.

b.2) Se calculan los desplazamientos laterales $\underline{\delta}_o$ del edificio, sin permitir giros en los pisos:

$$\underline{\delta}_o = \underline{K}^{-1}_{LL}\,\underline{F}$$

b.3) Se calculan los momentos debidos a la excentricidad directa, que valen:

$$\underline{M}_d = -\underline{K}^{T}_{L\theta}\,\underline{\delta}_o,$$

y se les acumula para obtener los momentos torsionantes en los entrepisos $\underline{M}^{*}_{d}$.

b.4) Se calculan los momentos torsionantes en los entrepisos $\underline{M}^{*}_{a}$. Para el entrepiso i se tiene: $M^{*}_{ai} = 0.1\, b_i\, V_i$, donde b_i es la dimensión máxima de la planta i del edificio, medida perpendicularmente a la dirección en que están aplicadas las fuerzas sísmicas, y V_i, el cortante en el entrepiso i.

b.5) Para cada nivel i se calculan las siguientes combinaciones de momentos torsionantes: $M^{*}_{1i} = 1.5\, M^{*}_{di} \pm M^{*}_{ai}$, y $M^{*}_{2i} = M^{*}_{di} - M^{*}_{ai}$

b.6) Con los valores obtenidos en el paso anterior se calculan los respectivos momentos en los niveles $\underline{M}_1$ y $\underline{M}_2$, de la misma manera como se pueden calcular las fuerzas aplicadas en los niveles a partir de las fuerzas cortantes en los entrepisos; es decir, que en cualquier nivel el momento aplicado es la diferencia entre el momento torsionante del entrepiso inferior y el del entrepiso superior.

b.7) Se calculan los giros y desplazamientos que producen los momentos $\underline{M}_1$ y $\underline{M}_2$ resolviendo los sistemas de ecuaciones:

$$\begin{bmatrix} \underline{K}_{LL} & \underline{K}_{L\theta} \\ \underline{K}^{T}_{L\theta} & \underline{K}_{\theta\theta} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \underline{\delta}_j \\ \underline{\theta}_j \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \underline{\theta} \\ \underline{M}_j \end{bmatrix}, \; j=1,2$$

b.8) El Reglamento de construcciones para el Distrito Federal exige dos combinaciones de giros y desplazamientos:

Combinación	Desplazamientos	Giros
(1)	$\underline{\delta}_o + \underline{\delta}_1$	$\underline{\theta}_1$
(2)	$\underline{\delta}_o + \underline{\delta}_2$	$\underline{\theta}_2$

Para todos los niveles de cada sistema plano m se calculan los desplazamientos de entrepiso producidos por estas combinaciones y se escogen los que tengan mayor valor absoluto. Sea $\underline{z}^{x}_{m}$ el vector formado por estos valores cuando el sismo actúa en la dirección X; y $\underline{z}^{y}_{m}$ el correspondiente a la dirección Y.

Tabla 1.– Comparación de desplazamientos laterales (ml de los sistemas planos III III y aa, cuando el sismo actúa en las direcciones X y Y, respectivamente.

	Sistema plano III III; fuerza sísmica en X			Sistema plano aa; fuerza sísmica en Y		
Nivel	MS	MG	error (%)	MS	MG	error (%)
1	0.000754	0.000756	0.26	0.001358	0.001362	0.29
2	0.001773	0.001778	0.28	0.003176	0.003190	0.44
3	0.003023	0.003033	0.33	0.005383	0.005412	0.54
4	0.004433	0.004449	0.36	0.007902	0.007949	0.59
5	0.005883	0.005908	0.42	0.010477	0.010547	0.66
6	0.007298	0.007334	0.49	0.012969	0.013068	0.74

MS Método simplificado
MG Método general

c) Para cada entrepiso i de cada sistema plano m se calculan

$$(Z^{x}_{mi} + 0.3\, Z^{y}_{mi}) \text{ y } (0.3\, Z^{x}_{mi} + Z^{y}_{mi}).$$

Se utilizará el mayor de estos valores para calcular los elementos mecánicos producidos por el sismo.

En el Apéndice C se presenta un procedimiento eficiente para efectuar las operaciones matriciales necesarias para el cálculo de giros, desplazamientos y momentos torsionantes.

Cuando las fuerzas laterales se determinan por el método dinámico espectral es también útil la matriz de rigidez lateral del edificio $\underline{K}$. Si denominamos $\underline{K}_{xx}$ a la submatriz asociada a los desplazamientos en la dirección X, entonces los vectores modales $\underline{\phi}$ y las respectivas frecuencias de vibración ω en tal dirección se obtienen resolviendo el problema de valores característicos $\underline{K}_{xx}\,\underline{\phi} = \omega^2 \underline{M}\,\underline{\phi}$, donde $\underline{M}$ es una matriz diagonal cuyos elementos son las masas concentradas en los niveles. Los métodos para resolver este problema se discuten ampliamente en la Ref. 10. Lo mismo puede decirse para la dirección Y, y si se desea considerar las torsiones en planta debe usarse la matriz $\underline{K}$ completa.

APENDICE A.– Matrices de rigidez de una viga con zonas extremas infinitamente rígidas y de una columna incluyendo deformaciones por cortante.

Para los grados de libertad y los parámetros β, γ, λ definidos en la Fig. 4b, la matriz de rigidez de una viga con extremos infinitamente rígidos es:

$$\frac{EI}{\lambda \ell}
\begin{bmatrix}
4 + 12\frac{\gamma}{\lambda}\left(1 + \frac{\gamma}{\lambda}\right) & \text{simétrica} & & \\
2 + 6\left(\frac{\gamma+\beta}{\lambda}\right) + 12\frac{\gamma\beta}{\lambda^2} & 4 + 12\frac{\beta}{\lambda}\left(1+\frac{\beta}{\lambda}\right) & & \\
-\frac{6}{\lambda\ell}\left(1 + \frac{2\gamma}{\lambda}\right) & -\frac{6}{\lambda\ell}\left(1 + \frac{2\beta}{\lambda}\right) & \frac{12}{\lambda^2\ell^2} & \\
\frac{6}{\lambda\ell}\left(1 + \frac{2\gamma}{\lambda}\right) & \frac{6}{\lambda\ell}\left(1 + \frac{2\beta}{\lambda}\right) & -\frac{12}{\lambda^2\ell^2} & \frac{12}{\lambda^2\ell^2}
\end{bmatrix}$$

E, I, ℓ son, respectivamente, el módulo de elasticidad, el momento de inercia y la longitud total de la viga. Para los grados de libertad definidos en la Fig. 4a, la matriz de rigidez de una columna, incluyendo deformaciones por cortante, es:

$\frac{12\,E\,I}{(1+\alpha)h^3}$					
$-\frac{12\,E\,I}{(1+\alpha)h^3}$	$\frac{12\,E\,I}{(1+\alpha)h^3}$	simétrica			
$\frac{6\,E\,I}{(1+\alpha)h^2}$	$\frac{6\,E\,I}{(1+\alpha)h^2}$	$\frac{(4+\alpha)\,E\,I}{(1+\alpha)\,h}$			
$-\frac{6\,E\,I}{(1+\alpha)h^2}$	$\frac{6\,E\,I}{(1+\alpha)h^2}$	$\frac{(2-\alpha)\,E\,I}{(1+\alpha)h}$	$\frac{(4+\alpha)\,E\,I}{(1+\alpha)h}$		
0	0	0	0	$\frac{EA}{h}$	
0	0	0	0	$-\frac{EA}{h}$	$\frac{EA}{h}$

el valor de α es $\frac{12\,E\,I}{h^2\,G\,\Omega}$

donde E, I, h y G son, respectivamente, el módulo de elasticidad, el momento de inercia, la altura y el módulo de cortante de la columna; Ω es su área reducida por cortante; la reducción depende de la distribución del cortante en la sección, el cual a su vez depende de la forma de la sección; para secciones rectangulares $\Omega = A/1.2$, donde A es el área total de la sección de la columna.

En el caso de la viga, nótese que si $\beta = \gamma = 0$, es decir, que si no existen extremos rígidos, se tiene $\lambda = 1$, y la matriz de rigidez que se obtiene reemplazando estos valores coincide con la ya conocida para una viga normal.

También en las columnas, si no se desea considerar deformaciones por cortante, $\alpha = 0$, y la matriz de rigidez se convierte en la ya conocida para este caso.

De estas matrices pueden obtenerse coeficientes de rigidez y factores de transporte modificados para usar el método de Cross. Por ejemplo, cuando se desea considerar deformaciones por cortante, en lugar de $\frac{4EI}{h}$ debe usarse $(\frac{4+\alpha}{1+\alpha})\frac{EI}{h}$, y el factor de transporte en lugar de 0.5, vale: $(\frac{2-\alpha}{4+\alpha})$.

APENDICE B.— Transformación de la matriz de rigidez lateral de un sistema plano a las coordenadas del edificio.

En la Fig. 7 se muestra la ubicación del sistema plano j en la planta del nivel i del edificio.

Este sistema solamente tiene un desplazamiento lateral d_{ji} en este nivel, cuya dirección positiva es la indicada por la flecha. También se muestra el centro de masas del nivel i y las direcciones positivas de los tres grados de libertad que tiene el edificio en tal nivel.

Considerando que el ángulo Θ_i es pequeño, la relación entre d_{ji} y los desplazamientos del edificio se puede escribir como:

$$d_{ji} = \begin{bmatrix} \cos \theta_j & \text{sen } \theta_j & r_{ji} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_i \\ v_i \\ \Theta_i \end{bmatrix} \qquad B.1$$

donde θ_j es el ángulo que se forma entre la dirección positiva de u_i y la dirección positiva de d_{ji}; r_{ji} es la distancia del sistema plano j al centro de masas en el nivel i y, para saber su signo, se supone que la dirección positiva de d_{ji} "gira" alrededor del centro de masas; si este "giro" tiene el mismo sentido que Θ_i, entonces r_{ji} es positivo; en caso contrario es negativo. En la Fig. 7, de acuerdo con estas convenciones, θ_j y r_{ji} son positivos.

La expresión B.1 se puede escribir en forma más compacta como:

$$d_{ji} = \underline{b}_{ji}\ \underline{U}_i \qquad B.2$$

donde:

$$\underline{b}_{ji} = \begin{bmatrix} \cos \theta_j & \text{sen } \theta_j & r_{ji} \end{bmatrix}$$

$$\underline{U}_i = \begin{bmatrix} u_i \\ v_i \\ \Theta_i \end{bmatrix}$$

si se consideran los n niveles del edificio, se tiene:

$$\underline{D}_j = \underline{B}_j\ \underline{U} \qquad B.3$$

donde:

$$\underline{D}_j = \begin{bmatrix} d_{j1} \\ d_{j2} \\ \\ d_{jn} \end{bmatrix} \qquad \underline{U} = \begin{bmatrix} \underline{u}_1 \\ \underline{u}_2 \\ \\ \underline{u}_n \end{bmatrix}$$

(n elementos) (3 n elementos)

$$\underline{B}_j = \begin{bmatrix} \underline{b}_{j1} & & & \\ & \underline{b}_{j2} & & \\ & & \bullet\ \bullet\ \bullet & \\ & & \bullet\ \bullet\ \bullet & \\ & & & \underline{b}_{jn} \end{bmatrix}$$

(n por 3 n elementos; los no mostrados son ceros)

La expresión B.3 relaciona los desplazamientos de los pisos del edificio con los desplazamientos laterales del sistema plano j, y la matriz $\underline{K}_j$ expresada en términos de las coordenadas del edificio es $\underline{K}_j^* = \underline{B}_j^T\ \underline{K}_j\ \underline{B}_j$

APENDICE C.— Cálculo de desplazamientos en el análisis sísmico.

Efectuando la partición y descomposición de la matriz de rigidez lateral del edificio, se obtiene el producto $\underline{S}^T\underline{S}$, donde $\underline{S}$ es triangular superior:

$$\begin{bmatrix} \underline{K}_{LL} & \underline{K}_{L\theta} \\ \underline{K}_{L\theta}^T & \underline{K}_{\theta\theta} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \underline{S}_{LL}^T & \underline{0} \\ \underline{S}_{L\theta}^T & \underline{S}_{\theta\theta}^T \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \underline{S}_{LL} & \underline{S}_{L\theta} \\ \underline{0} & \underline{S}_{\theta\theta} \end{bmatrix}$$

efectuando el producto del segundo miembro se deduce que:

$$\underline{K}_{LL} = \underline{S}_{LL}^T \underline{S}_{LL}, \; \underline{K}_{L\theta} = \underline{S}_{LL}^T \underline{S}_{L\theta}$$

$$\text{y } \underline{K}_{L\theta} = \underline{S}_{LL}^T \underline{S}_{L\theta}, \; \underline{K}_{\theta\theta} = \underline{S}_{L\theta}^T \underline{S}_{L\theta} + \underline{S}_{\theta\theta}^T \underline{S}_{\theta\theta} \quad \text{(C1)}$$

El sistema del paso b.1 del procedimiento propuesto en la Sección 4 es:

$$\underline{K}_{LL}\underline{\delta}_o = \underline{S}_{LL}^T \underline{S}_{LL} \underline{\delta}_o = \underline{S}_{LL}^T \underline{Y} = \underline{F} \quad \text{(C2)}$$

donde se ha definido el vector $\underline{Y}$ por:

$$\underline{Y} = \underline{S}_{LL} \underline{\delta}_o \quad \text{(C3)}$$

Los vectores $\underline{Y}$ y $\underline{\delta}_o$ pueden calcularse fácilmente por ser $\underline{S}_{LL}^T$ y $\underline{S}_{LL}$ triangulares.

El vector $\underline{M}_d$ del paso b.3 vale $-\underline{K}_{L\theta}^T \underline{\delta}_o$, y usando las expresiones C1 y C3 se puede escribir:

$$\underline{M}_d = -\underline{S}_{L\theta}^T \underline{S}_{LL} \underline{S}_{LL}^{-1} \underline{Y} = -\underline{S}_{L\theta}^T \underline{Y} \quad \text{(C4)}$$

Por otro lado, los sistemas del paso b.7 son:

$$\underline{K}_{LL} \underline{\delta}_j + \underline{K}_{L\theta} \underline{\Theta} = \underline{0}$$

$$\underline{K}_{L\theta}^T \underline{\delta}_j + \underline{K}_{\theta\theta} \underline{\Theta}_j = \underline{M}_j, \; j = 1,2$$

de la primera de estas ecuaciones se tiene:

$$\underline{\delta}_j = -\underline{K}_{LL}^{-1} \underline{K}_{L\theta} \underline{\Theta}_j \quad \text{(C5)}$$

y reemplazando este valor en la segunda ecuación queda:

$$(\underline{K}_{\theta\theta} - \underline{K}_{L\theta}^T \underline{K}_{LL}^{-1} \underline{K}_{L\theta}) \underline{\Theta}_j = \underline{K}_{\theta\theta}^* \underline{\Theta}_j = \underline{M}_j \quad \text{(C6)}$$

Con $\underline{K}_{\theta\theta}^* = \underline{K}_{\theta\theta} - \underline{K}_{L\theta}^T \underline{K}_{LL}^{-1} \underline{K}_{L\theta}$, usando las expresiones C1 y simplificando, se obtiene:

$$\underline{K}_{\theta\theta}^* = (\underline{S}_{L\theta}^T \underline{S}_{L\theta} + \underline{S}_{\theta\theta}^T \underline{S}_{\theta\theta}) - (\underline{S}_{L\theta}^T \underline{S}_{LL}) (\underline{S}_{LL}^{-1} \underline{S}_{LL}^{-T}) (\underline{S}_{LL}^T \underline{S}_{L\theta}) = \underline{S}_{\theta\theta}^T \underline{S}_{\theta\theta}$$

Esto muestra que ya se tiene la descomposición necesaria para resolver el sistema C6 y conocer $\underline{\Theta}_j$. Para encontrar $\underline{\delta}_j$ se usan las expresiones C1, que permiten escribir C5 en la forma:

$$\underline{\delta}_j = -(\underline{S}_{LL}^{-1} \underline{S}_{LL}^{-T})(\underline{S}_{LL}^T \underline{S}_{L\theta}) \underline{\Theta}_j = -\underline{S}_{LL}^{-1} \underline{S}_{L\theta} \underline{\Theta}_j$$

Premultiplicando la última igualdad por $\underline{S}_{LL}$ queda:

$$\underline{S}_{LL} \underline{\delta}_j = -\underline{S}_{L\theta} \underline{\Theta}_j \quad \text{(C7)}$$

cuya solución es directa, puesto que $\underline{S}_{LL}$ es triangular superior y ya se conoce.

Nótese que para encontrar todos los desplazamientos y giros que requiere el análisis sísmico es necesario descomponer una sola vez la matriz $\underline{K}$ en el producto de una matriz triangular superior por su transpuesta.

APENDICE D.- Obtención de la matriz de rigidez lateral de un sistema marco-muro con el método simplificado.

De acuerdo con la Sección 3, el sistema equivalente correspondiente al sistema plano de la Figura 9 tiene dos componentes básicos. El primero de ellos representa a las columnas de dimensiones normales, y sus propiedades son, en los dos niveles:

$$EI = 5\,(2\times10^{6}\times0.005) = 50{,}000 \text{ (columnas)}$$

$$G\Omega = 0 \text{ (columnas)}$$

$$EI/L = 2\,(2\times10^{6}\times0.001)\left[\frac{2}{4}+\frac{2}{5}+\frac{1}{5(0.8)^3}+\frac{1}{4(0.75)^3}+\frac{2}{4}+\frac{1}{5(0.7)^3}\right]$$

$$= 11{,}865 \text{ (vigas)}$$

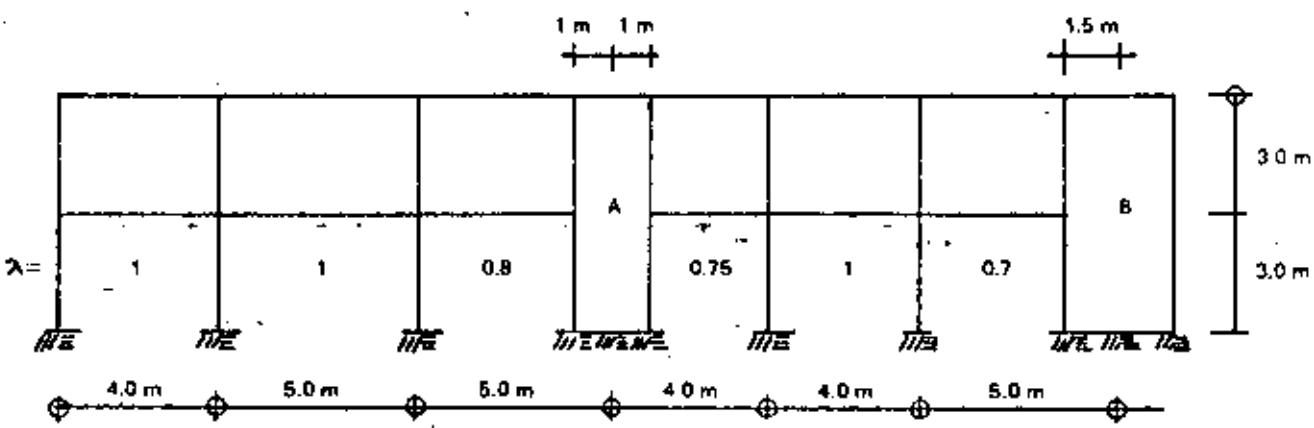
El segundo componente básico representa a los muros y para él se tiene, en los dos niveles:

$$EI = 2\times10^{6}\ (0.1+0.2) = 600{,}000 \text{ (columnas)}$$

$$G\Omega = 8\times10^{5}\ (0.3+0.4) = 560{,}000 \text{ (columnas)}$$

$$EI/L = 2(2\times10^{6}\times0.001)\left[\frac{1}{5(0.8)^3}+\frac{1}{4(0.75)^3}+\frac{1}{5(0.7)^3}\right] = 6{,}265 \text{ (vigas)}$$

Fig. 9.— Sistema plano utilizado para ejemplificar el método simplificado.



Notas: módulo de elasticidad de todos los elementos = 2 000 000 Tm/m²
módulo de cortante de los muros A y B = 800 000 Tm/m²
momento de inercia de todas las vigas = 0.001 m⁴
momento de inercia de todas las columnas = 0.0005 m⁴
momento de inercia del muro A = 0.1 m⁴
momento de inercia del muro B = 0.2 m⁴
área de cortante del muro A = 0.30 m²
área de cortante del muro B = 0.40 m²

En la Figura 10 se muestra un esquema del sistema equivalente y se ilustran los grados de libertad que tiene cada uno de sus componentes básicos.

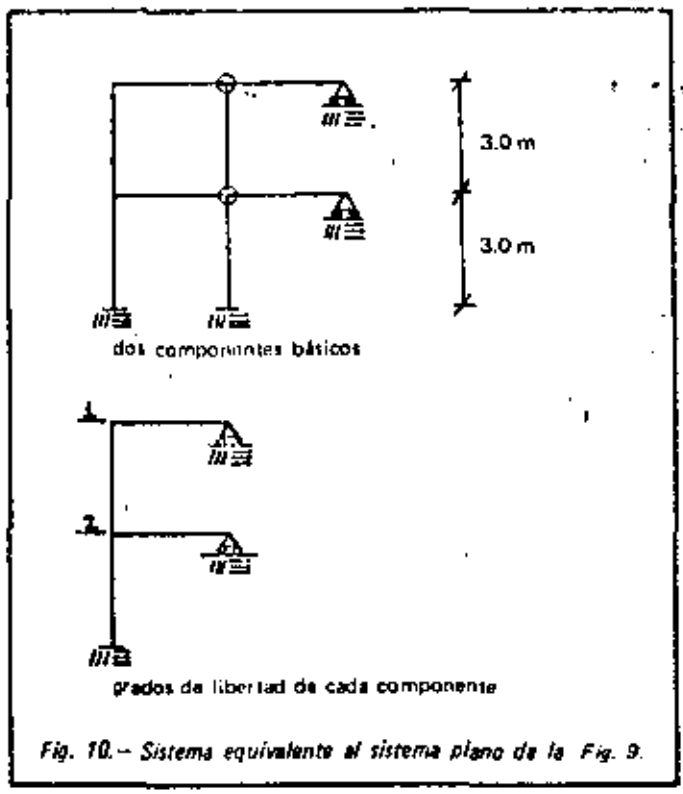


Fig. 10.– Sistema equivalente al sistema plano de la Fig. 9.

La matriz de rigidez de las columnas se proporciona en el Apéndice A. Para el primer componente básico $\alpha = 0$, $EI = 50{,}000$, $h = 3$. Interesan solamente las cuatro primeras filas y columnas de la matriz en cuestión que, efectuando las operaciones, se escriben:

$$\begin{bmatrix} 22{,}222 & & \text{simétrica} & \\ -22{,}222 & 22{,}222 & & \\ -33{,}333 & 33{,}333 & 66{,}667 & \\ -33{,}333 & 33{,}333 & 33{,}333 & 66{,}667 \end{bmatrix}$$

La rigidez de las vigas es simplemente

$$\frac{3\,EI}{L} = 3 \times 11{,}865 = 35{,}595$$

Sumando los respectivos aportes de las vigas y columnas (método directo de rigideces) se obtiene la matriz de rigidez del primer componente básico, que es:

$$\begin{bmatrix} 22{,}222 & & \text{simétrica} & \\ -22{,}222 & (22{,}222 + 22{,}222) & & \\ -33{,}333 & -33{,}333 & (66{,}667 + 35{,}595) & \\ -33{,}333 & (33{,}333 - 33{,}333) & 33{,}333 & (66{,}667 + 66{,}667 + 35{,}595) \end{bmatrix}$$

$$\left[\begin{array}{cc|cc} 22{,}222 & -22{,}222 & -33{,}333 & -33{,}333 \\ -22{,}222 & 44{,}444 & 33{,}333 & 0 \\ \hline -33{,}333 & 33{,}333 & 102{,}262 & 33{,}333 \\ -33{,}333 & 0 & 33{,}333 & 168{,}929 \end{array}\right]$$

Para obtener la matriz de rigidez lateral $\underline{K}_1$ de este componente se eliminan, mediante condensación estática, los últimos dos grados de libertad, y se obtiene así:

$$\underline{K}_1 = \begin{bmatrix} 22{,}222 & -22{,}222 \\ -22{,}222 & 44{,}444 \end{bmatrix} - \begin{bmatrix} -33{,}333 & -33{,}333 \\ 33{,}333 & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 102{,}262 & 33{,}333 \\ 33{,}333 & 168{,}929 \end{bmatrix}^{-1} \begin{bmatrix} -33{,}333 & 33{,}333 \\ -33{,}333 & 0 \end{bmatrix}$$

$$\underline{K}_1 = \begin{bmatrix} 8,163 & -12,901 \\ -12,901 & 32,832 \end{bmatrix}$$

Con el mismo procedimiento se obtiene la matriz de rigidez lateral $\underline{K}_2$ del componente 2. La diferencia más importante es que esta vez para calcular la matriz de rigidez de las columnas (Apéndice A) hay que considerar $\alpha = (12 \times 600,000)/(9 \times 560,000) = 1.429$. El resultado es:

$$\underline{K}_2 = \begin{bmatrix} 27,428 & -54,277 \\ -54,277 & 161,048 \end{bmatrix}$$

La matriz de rigidez lateral del sistema plano marco-muro completo es la suma $\underline{K}_1 + \underline{K}_2$, que da:

$$\underline{K} = \begin{bmatrix} 35,591 & -67,178 \\ -67,178 & 193,880 \end{bmatrix}$$

En este ejemplo se tuvieron que invertir dos matrices de 2 por 2. Con el método general se habría necesitado invertir una matriz de 14 por 14. Esto da una idea de las ventajas del método simplificado aquí propuesto.

RECONOCIMIENTO

Este artículo está basado en el aporte del autor a la Ref. 2, trabajo que fue patrocinado por el INFONAVIT. Se agradece a Roberto Meli la revisión crítica del artículo y a Luis Esteva sus valiosas sugerencias.

REFERENCIAS

1.- "Requisitos de seguridad y servicio para las estructuras, Título IV del Reglamento de construcciones para el Distrito Federal, con comentarios", Informe 400, Instituto de Ingeniería, julio de 1977.

2.- Bazán, E. y Barousse, E., "Análisis ante cargas laterales de edificios a base de muros de carga", Informe, Instituto de Ingeniería, junio de 1976

3.- Frischman, W.W., Prahbu, S.S. y Toppler, J.F., "Multi-story Frames and Interconnected Shear Walls Subjected to Lateral Loads", Concrete and Construction Engineering, 1963.

4.- Mac Leod, I.A., "Lateral Stiffness of Shear Walls with Openings, in Tall Buildings", Proc. of a Symposium on Tall Buildings, Pergamon Press, 1967.

5.- Clough, R.M., King, I.P. y Wilson, E.L., "Structural Analysis of Multistory Buildings", Proc. ASCE, Vol. 90, 1964.

6.- Stamato, M.C. y Stafford-Smith, B., "An Approximate Method for the Three Dimensional Analysis of Tall Buildings", Proc. Inst. Civ. Engrs., Vol. 43, julio de 1969.

7.- Khan, F.R. y Sbarounis, J.A., "Interaction of Shear Walls and Frames", Proc. ASCE, junio de 1964

8.- Rosenblueth, E. y Holtz, I., "Elastic Analysis of Shear Walls in Tall Buildings", Proc. ACI, Vol. 56, junio de 1960

9.- Wilson, E.L. y Dovey, "Three Dimensional Analysis of Building Systems TABS", Publicación EERC 7-8, University of California, Berkeley, 1972.

10 Bathe, K.J. y Wilson, E., "Numerical Methods in Finite Element Analysis", Prentice Hall, 1976

11.- Comité ACI 442, "Response of Buildings to Lateral Forces", ACI Journal, Vol. 68, febrero de 1971.

MUROS DE MAMPOSTERIA ANTE CARGAS LATERALES (capítulo 5)
por E. Bazán Z.

5. MUROS DE MAMPOSTERIA CONFINADOS POR MARCOS DE CONCRETO

5.1 *Antecedentes*

El caso de muros de mampostería confinados por marcos de concreto y sujetos a cargas laterales, ha sido materia de numerosas investigaciones experimentales y analíticas

Desde los primeros trabajos experimentales (ref 39 a 41) se reconocieron las siguientes etapas de comportamiento en este tipo de sistema estructural: para cargas laterales bajas muro y marco trabajan esencialmente como una viga peraltada en la cual son importantes las deformaciones debidas a flexión y a cortante; para cargas mayores, aunque apreciablemente menores que la máxima, ocurre una separación en parte de la zona de contacto entre muro y marco confinante y el muro queda apoyado en dos esquinas opuestas del marco (fig 59).

trabajando básicamente como una diagonal en compresión; si el marco tiene suficiente resistencia para admitir las fuerzas axiales y cortantes que le trasmite el muro , la carga máxima se alcanza usualmente cuando el muro se agrieta en la dirección de su diagonal comprimida; si el marco tiene ductilidad suficiente, dicha carga se sostiene aún después del agrietamiento diagonal. Este tipo de comportamiento difiere por completo del que tienen muro y marco actuando independientemente uno del otro.

Los actuales reglamentos para diseño de construcciones requieren análisis elásticos para estimar las acciones que los sismos producen en los edificios; a pesar de que existen programas para computadora muy generales para análisis elástico (ref 42), es imprácticó en este paso modelar cada muro con varios elementos finitos como se hace en este trabajo, porque se tendrían que manejar demasiados grados de libertad, lo cual no solo requiere del uso apreciable de tiempos de computadora, sino que dificulta bastante la preparación de datos y la interpretación de resultados. Por ello es conveniente representar un muro mediante uno o pocos elementos estructurales cuyas características sean familiares a los ingenieros estructurales; varios autores (ref 40, 43 y 44), habiendo advertido la separación entre muro y marco confinante, han propuesto diagonales equivalentes para determinar la rigidez lateral de dichos sistemas, los resultados se basaron en estudios

analíticos elásticos con hipótesis sencillas sobre las distribuciones de esfuerzos, o en ensayes en especímenes a escala. Posteriormente se han efectuado estudios paramétricos empleando el método del elemento finito para atacar el problema de análisis elástico de forma más realista, considerando la separación entre muro y marco en zonas donde los esfuerzos son de tensión (ref 45), y deslizamientos en donde, existiendo esfuerzos de compresión, los esfuerzos cortantes exceden cierta resistencia a fricción (ref 46 y 47); como resultados finales se proponen, para su uso en la práctica, coeficientes de flexibilidad (ref 45) o puntales diagonales equivalentes (ref 46).

Mac Leod (ref 48) y Braga (ref 49) examinando distintos métodos para el análisis elástico de muros con una hilera central de huecos, encontraron que se obtienen resultados bastante precisos considerando los muros como columnas, pero tomando en cuenta las deformaciones por cortante, y suponiendo que las zonas de las vigas que se encuentran dentro de los muros son infinitamente rígidas a flexión (fig 56). Este método, denominado de la columna ancha, tiene la ventaja de que puede ser fácilmente incorporado en los procedimientos para analizar edificios a base de marcos (ref 50),

e inclusive ha servido de base para desarrollar métodos simplificados de análisis (ref 51). Para verificar la aplicabilidad de este método cuando los muros son de mampostería, se analizó en este trabajo el conjunto muro-marco

mostrado en la fig 56 con elementos finitos (que puede considerarse exacto) como con el método citado. Se aprecia en dicha figura que los errores en desplazamientos son menores que dos por ciento.

Recientemente, empleando técnicas de subestructuración, se ha desarrollado un grupo de elementos de 12 grados de libertad para representar a los muros de relleno (ref 52); aunque el problema numérico se reduce bastante en comparación con la representación de un muro con varios elementos finitos, sigue siendo alto el número de grados de libertad, puesto que hay que añadirle algunos correspondientes al marco y serían 24 en total. Por ello sigue siendo atractivo el uso de diagonales equivalentes y de columnas anchas; en el primer caso el número de grados de libertad se mantiene igual, y en el segundo se reduce, con respecto al del marco sin muro. También debe considerarse que no se justifica un análisis elástico refinado cuando se tienen incertidumbres en las propiedades mecánicas y geométricas de los elementos, y en la correlación de este análisis con el comportamiento inelástico de la estructura, que ocurrirá ante sismos severos.

5.2 *Casos analizados*

En este capítulo, empleando programas escritos especialmente, se analizaron, ante una carga lateral, 11 tableros muro-marco confinante como el de la fig 57. Las mallas de elementos finitos adoptadas fueron similares a la de la fig 58. Se mantuvieron constantes las propiedades mecánicas, siendo la relación entre los módulos de elasticidad del marco E_c y de la mampostería E_m igual a 10; como se supuso que $G_m = E_m/2.6$, la relación E_c/G_m vale 26. Tampoco cambiaron la altura del muro (300 cm) ni su espesor (15 cm). Las propiedades geométricas adicionales que definen los 11 casos se dan en la tabla 6; como variables más importantes se consideraron la relación de aspecto del muro, que asumió los valores 1.0, 1.5 y 2.0, y las dimensiones de la sección transversal del marco que, en cm, se hizo variar entre 15 x 15 y 40 x 40.

Siguiendo el comportamiento observado experimentalmente, para cada caso se analizaron tres etapas: en la primera muro y marco están completamente ligados; en la segunda se permite agrietamiento en la zona de contacto entre muro y marco, y en la tercera, además se considera una grieta en la dirección de la diagonal en compresión del muro (fig 58). En la segunda etapa se supone que muro y marco se separan cuando entre ellos hay esfuerzos normales de tensión, y si éstos son de compresión,

que hay deslizamiento cuando los esfuerzos cortantes son mayores que 0.3 veces los esfuerzos normales. El agrietamiento diagonal se reproduce mediante elementos finitos previamente agrietados (fig 58) que tienen rigidez solo en la dirección de la diagonal.

Un aspecto de interés se refiere al ancho de la zona agrietada diagonalmente, que se ha denominado W. Cambiando el número de elementos agrietados y/o el tamaño de la malla se modificó la relación W/l_d (l_d es la dimensión de la diagonal) y se encontró que la misma influye muy poco en los resultados que interesan para este trabajo; por ejemplo, como se aprecia en la fig 58, la rigidez lateral varía solo 3 por ciento cuando W/l_d cambia de 0.115 a 0.278; los cambios en esfuerzos de interés no excedieron del 5 por ciento. En los casos aquí estudiados se emplearon valores de W/l_d comprendidos entre 0.17 y 0.21.

En el cap 3 se mencionó que el proceso de separación y deslizamiento de nudos en la zona de contacto entre muro y marco no siempre es convergente; y de hecho no lo ha sido en varios casos analizados en este capítulo; sin embargo como en estos casos la divergencia proviene de que uno o pocos nudos se unen y se separan, se analizaron los marcos con dichos nudos separados y unidos, y, dado que no se encontraron diferencias importantes en las cantidades de interés, se

consideró que se tenían resultados aceptables.

Los resultados de análisis en que se considera la separación entre muro y marco dependen obviamente del tipo de carga; durante un temblor el estado de cargas sobre un muro es una combinación variable de cargas axiales y cortantes y momentos flexionantes. Stetson (ref 45) comparó las flexibilidades que se obtienen al aplicar dos fuerzas iguales y opuestas en los extremos superiores de las columnas, esto es un par , con las correspondientes a una carga lateral como la empleada en este trabajo, y encontró que eran similares, debido a que la mayor parte de la disminución de la rigidez del sistema muro-marco se debe al agrietamiento en las partes inferior e izquierda de la zona de contacto, el cual se presentó en forma parecida en ambos casos. Las cargas verticales, que debido a la diferencia de módulos de elasticidad se trasmiten en su mayor parte a través de las columnas, evitan a veces las separaciones verticales entre muro y marco, pero, ante cargas laterales altas, se producen en su lugar deslizamientos, que provocan un deterioro de la rigidez lateral muy similar al debido a las separaciones Por lo anterior se ha juzgado adecuado usar en este estudio una carga lateral en la parte superior del muro.

Para dar más generalidad a los resultados se los ha expresado en forma adimensional. Cabe notar que en cualquier caso los valores adimensionales son estrictamente los

mismos que en otro caso en el cual se hayan multiplicado por una constante las dos dimensiones en el plano del muro, o las tres dimensiones, sin variar las demás propiedades;

o también para otro caso en que los módulos de elasticidad E_m, E_c de muro y marco y sus respectivos espesores t_m y t_c se cambian manteniendo $E_c t_c / E_m t_m$ constante. Dado que los resultados indican que en el sistema muro-marco se comporta esencialmente como una viga I, en la cual las columnas constituyen los patines, resistiendo el momento de volteo mediante cargas axiales, y el muro es el alma, trabajando a cortante, se ha empleado como parámetro principal el cociente $\lambda = E_c A_c / G_m A_m$, que contiene a las propiedades físicas y geométricas más relevantes. Examinando algunos resultados de Stetson (ref 45), quien analizó varios muros cuadrados, se encontró que para aquellos casos en que el parámetro citado es el mismo, los resultados son muy similares, a pesar de tener distintas dimensiones y secciones transversales, y diferentes módulos de elasticidad.

5.3 *Tableros cuadrados*

Los resultados para tableros cuadrados se presentan gráficamente en las fig 59 a 63; en la primera de ellas se muestran las configuraciones típicas de grietas entre muro y marco; cuando no existe grieta diagonal, debido a los esfuerzos de tensión, se abre casi toda la parte inferior e izquierda de la zona de contacto; en la parte superior y derecha el

agrietamiento es menos extendido. Cuando ocurre una grieta diagonal se cierra parte de la grieta entre muro y marco, sobre todo en la parte inferior, y hay deslizamiento del muro sobre el marco en lugar de separación entre ambos. Lo anterior se debe a que la grieta diagonal desliga al triángulo superior derecho del muro del inferior izquierdo, y permite que ambos se apoyen más en el marco. Analizando las distribuciones de esfuerzos correspondientes a distintos niveles de agrietamiento se comprenden las características esenciales del trabajo combinado muro-marco confinante ante cargas laterales.

5.3.1 Esfuerzos

En la fig 60 se muestran los esfuerzos cortantes y principales a tensión y compresión máximos, en la sección vertical del muro, en función de un esfuerzo nominal definido como el cociente V/A_m, donde V es la fuerza cortante y A_m el área de la sección transversal del muro. Se aprecia que la grieta entre muro y marco hace crecer sensiblemente los esfuerzos mencionados; la grieta diagonal aumenta aún más los esfuerzos de compresión (los esfuerzos de tensión y cortantes son nulos de acuerdo con el modelo adoptado para representar esta grieta). Los valores máximos de los esfuerzos cortantes son en general mayores que V/A_m. Para un estado dado de agrietamiento todos los esfuerzos centrales en el muro disminuyen al crecer el área del marco; la explicación es que el marco toma más fuerza cortante mientras mayor sea su rigidez con

respecto a la del muro; esto se verificó examinando los esfuerzos en las columnas.

Lo anterior sugiere que puede obtenerse una mejor estimación de los esfuerzos cortantes considerando también las áreas de las columnas al definir el esfuerzo nominal, es decir, expresándolos en función de $\tau^* = V/(A_m + 2A_c)$; esto se hizo en la fig 60 para los esfuerzos correspondientes a agrietamiento entre muro y marco, con y sin grieta diagonal; y se concluye que, cuando no hay grieta diagonal, los esfuerzos en el centro del muro se pueden calcular, prácticamente sin cometer errores, con las expresiones

$$\begin{aligned} \tau &= 1.6\ \tau^* \quad \text{(esfuerzo cortante)} \\ \sigma_I &= 0.7\ \tau^* \quad \text{(esfuerzo principal de tensión)} \\ \sigma_{II} &= 2.5\ \tau^* \quad \text{(esfuerzo principal de compresión)} \end{aligned} \qquad 5.1$$

Si existe grieta diagonal los esfuerzos de compresión se pueden estimar, en forma conservadora cuando λ es grande, como

$$\sigma_{II} = 4.5\ \tau^* \qquad 5.2$$

En la fig 61 se presentan los esfuerzos cortantes y normales en las columnas del marco, para adimensionalizarlos, se han empleado las cantidades τ' y σ' definidas en la fig 57. Si una columna tomara toda la fuerza cortante tendría un esfuerzo promedio igual a τ', se aprecia que los esfuerzos cortantes

cuando muro y marco están ligados completamente son relativamente pequeños y van creciendo al aumentar λ, esto es, al crecer la rigidez de las columnas con respecto a la del marco. Cuando ocurre el agrietamiento entre muro y marco los esfuerzos cortantes alcanzan sus máximos valores y una de las columnas llega a tomar más de la mitad de la fuerza cortante total, esto se debe a la grieta que existe en la parte inferior de la unión entre muro y marco. El agrietamiento diagonal hace que parte del muro se vuelva a apoyar en el marco y por tanto se reducen las fuerzas cortantes en las columnas.

Los esfuerzos de tensión σ_t y compresión σ_c en las columnas serían iguales a σ' si el momento de volteo fuese resistido exclusivamente por el par de fuerzas axiales en dichas columnas. Inicialmente σ_t y σ_c crecen junto con λ, porque aumenta la rigidez axial de las columnas y toman una mayor parte del movimiento de volteo. Cuando λ crece más, los esfuerzos en cuestión se mantienen más o menos constantes o disminuyen, debido a que las columnas van resistiendo por flexión parte del momento de volteo, esto es más notorio si el muro está agrietado diagonalmente porque aumentan las deformaciones laterales, y por tanto mayores momentos tienen las columnas. Existen casos en que σ_t es mayor que σ, que se explican porque el brazo del par es menor que la distancia entre columnas empleado para definir σ'.

De acuerdo con la fig 61 es aceptablemente conservador, estimar los esfuerzos máximos en las columnas del marco como:

$$\tau_c = 0.60\ \tau' = 0.6\ V/A_c \qquad 5.3$$

$$\sigma_t = 1.05\ \sigma' = \frac{Vh}{(0.95\ell)A_c}$$

$$\sigma_c = 0.95\ \sigma'$$

5.3.2 Rigidez lateral

Cuando no existen grietas la rigidez lateral K del sistema se puede calcular como en una columna ancha (fig 23), esto es, con la expresión:

$$\frac{1}{K} = \frac{\ell^3}{3E_c I} + \frac{\ell}{G_m A_t} \qquad 5.4$$

donde el momento de inercia proviene exclusivamente de la rigidez axial de las columnas ($I = A_c \ell^2/2$) y el área de cortante es la suma de las áreas de muro y columnas ($A_t = A_m + 2A_c$). Se cometen con esta expresión errores comprendidos entre 2 y 5 por ciento con respecto a los valores obtenidos con elementos finitos.

Para los casos en que existe agrietamiento entre muro y marco, con o sin grieta diagonal, se proponen dos alternativas para calcular la rigidez; la primera consiste en conservar las

propiedades geométricas y físicas del marco y remplazar el muro por una diagonal con módulo de elasticidad $E_m = 2.6\ G_m$, cuyo ancho es tal que el sistema marco diagonal tiene la rigidez lateral obtenida con elementos finitos. En la segunda alternativa se sugiere considerar que muro y marco siguen constituyendo después del agrietamiento una columna ancha. Así para valuar la rigidez se utiliza la expresión 5.3, salvo que en vez de A_t debe considerarse un valor menor, para coincidir con los resultados del método de elementos finitos.

En la fig 62 se presentan los resultados correspondientes a agrietamiento entre muro y marco que permiten calcular la rigidez denominada k_o en los modelos trilineales estudiados en el capítulo anterior, se observa que el área de cortante A_o crece al aumentar λ, debido a que la rigidez a cortante de las columnas del marco es cada vez más importante; por esta razón A_o varía mucho menos con λ cuando se expresa como fracción del área total de la sección transversal A_t que cuando se da como fracción del área del muro A_m.

También el ancho de la diagonal equivalente w_o, que en la fig 62 se da como fracción de la altura h del muro, crece junto con λ; esto parece deberse a que la diagonal no restringe los giros de las esquinas del marco como lo hace el muro; esta restricción es más importante mientras mayores son las dimensiones de la sección transversal del marco.

Dado que en la forma en que se han expresado A_o y w_o varían de manera prácticamente lineal con λ, se incluyen en la fig 62 las rectas definidas por:

$$\frac{A_o}{A_t} = 0.25 + 0.023\lambda \qquad 5.5$$

$$\frac{w_o}{h} = 0.35 + 0.022\lambda \qquad 5.6$$

Ambas ecuaciones producen errores menores de 5 por ciento con respecto a los valores calculados para los casos estudiados.

De acuerdo con lo concluido en el capítulo precedente, son de más interés los casos en que existe agrietamiento diagonal además de grietas entre muro y marco, porque permiten calcular la rigidez secante k_1, que se propone emplear para el análisis sísmico de edificios. Estos resultados se presentan en la fig 63; se percibe que tanto el área de cortante equivalente A_1, como el ancho de la diagonal equivalente w_1 varían más suavemente con λ que A_o y w_o, correspondientes a cuando no hay grieta diagonal (fig 62).

Como era de esperarse A_1 y w_1 son menores que A_o y w_o, respectivamente, debido al mayor deterioro del muro.

También A_1 y w_1 cambian casi linealmente con λ, y se pueden calcular mediante las siguientes expresiones (ambas

incluidas en la fig 63):

$$\frac{A_1}{A_t} = 0.15 + 0.01\ \lambda \qquad 5.7$$

$$\frac{w_1}{h} = 0.22 + 0.0085\ \lambda \qquad 5.8$$

Con la ec 5.7 se cometen errores menores que 5 por ciento en el intervalo de valores de λ estudiado; la ec 5.8 produce la misma aproximación salvo para valores bajos de λ en que se yerra hasta en 10 por ciento.

Se calcularon, empleando resultados del método de elementos finitos, las relaciones k_1/k_o para los cuatro tableros cuadrados analizados, y se obtuvieron los valores 0.65, 0.64, 0.69 y 0.70; ninguno de ellos difiere en más de 4% de 0.67, que corresponde según la tabla 2 a muros diafragma de piezas macizas, de acuerdo con datos experimentales.

5.4 *Tableros con relación de aspecto distinta de 1*

Para tableros con relaciones de aspecto iguales a 1.5 y 2.0 (fig 57) se obtuvieron los mismos resultados que para tableros cuadrados, y se presentan, en forma adimensional, en las fig 64 a 67. Se ha procurado reproducir estos resultados mediante expresiones sencillas en las que aparezca como parámetro adicional la relación de aspecto ζ, con el propósito de poderlos interpolar y extraplolar a casos no estudiados..

5.4.1 Esfuerzos

Los esfuerzos cortantes τ y principales de tensión σ_I en la sección central del muro, cuando solo existe agrietamiento entre muro y marco, se presentan en la fig 64. Se percibe que la variación de ambos con λ es pequeña y que es adecuado estimarlos independientemente del valor de este parámetro. τ se puede calcular como 1.6 τ^*, tanto cuando ζ vale 1.5 como 2.0; esta estimación es además la misma que se propuso para $\zeta = 1$ (ec 5.1).

Para σ_I se puede emplear la expresión

$$\sigma_I = (0.9 - 0.2\ \zeta)\tau^* \qquad 5.9$$

esta sí dependiente de ζ; con ella σ_I/τ^* vale 0.6 para $\zeta = 1.5$ y 0.5 para $\zeta = 2.0$; solo para valores altos de λ se

cometen errores perceptibles, del lado de la seguridad. La ec 5.9 incluye como caso particular a los tableros cuadrados, puesto que para $\zeta = 1$ coincide con la ec 5.1.

Para los esfuerzos de compresión cuando existe agrietamiento diagonal es aplicable la ec 5.2, aunque para valores altos de λ, es conservadora. Nótese nuevamente la independencia de ζ.

Los esfuerzos en las columnas del marco confinante se presentan en la fig 65 . Los esfuerzos cortantes máximos se pueden extimar, de manera conservadora para valores bajos de λ, como $\tau_c = 0.6\ \tau'$, para $\zeta = 1.5$ y como $\tau_c = 0.55\ \tau'$ para $\zeta = 2.0$. Recordando que para tableros cuadrados $\tau_c = 0.6\ \tau'$ (ec 5.3) parece adecuado, por sencillez emplear esta última aproximación independientemente de ζ.

Para calcular los esfuerzos máximos axiales, σ_t de tensión y σ_c de compresión se pueden adoptar las expresiones:

$$\sigma_t = \frac{Vh}{z\ell A_c} \qquad 5.10$$

$$\sigma_c = z\,\frac{Vh}{\ell A_c}$$

con $\quad z = 1.15 - 0.2\,\zeta \leq 1.0$

En la variación de z con ζ se refleja la disminución del brazo del par interno al crecer la relación de aspecto. También estas expresiones coinciden con las propuestas para tableros cuadrados (ec 5.3).

5.4.2 Rigidez lateral

Para fines de valuar la rigidez lateral la expresión 5.4 es también aplicable para $\zeta = 1.5$ y 2.0, cuando no existe grieta alguna en el sistema muro-marco. Los errores involucrados son menores que 4 por ciento.

Para la situación de agrietamiento entre muro y marco solamente, se muestran en la fig 66 las áreas de cortante A_o y ancho de diagonales w_o equivalentes. Se observa que, en la forma adimensional en que se han presentado, ambas cantidades varían en forma sensiblemente lineal con el parámetro λ; por ello A_o se puede calcular aproximadamente con:

$$\frac{A_o}{A_t} = 0.37 - 0.12\,\zeta + 0.023\,\lambda \qquad 5.11$$

Los errores máximos en que se incurre con la expresión anterior son menores que 5 por ciento.

Para w_o se puede emplear la ec 5.6, propuesta para $\zeta = 1.0$; los errores son menores que 4 por ciento, salvo para $\zeta = 1.5$ en que para valores λ menores que 1.5 se yerra hasta en 10 por ciento. Procede notar que aunque w_o tenga un mismo valor para λ y h dados , independientemente de ζ, la diagonal equivalente sí será más rígida lateralmente cuando ζ aumenta, puesto que estará más inclinada horizontalmente.

Los resultados para los casos en que existen grietas entre muro y marco, y en la diagonal del muro, se muestran en la fig 67. Otra vez, se percibe que tanto el área de cortante A_1 y el ancho de la diagonal w_1 equivalentes, tienen variación prácticamente lineal con λ; la ecuación dibujada como aproximación para A_1 es:

$$\frac{A_1}{A_t} = 0.20 - 0.05\ \zeta + 0.019\ \lambda \qquad 5.12$$

Esta ecuación coincide con la ec 5.7 cuando ζ=1.0; los errores que implica su uso son menores que 5 por ciento.

Se puede calcular w_1 con:

$$\frac{w_1}{h} = 0.19 + 0.03\ \zeta + 0.0035\ \lambda \qquad 5.13$$

expresión que también coincide en la propuesta para tableros cuadrados (ec 5.7)

Lo pequeño de los coeficientes de ζ y λ sugiere que un valor constante de w_1/h podría constituir una aproximación razonable. Si se usan 0.28 como este valor constante se tienen en la rigidez lateral resultados que difieren en menos del 10 por ciento de los 11 obtenidos con elementos finitos, salvo cuando ζ = 1.0 y λ = 1.38, y ζ = 1.5 y λ = 0.90 en que los errores son 23 y 16 por ciento respectivamente.

Todas las expresiones dadas para obtener áreas de cortante

cuando existe agrietamiento son crecientes con λ; se podrían obtener menos variaciones si diera más peso al área de las columnas en A_t (definida con $2A_c + A_m$), esto se debe a que la rigidez lateral proveniente de las columnas es más importante en este estado que cuando no existe agrietamiento, caso en el cual la variación con λ es imperceptible si se considera que el área de cortante es igual a A_t, para cualquier valor de ζ.

5.5 Conclusiones y comentarios

Se ha encontrado en este capítulo expresiones sencillas para estimar esfuerzos y rigideces de muros de mampostería confinados por marcos de concreto sujeto a carga lateral, para distintos niveles de agrietamiento. De los resultados se desprende que los momentos flexionantes son resistidos principalmente por las columnas trabajando como patines de una viga doble T, y las fuerzas cortantes por el muro y las columnas, siendo la participación de estas últimas más importante mientras más agrietamiento haya.

Las variables más importantes en el trabajo combinado de muro y marco se pueden tomar en cuenta mediante los parámetros adimensionales λ , que mide la rigidez relativa entre muro y marco, y ζ, relación de aspecto del sistema (fig 57). Aunque se han cubierto intervalos limitados de estos dos parámetros la mayoría de los casos prácticos caen dentro de dichos intervalos, además, es razonable extrapolar limitadamente ciertos resultados, porque, en la mayoría de los casos, los mismos tienen una variación sensiblemente lineal; así, se considera que las expresiones aquí deducidas son válidas para $0.75 \leq \zeta \leq 2.5$ y para $0.9 \leq \lambda \leq 1$, y difícilmente habrán casos prácticos que caigan fuera de estos límites.

Los resultados obtenidos son válidos no solo para muros de mampostería y marcos de concreto, sino para sistemas muro marco de otros materiales, por ejemplo muros de concreto confinados por

marcos de acero.

Este capítulo muestra la forma en que las conclusiones extraídas en los capítulos anteriores pueden emplearse para obtener resultados prácticos, incluyendo efectos no lineales, pero sin la necesidad de laboriosos y costosos análisis paso a paso. La idea de estudiar sistemas estructurales con estados preestablecidos de deterioro no es aplicable solamente a la mampostería y al agrietamiento, sino a otros materiales y otros tipos de falla. Por ejemplo, se pueden así tratar problemas de concreto reforzado incluyendo agrietamientos y fallas por compresión en el concreto y fluencia del refuerzo, con los criterios expuestos en el segundo capítulo de este trabajo.

Engineering and Structural Dynamics, 7,3 (may-jun 1979)

33. Newmark, N M, "A method of computation for structural dynamics", *Journal of the Engineering Mechanics Division, Procs ASCE*, 85, EM3 (jul 1959)

34. Bathe, K J y Wilson, E L, *Numerical methods in finite element analysis*, Prentice Hall Inc, Nueva Jersey (1976)

35. Hilber, H M, "Analysis and design of numerical integration methods in structural dynamics", *Earthquake Engineering Research Center, Universidad de California*, EERC 76-79, Berkeley (1976)

36. Hernández, O "Diseño de muros de concreto con falla por cortante", Tesis Doctoral, *Facultad de Ingeniería, UNAM* (abr 1980)

37. "Rationalisation of safety and serviceability factors in structural codes", *Construction Industry Research and Information Association*, 63, Londres (jul 1977)

38. Esteva L, Conferencia no publicada, Colegio de Ingenieros Civiles de México, 1979

REFERENCIAS (CAP 5)

39. Benjamin, J R y Williams, H A, "The behavior of one-story brick shear walls", *Journal of the Structural Division, Procs, ASCE*, 84, ST4 (jul 1958)

40. Poliakov, S V, "On the interaction between masonry

filler walls and enclosing frame when loaded in the plane of the wall", Translations in Earthquake Engineering, *Earthquake Engineering Research Institute*, San Francisco (1960)

41. Esteva, L "Estudios teóricos y experimentales para el diseño sísmico de edificios con muros rigidizantes de mampostería", *Memorias, I Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Guadalajara (nov 1965)

42. Bathe, K J, Wilson, E L y Peterson, F E, "SAP IV: A structural analysis program for static and dynamic response of linear systems", *Earthquake Engineering Research Center, Universidad de California*, EERC 73-11, Berkeley (1973)

43. Holmes, M "Steel frames with bricwork and concrete infilling", *Procs, Institution of Civil Engineers*, 19 (1961)

44. Stafford Smith, B, "Lateral stiffness of infilled frames", *Journal of the Structural Division, Procs*, ASCE, 88, ST 6 (dic 1972)

45. Stetson, M, "Finite element study of the elastic behavior of plane frames with filler walls", Tesis Doctoral, *Universidad de Illinois*, Urbana (jul 1971)

46. Riddintong, J R y Stafford Smith, B, "Analysis of

infilled frames subjected to racking with desing recommendations", *The Structural Engineer*, 5, 6 (jun 1977)

47. King, G J W y Paudey, P C, "The analysis of infilled frames using finite elements", *Proc, Institution of Civil Engineers*, Parte 2, 65 (dic 1978)

48. Mc Leod, I A, "Lateral stiffnes of shear walls with openings", publicado en *Tall Buildings* (Eds A Coull y B Stafford Smith), Pergamon Press Ltd, Londres (1967)

49. Braga, L "Comparative study of shear walls with openings by the finite element method and as a frame structure", *Proc, Regional Conference on Tall Buildings*, Madrid (sep 1973)

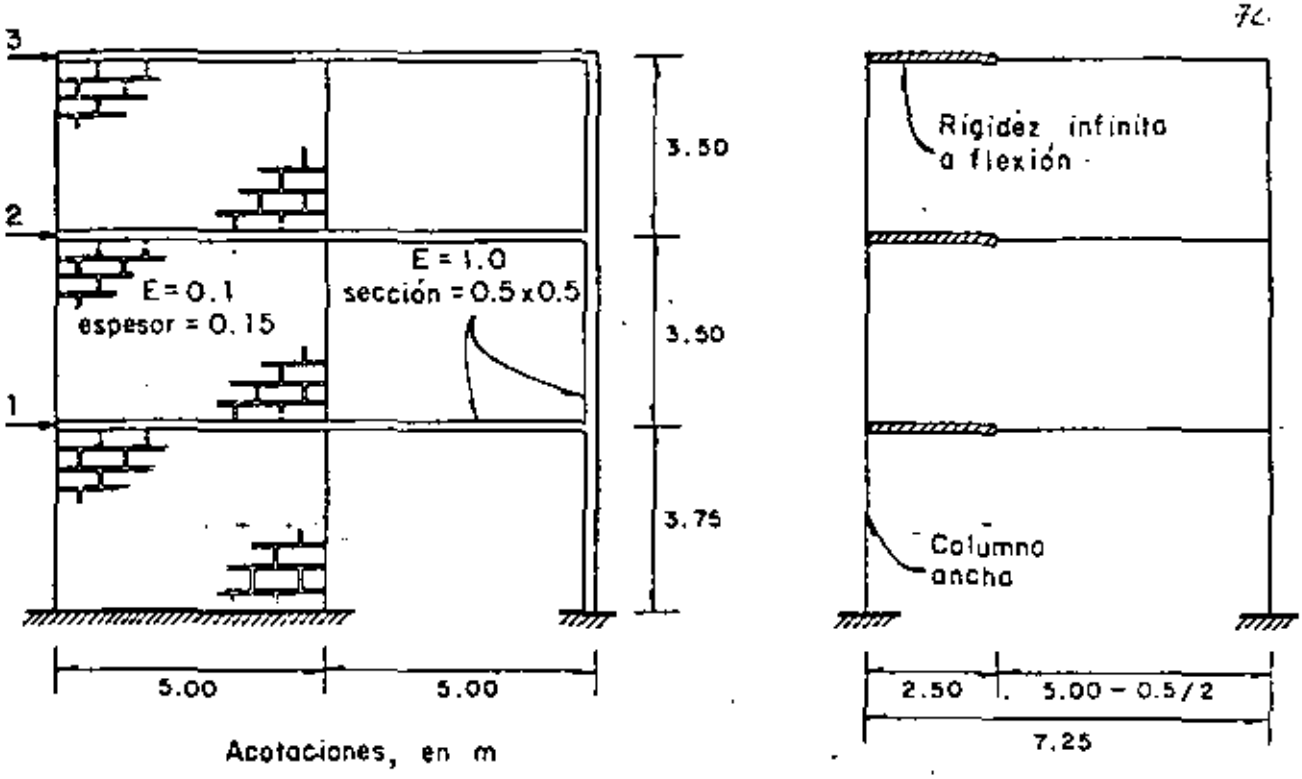
50. Wilson, E L y Dovey, H H, "Three dimensional analysis of building systems-TABS", *Earthquake Engineering Research Center, Universidad de California*, EERC 72-8, Berkeley (dic 1972)

51. Bazán, E, "Análisis sísmico de edificios con muros rigidizantes", *IMCYC*, 41, 91, México (mar-abr 1978)

52. Axley, J W y Bertero, V V, "Infill panels: their influence on seismic response of building", *Earthquake Engineering Research Center, Universidad de Californía*, UCB/EERC 79 28, Berkeley (1979)

TABLA 6. PROPIEDADES DE LOS CASOS ANALIZADOS

Relación de aspecto ζ	Sección del marco (cm x cm)	$\lambda = \frac{E_c A_c}{G_m A_m}$
1.0	15 x 15	1.37
	20 x 20	2.48
	30 x 30	5.78
	40 x 40	10.67
1.5	15 x 15	0.90
	20 x 20	1.61
	30 x 30	3.71
	40 x 40	6.76
2.0	20 x 20	1.20
	30 x 30	2.74
	40 x 40	4.95



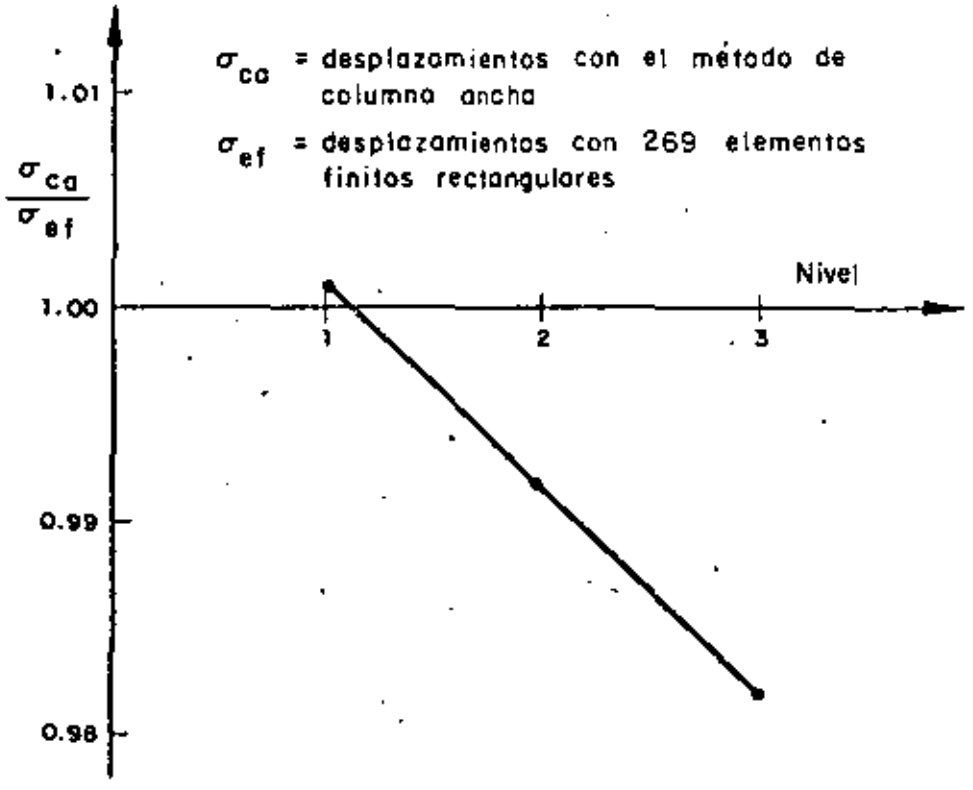
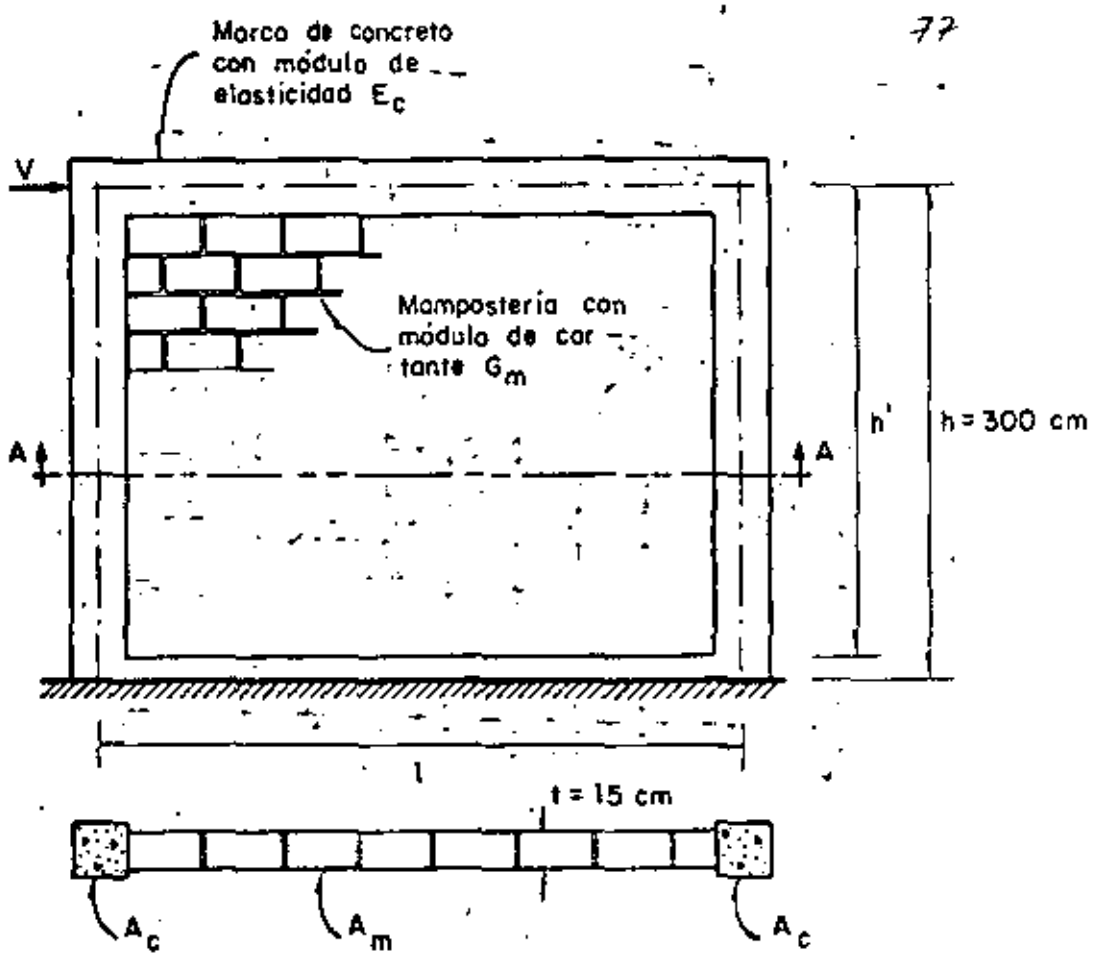


Fig 56. Comparación del método de elementos finitos con el de la columna ancha



Corte A-A

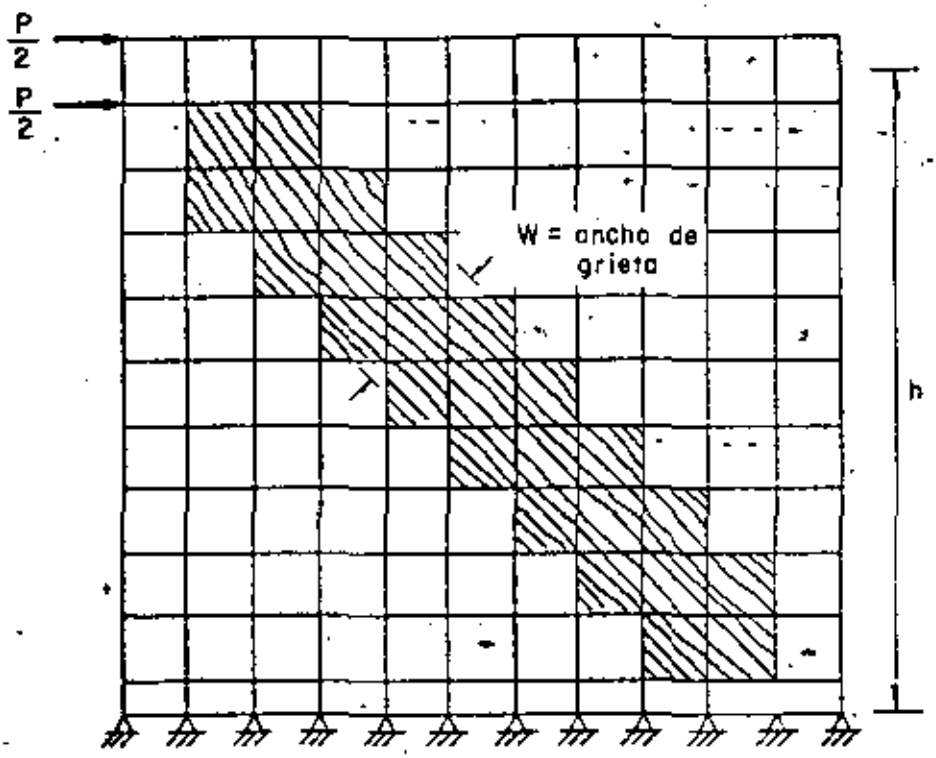
Definiciones

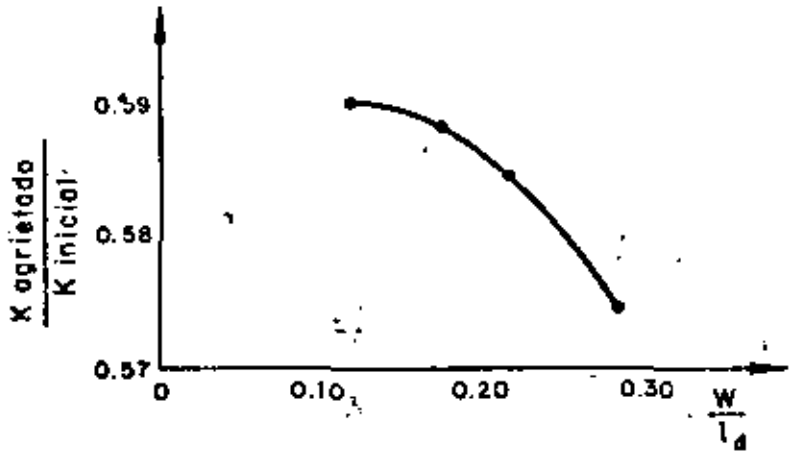
$$\tau^* = \frac{V}{(A_m + 2A_c)} \qquad \zeta = \frac{l}{h} = \text{relación de aspecto}$$

$$\tau' = \frac{V}{A_c} \qquad \lambda = \frac{E_c A_c}{G_m A_m}$$

$$\sigma' = \frac{Ph'}{lA_c} \qquad I = \frac{A_c l^2}{2}$$

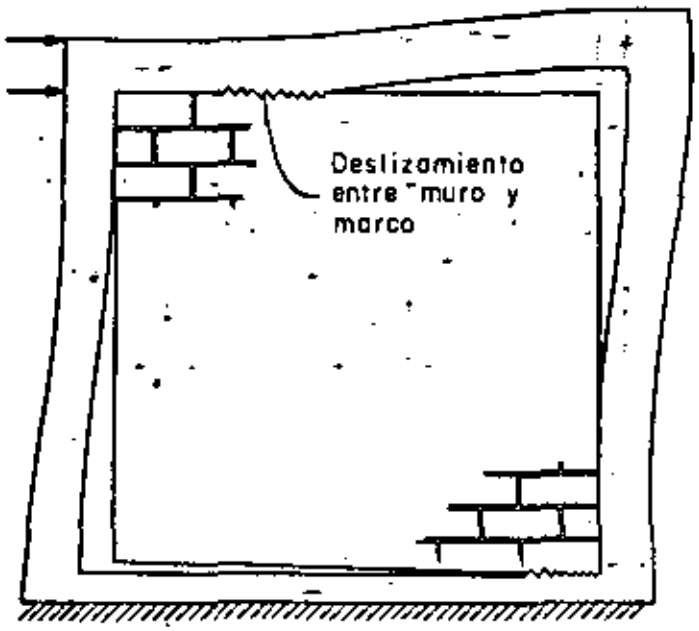
Fig 57. Esquema de los muros analizados y definiciones empleadas



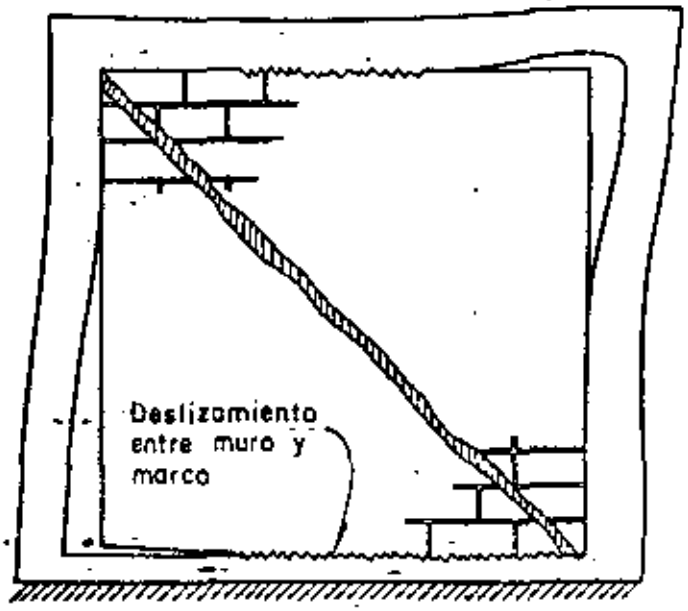


l_d = Longitud de la diagonal del muro

Fig 58. Efecto del ancho de una grieta diagonal en la rigidez lateral de un muro con mano confinante

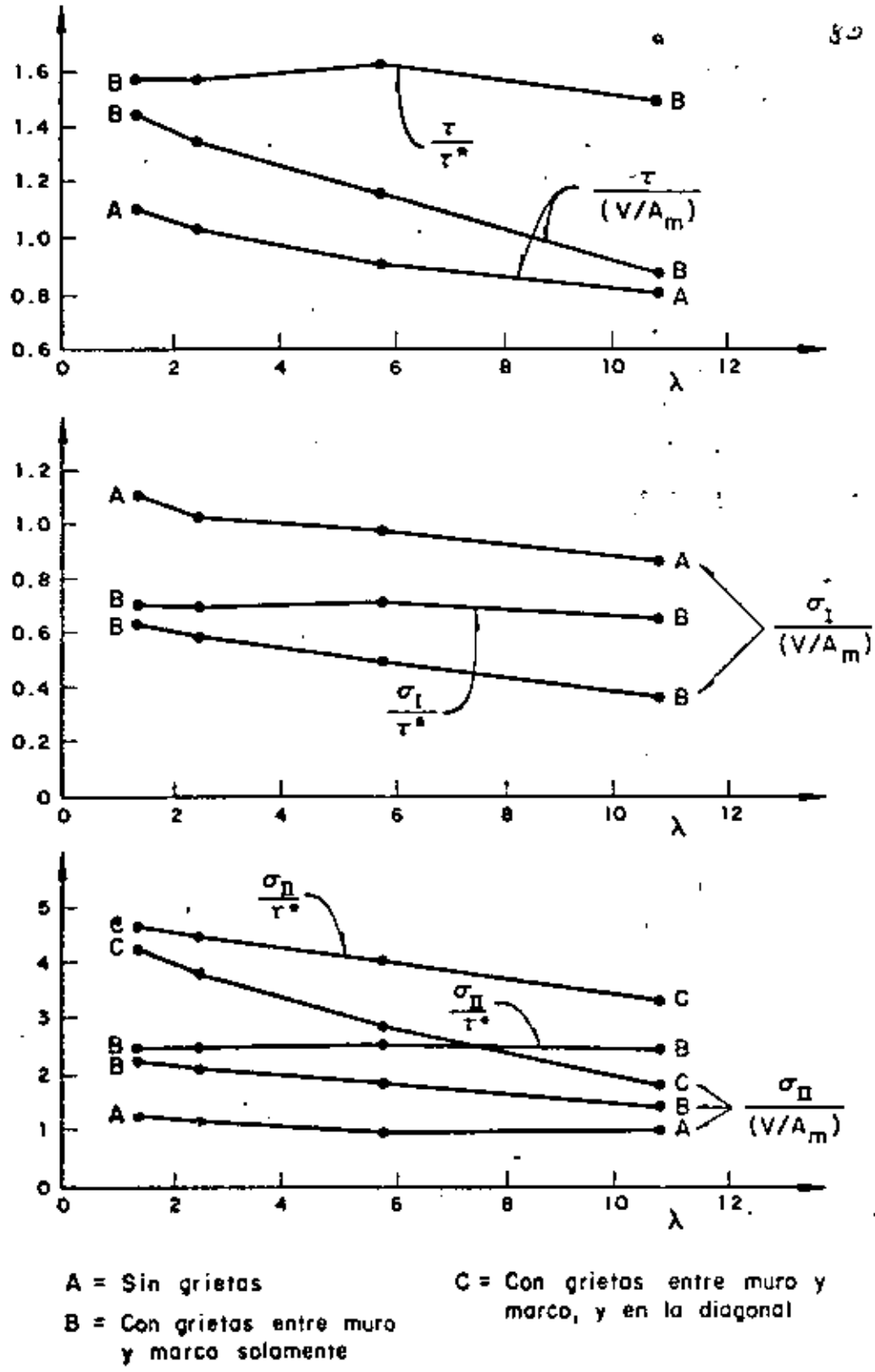


a) Sin grieta diagonal



b)-Con grieta diagonal

Fig 59. Configuración típica de agrietamiento entre muro y marco



A = Sin grietas

B = Con grietas entre muro y marco solamente

C = Con grietas entre muro y marco, y en la diagonal

Fig 60. Tableros cuadrados. Esfuerzos cortantes τ y principales σ_I (tensión) y σ_{II} (compresión) en la sección central del muro (V, A_m, τ^* y λ se definen en la fig 57)

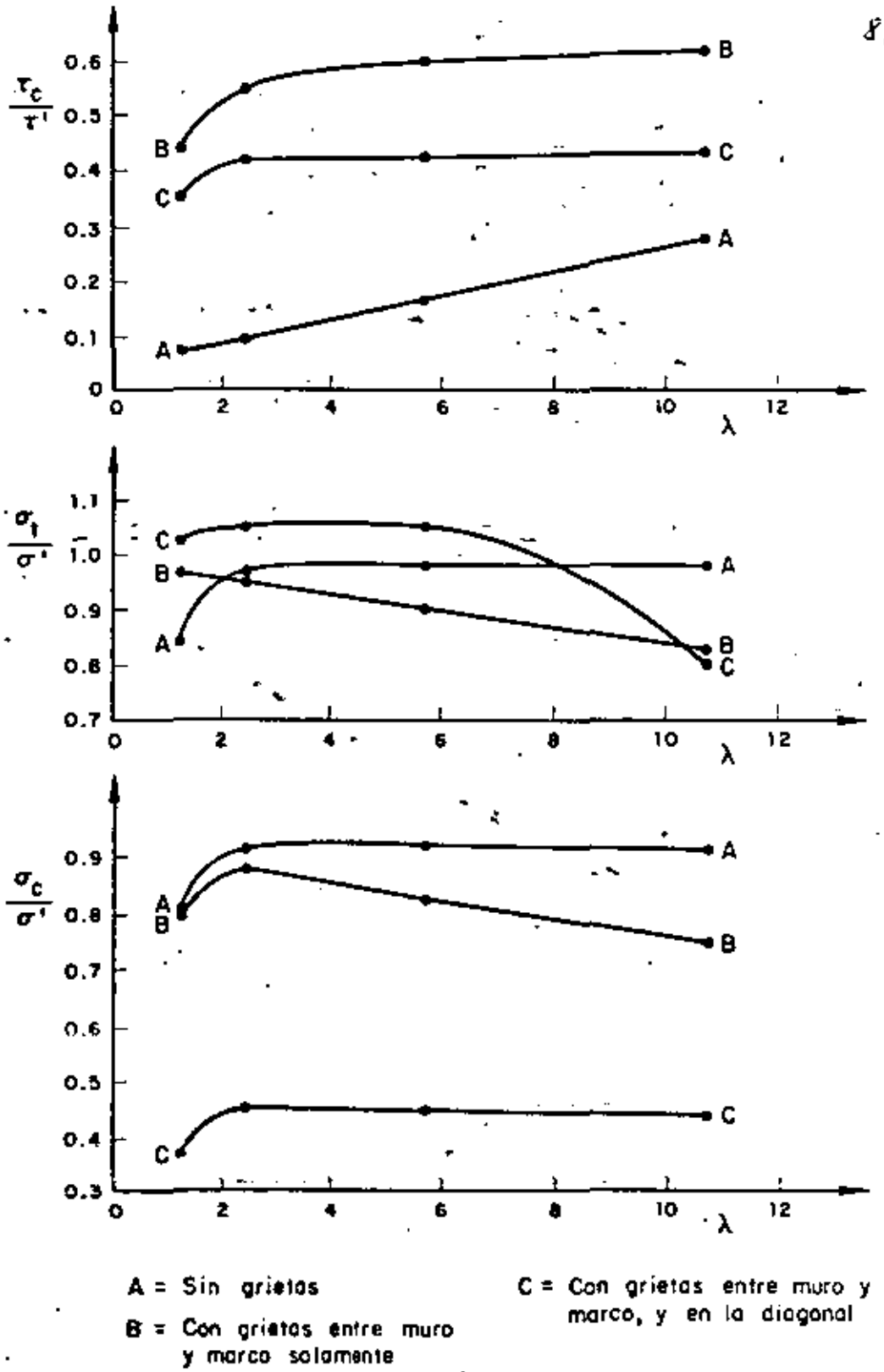
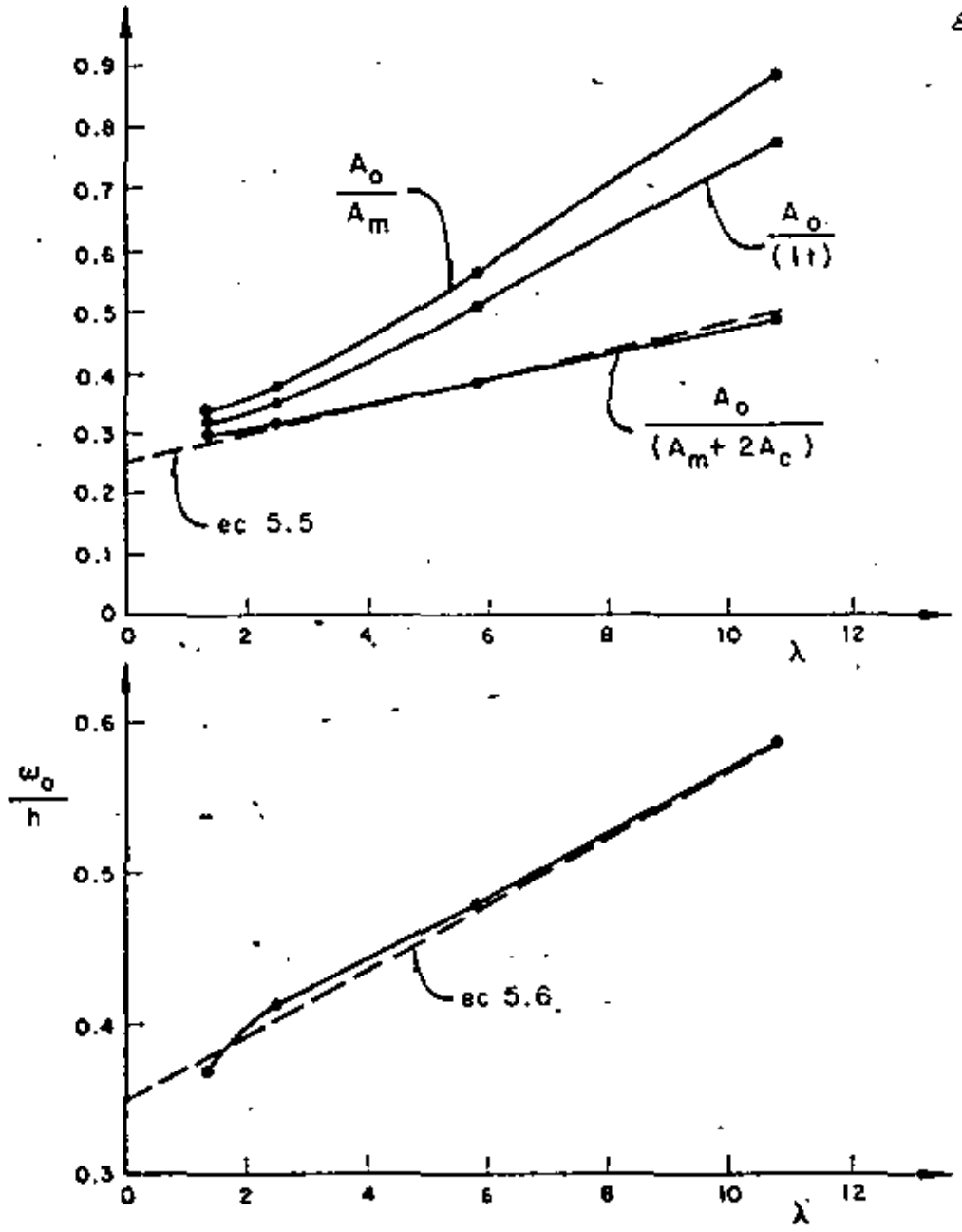


Fig 61. Tableros cuadrados. Esfuerzos máximos en las columnas del marco confinado: τ_c, cortante, σ_t, de tensión, y σ_c, de compresión (τ', σ' y λ se definen en la fig 57)

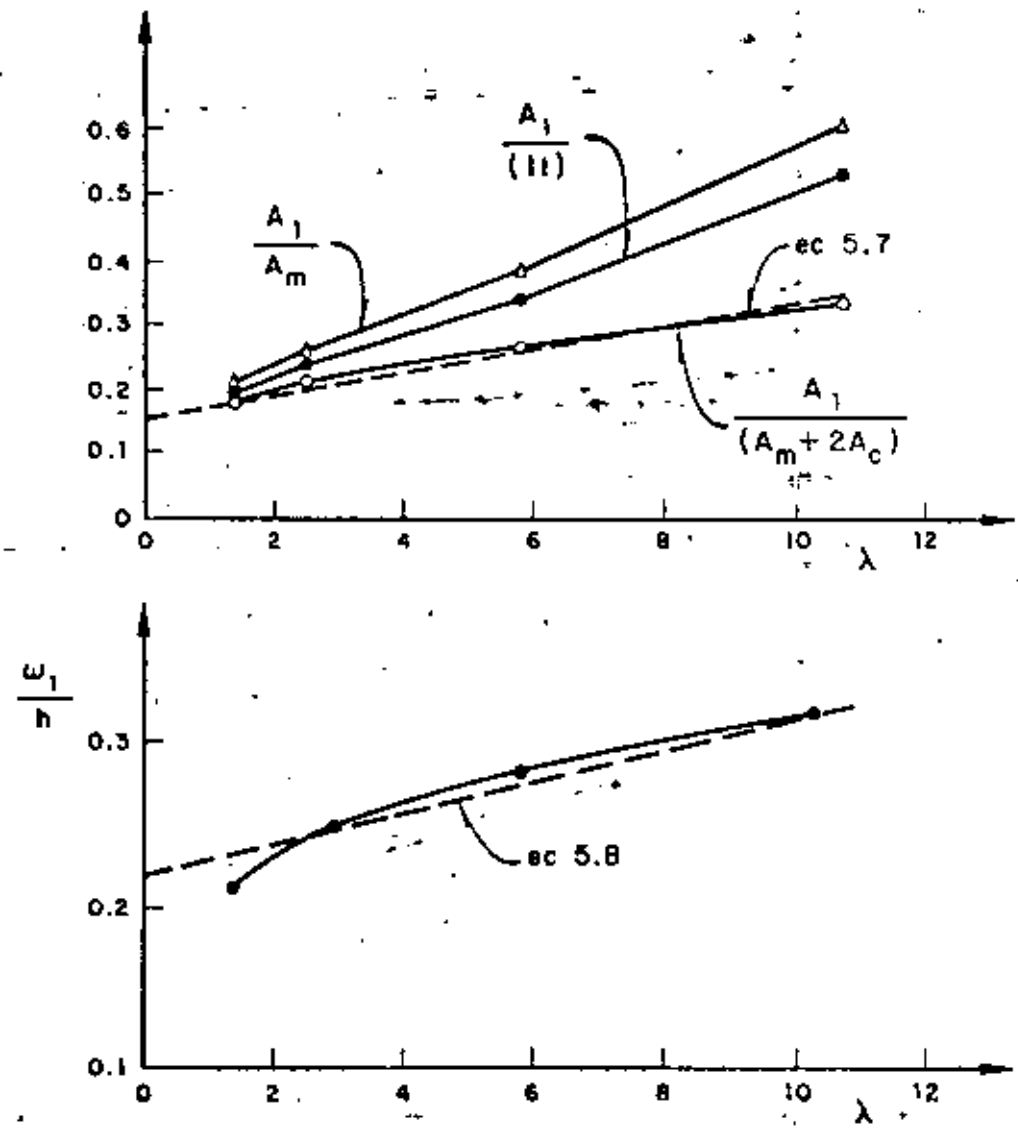


A_o = área de cortante equivalente

ω_o = ancho de la diagonal equivalente

A_m, A_c, l, h, t y λ se definen en la fig 57

Fig 62. Tableros cuadrados. Areas de cortante y diagonales equivalentes cuando solo hay agrietamiento entre muro y marco



A_1 = área de cortante equivalente

ω_1 = ancho de la diagonal equivalente

A_m, A_c, l, h, t y λ se definen en la fig 57

Fig 63. Tableros cuadrados. Areas de cortante y diagonales equivalentes cuando hay agrietamiento entre muro y marco y en la diagonal

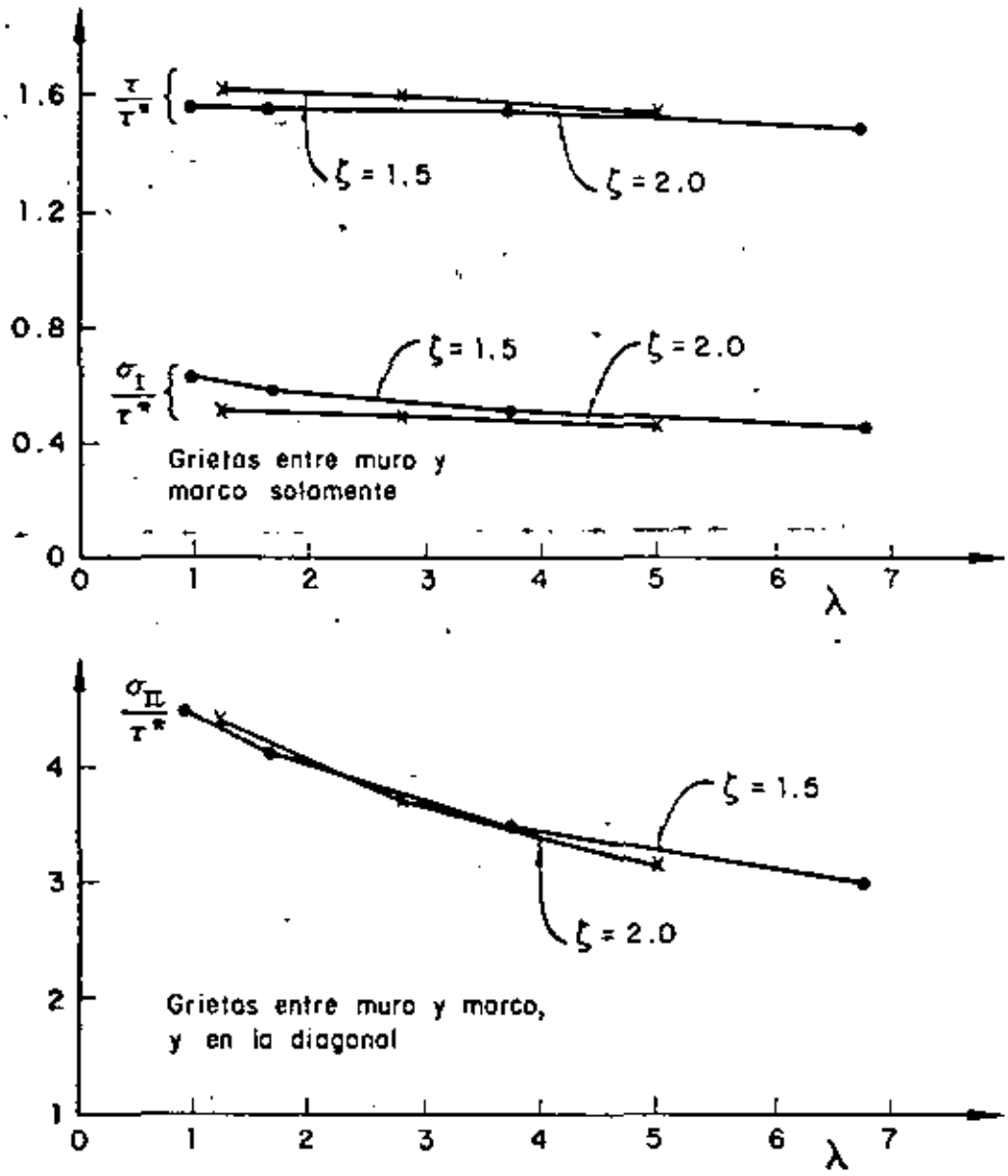


Fig 64. Tableros con relación de aspecto ζ mayor que 1. Esfuerzos cortantes τ y principales σ_I (tensión) y σ_{II} (compresión) en la sección central del muro. τ^* y λ se definen en la fig 57

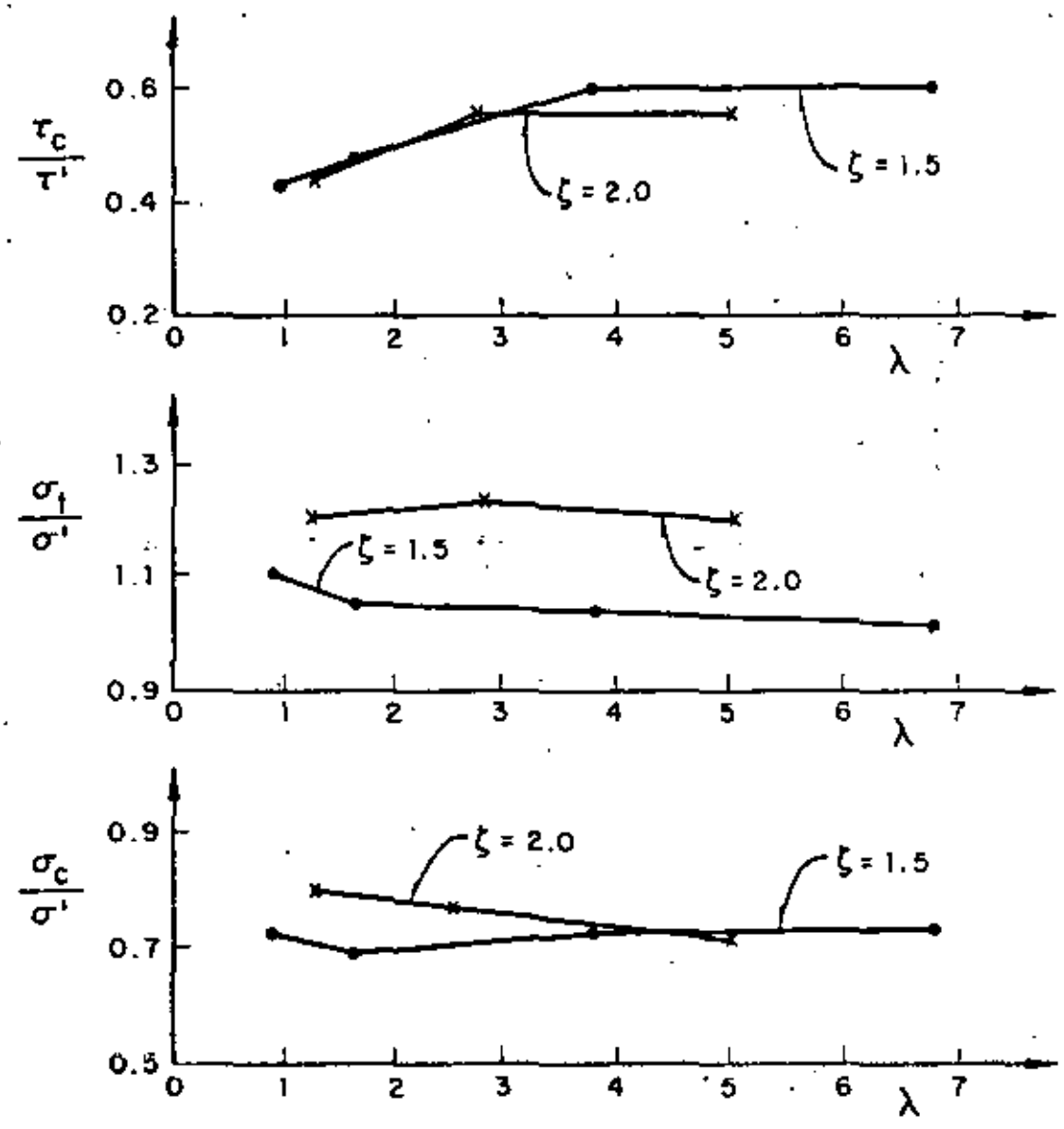
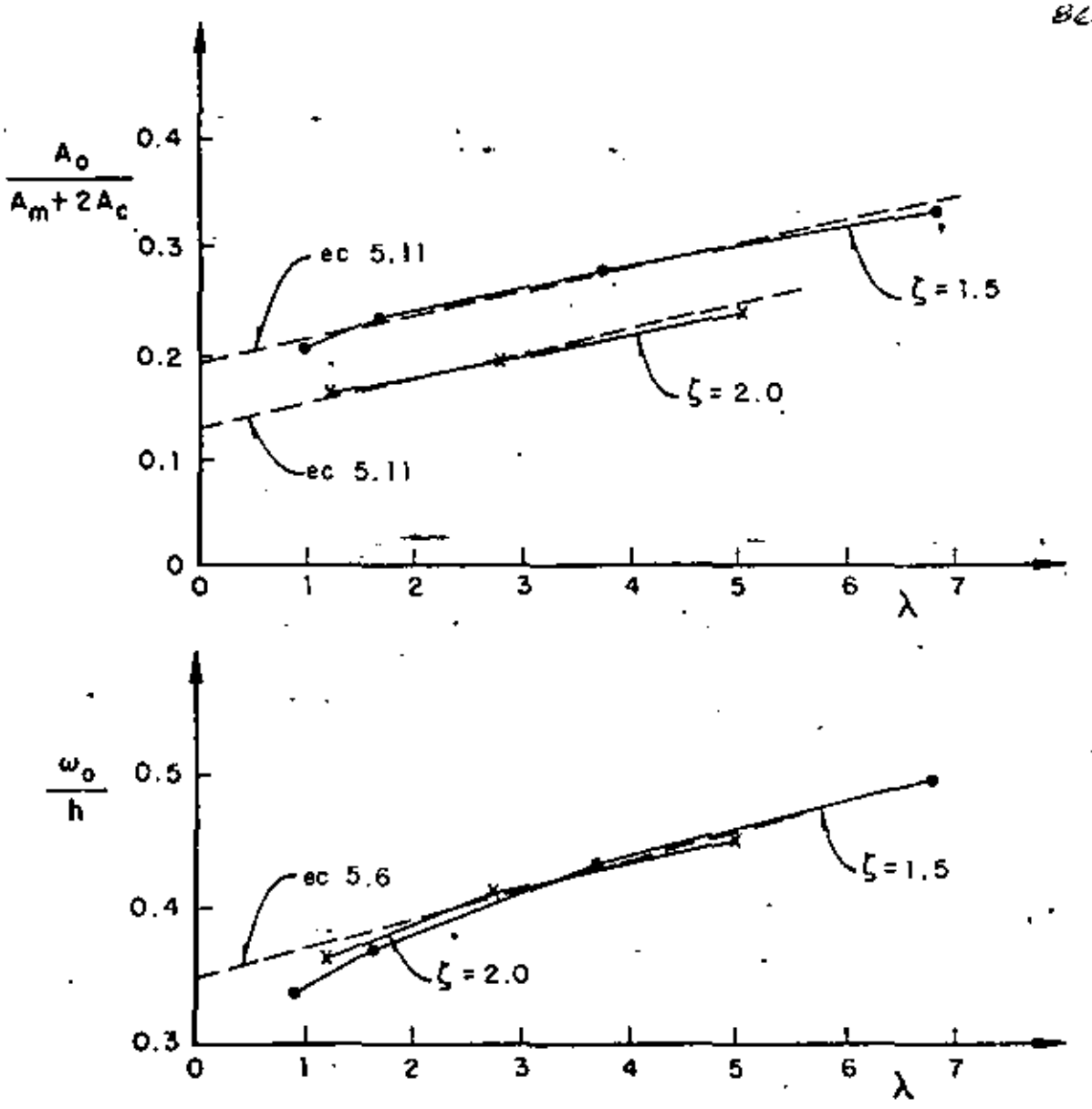


Fig 65. Tableros con relación de aspecto ζ mayor que 1. Esfuerzos máximos en las columnas: τ_c cortante, σ_t de tensión y σ_c de compresión (τ', σ' y λ se definen en la fig 57)

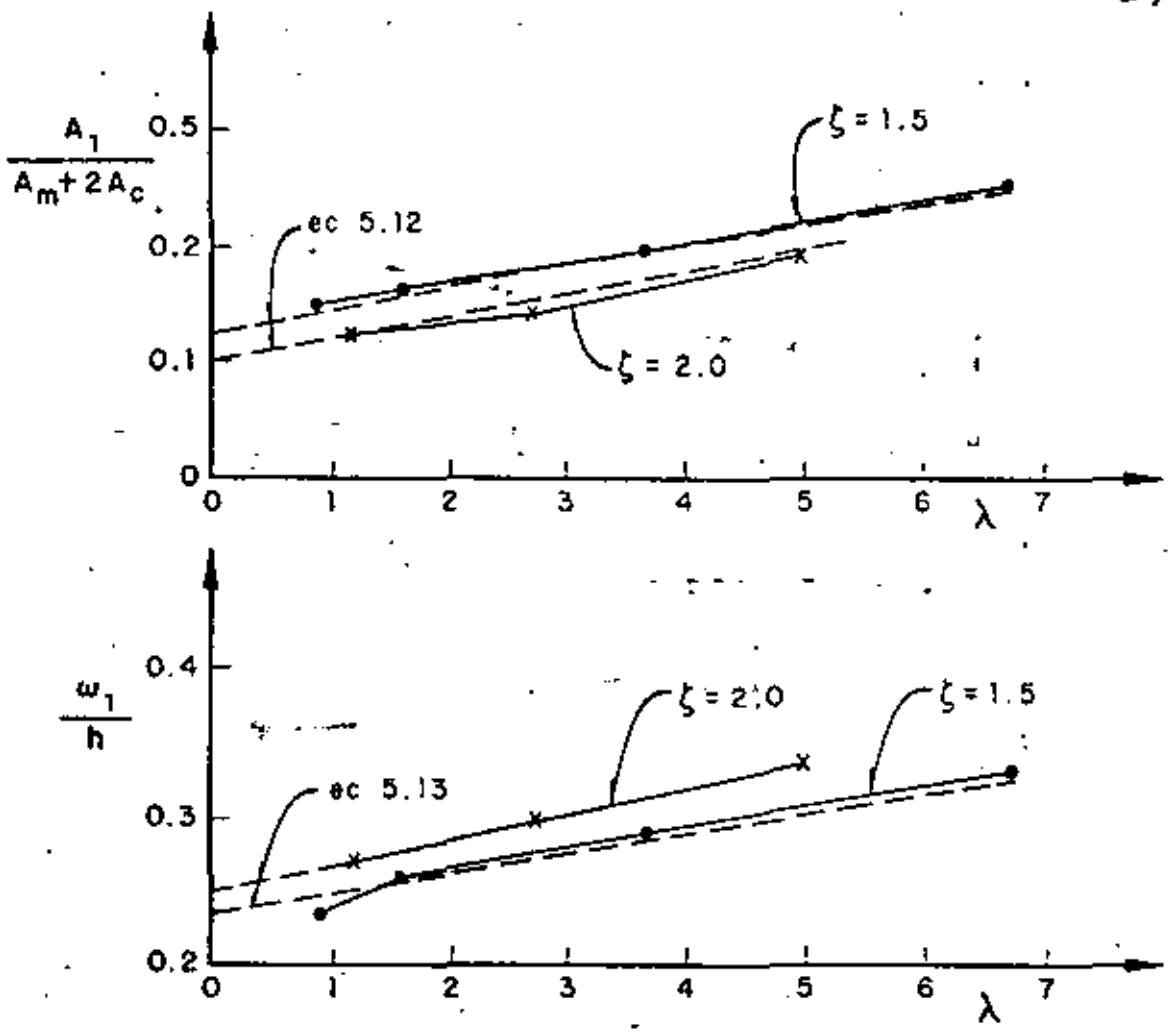


A_o = Area de cortante equivalente

ω_o = Ancho de la diagonal equivalente

A_m, A_c, h y λ se definen en la fig 57

Fig 66. Tableros con relación de aspecto ζ mayor que 1. Areas de cortante y diagonales equivalentes cuando solo hay agrietamiento entre muro y marco

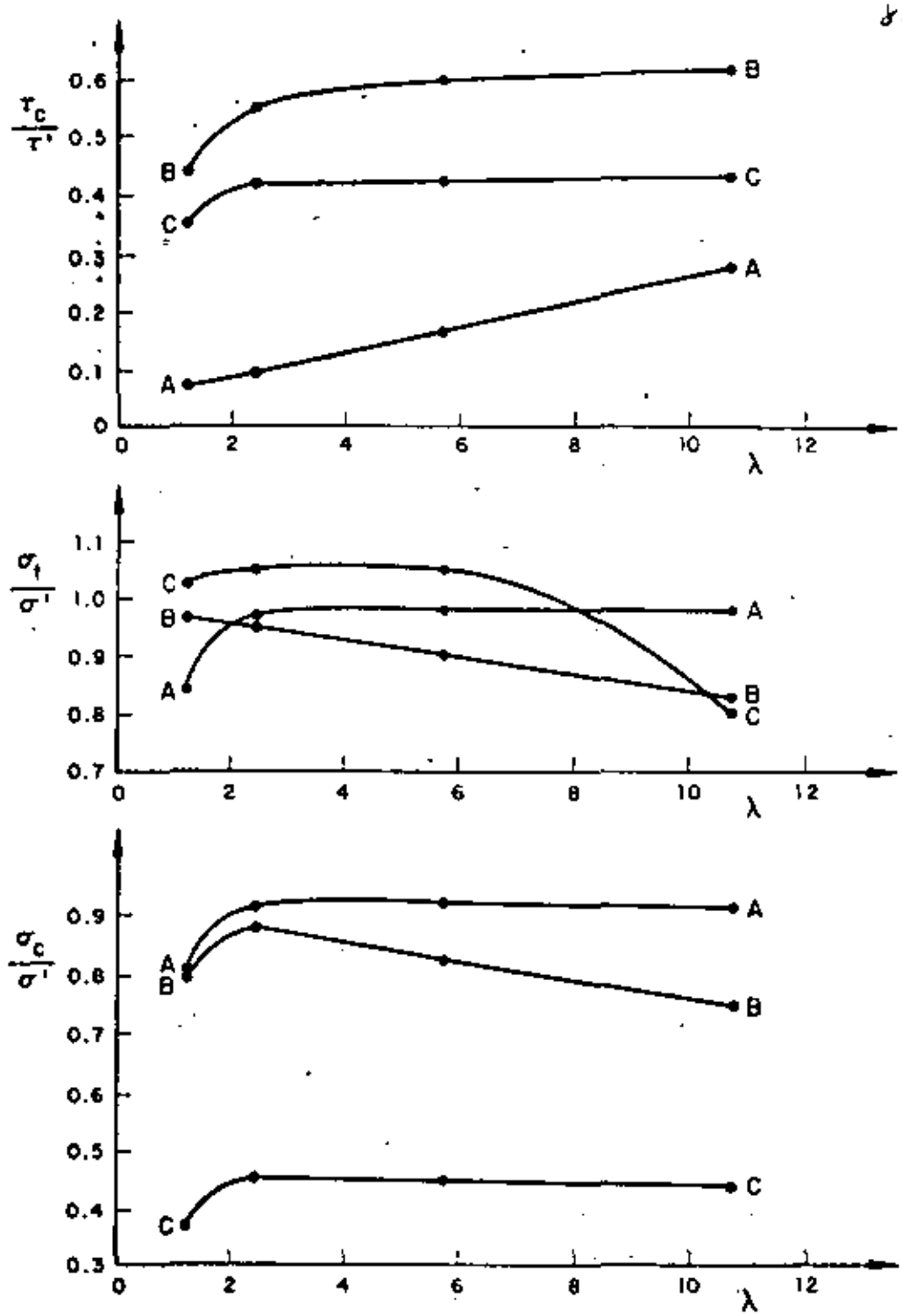


A_1 = Area de cortante equivalente

ω_1 = Ancho de la diagonal equivalente

A_m, A_c, h y λ se definen en la fig 57

Fig 67. Tableros con relación de aspecto ζ mayor que 1. Areas de cortante y diagonales equivalentes; cuando hay agrietamiento entre muro y marco y en la diagonal

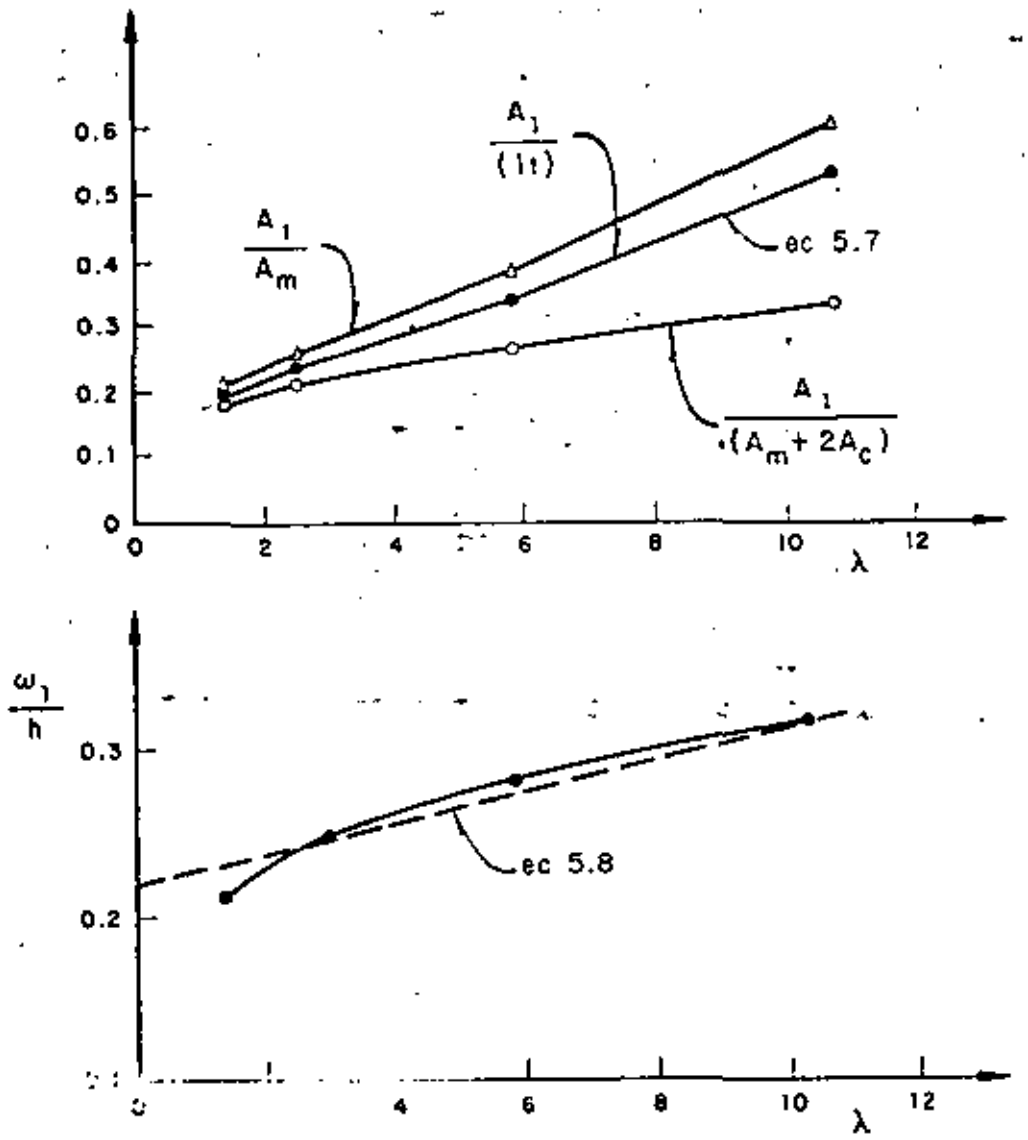


A = Sin grietas entre muro y marco, sin diagonal

B = Con grietas entre muro y marco, pero no diagonal

C = Con grietas entre muro y marco, y diagonal

Fig 61. Tableros cuadrados. Esfuerzos máximos en las columnas del marco confinado: τ_c, cortante, σ_t, de tensión, y σ_c, de compresión (τ', σ' y λ se definen en la fig 57)

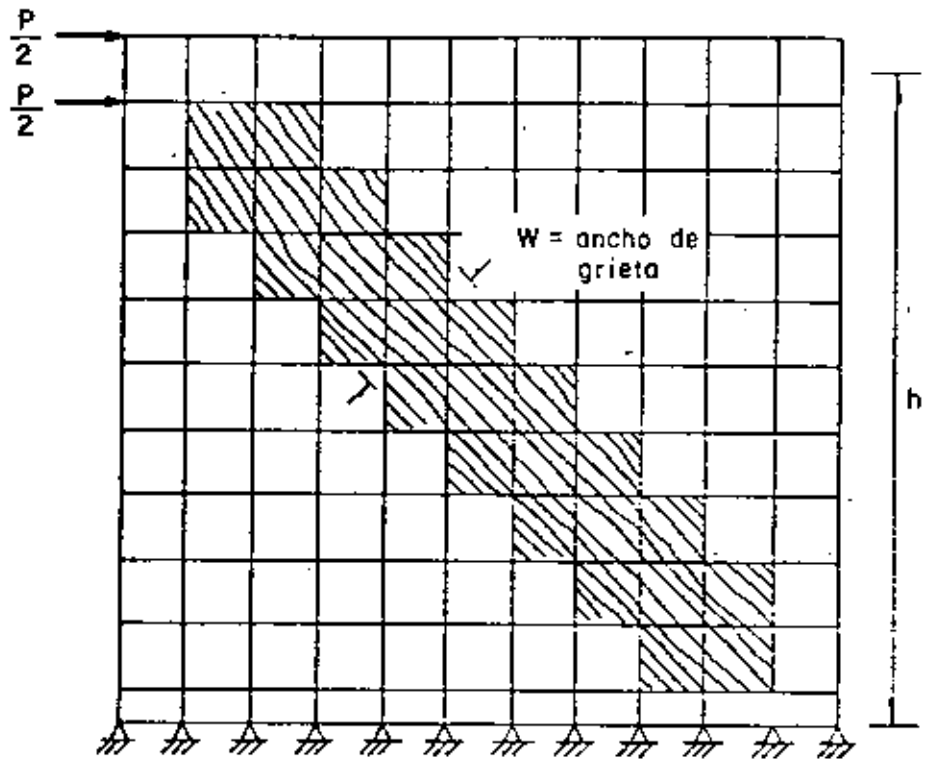


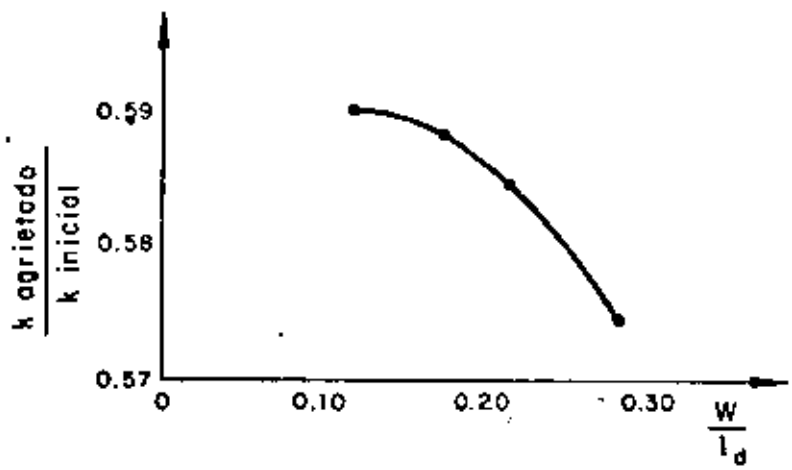
A_1 = área de cortante equivalente

ω_1 = ancho de la diagonal equivalente

A_m, A_c, l, h, t y λ se definen en la fig 57

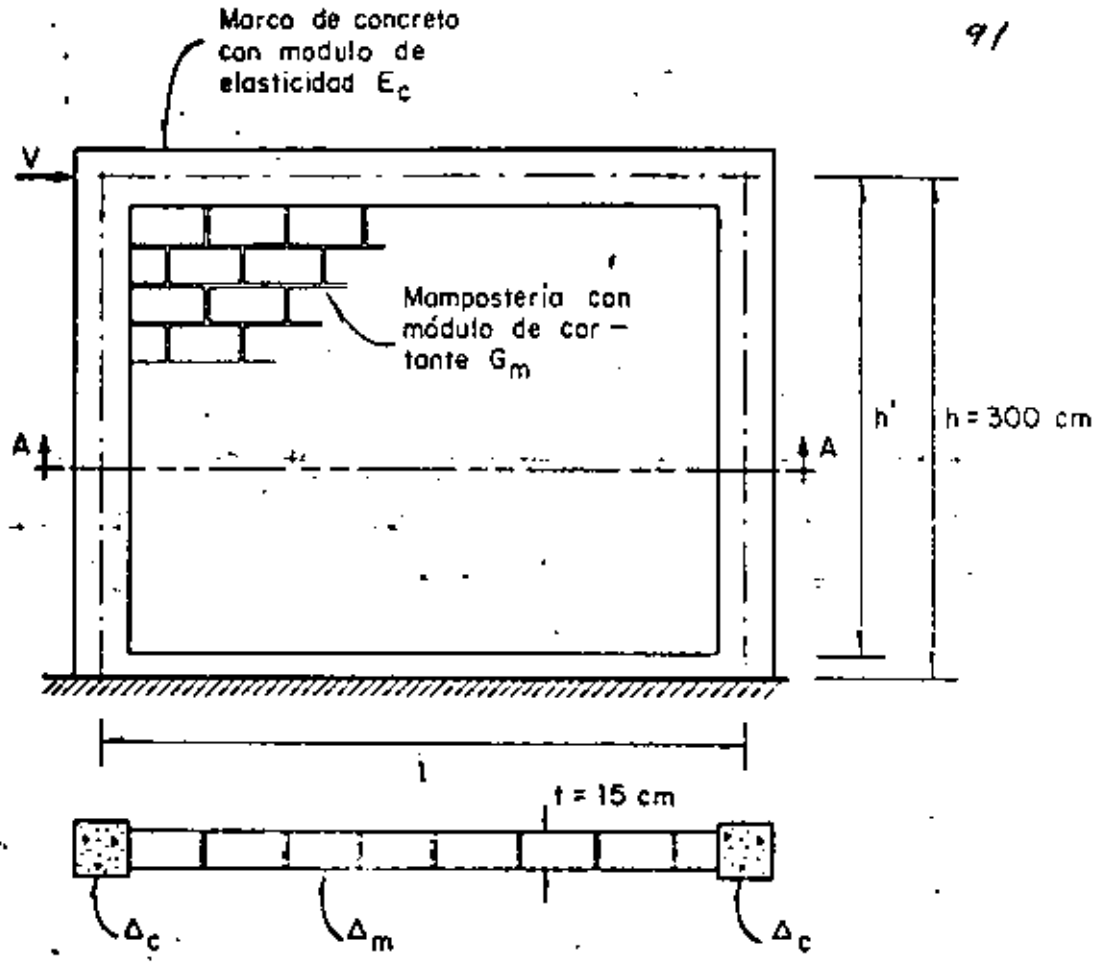
Fig 63. Tableros cuadrados. Areas de cortante y diagonales equivalentes cuando hay agrietamiento entre muro y marco y en la diagonal





l_d = Longitud de la diagonal del muro

Fig 58. Efecto del ancho de una grieta diagonal en la rigidez lateral de un muro con mano confinante



Corte A–A

Definiciones

$$\tau^* = \frac{V}{(V_m + 2\Delta_c)} \qquad \zeta = \frac{l}{h} = \text{relación de aspecto}$$

$$\tau' = \frac{V}{\Delta_c} \qquad \lambda = \frac{E_c A_c}{G_m A_m}$$

$$\sigma' = \frac{Ph'}{l\Delta_c} \qquad I = \frac{A_c t^2}{2}$$

Fig 57. Esquema de los muros analizados y definiciones empleadas

3.4 EFECTOS DE ESBELTEZ.

Los efectos de esbeltez en edificios se presentan de dos maneras: la la primera se puede denominar local y consiste en que en las columnas los momentos flexionantes se ven incrementados por el valor Pv donde P es la carga axial y v es la deformación (elástica) de la columna -- con respecto a su eje originalmente recto; la segunda, que es de conjunto, se refiere a que cuando existe un desplazamiento de entrepiso Δ se produce un momento $W\Delta$ que debe ser resistido por las columnas de tal entrepiso (este efecto se conoce como P-Δ) en la fig. 16 y 17 -- se ilustran los efectos mencionados:

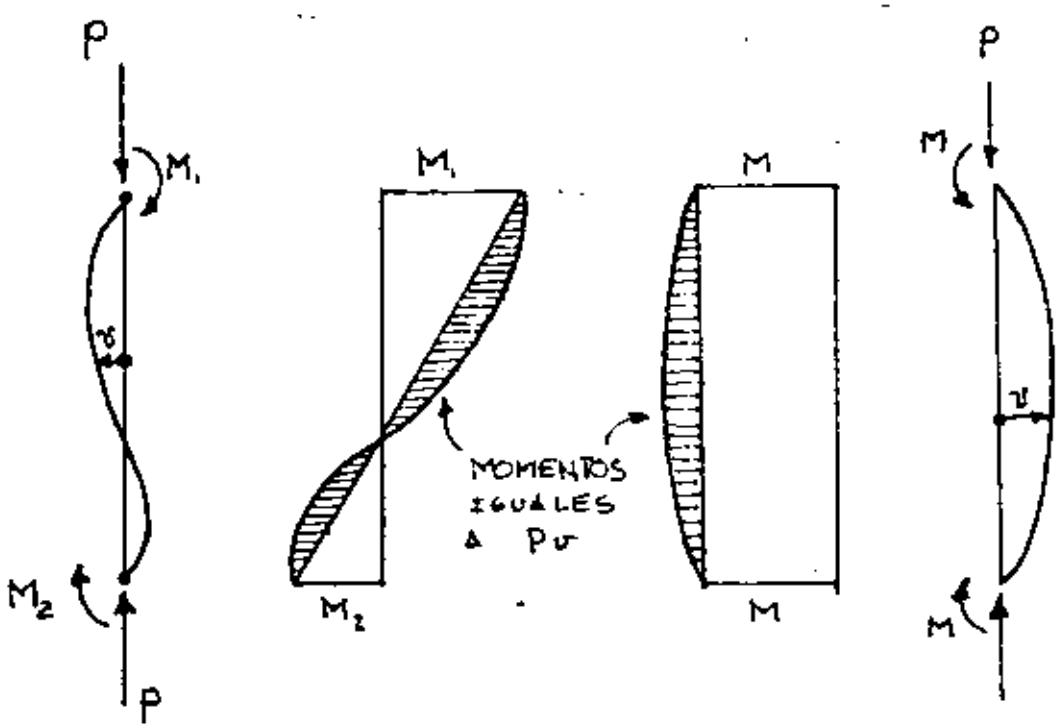


Fig. 16 Efecto local de esbeltez.

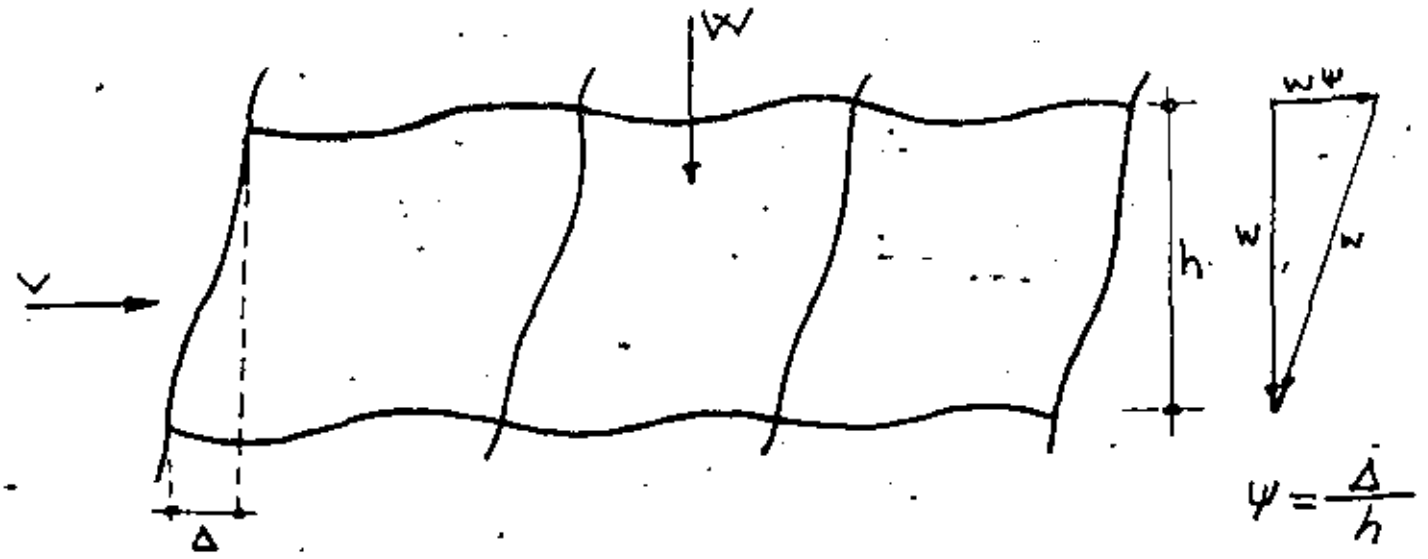


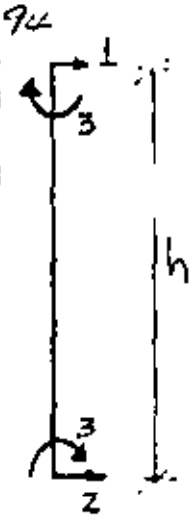
Fig. 17 Efecto de Conjunto

Nótese en la fig. 16 que el efecto local es más importante cuando la columna no tiene punto de inflexión; esto en general no ocurre en marcos sujetos a cargas laterales, salvo tal vez en el piso inferior.

i) Efecto Local.

Además de la amplificación de momentos, el efecto local se refleja en una reducción de la rigidez del elemento (cuando la fuerza axial es de compresión). También se modifican los momentos de empotramiento. Una forma de considerar estos efectos, que en detalle se presentan en la ref. 22, es mediante las llamadas funciones de estabilidad y de carga, que conducen a expresar la matriz de rigideces de la columna en la forma siguiente:

$2ts(1+c)\frac{EI}{h^3}$	$-2ts(1+c)\frac{EI}{h^3}$	$-s(1+c)\frac{EI}{h^2}$	$-s(1+c)\frac{EI}{h^2}$
	$2ts(1+c)\frac{EI}{h^3}$	$s(1+c)\frac{EI}{h^2}$	$s(1+c)\frac{EI}{h^2}$
		$s\frac{EI}{h}$	$sc\frac{EI}{h}$
			$s\frac{EI}{h}$



Los valores de S, C y t se obtienen planteando la ecuación diferencial de equilibrio de la columna, incluyendo en el momento flexionante el término Pv. Es conveniente expresar estas funciones en términos de la relación adimensional n definida como:

$$\eta = \frac{P}{\left(\frac{\pi^2 EI}{h^2}\right)} \quad ; \quad P = \text{Carga axial actuante.}$$

En la fig. 19 se muestra como varían tales funciones con n (n positivo corresponde a compresión).

Se muestra también la función m por la cual hay que multiplicar $\frac{wl^2}{12}$ para obtener el momento de empotramiento modificado por efectos de esbeltez cuando hay una carga uniformemente distribuída perpendicular al eje de la columna.

Nótese que para n=o, s=4 , c=0.5 y t=1 que son los valores correspondientes a vigas prismáticas, cuando se ignoran los efectos de cargas axiales.

En el caso de fuerzas de compresión las expresiones que definen a las funciones son:

$$S = \frac{U(\operatorname{sen} U - U\cos U)}{2(1-\cos U) - U\operatorname{sen} U} \quad ; \quad C = \frac{U - \operatorname{sen} U}{\operatorname{sen} U - U\cos U}$$

$$t = 1 - \frac{\pi^2 \eta}{2S(1+C)} \qquad \text{donde} \quad U = \pi\sqrt{\eta}$$

Si la fuerza es de tensión se reemplaza Sen U por SenhU y cosU por coshU, aunque este no es un caso de interés práctico en edificios.

Nótese Fig. (19) que al aumentar las fuerzas no disminuye S, lo cual físicamente significa que es más fácil, en la fig. (18), dar un giro unitario en el extremo A cuando la fuerza P está presente. También obsérvese que c, que es el factor de transporte, aumenta con P y que puede llegar a ser mayor que 1'o negativo, y además que S puede hacerse cero o negativo.

Al analizar un marco no se conocen de antemano las cargas axiales en las columnas, por lo que, para considerar su efecto se tiene que seguir un procedimiento iterativo que consiste en analizar el marco sin considerar el efecto de fuerzas axiales, es decir el análisis usual, luego con las fuerzas que así se obtienen modificar las matrices de rigideces y volver a analizar. En este segundo análisis se obtendrán fuerzas axiales diferentes a las obtenidas en el primero y se tendría en rigor que volver a modificar las rigideces y volver a analizar hasta que las cargas axiales no cambien en dos ciclos sucesivos. En la práctica es por lo común suficiente hacer dos análisis, sobre todo cuando las cargas axiales son apreciablemente menores que las cargas de Pandeo de las columnas. (En estos casos se pueden incluso no considerar estos efectos).

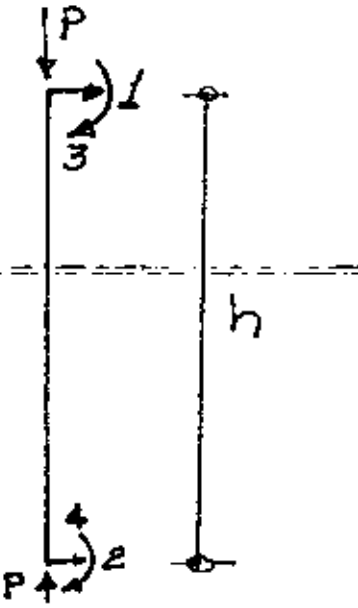
Una forma menos precisa, pero más sencilla de modificar las matrices de ri

gideces de las columnas es la siguiente:

$$\underline{K}_{modif.} = \underline{K} - \underline{K}_g$$

Donde $\underline{K}$ es la matriz correspondiente al caso en que no se consideran fuerzas axiales y $\underline{K}_g$, que se denomina matriz de rigideces geométrica, está dada por:

$$\underline{K}_g = P \begin{bmatrix} \frac{6}{5h} & -\frac{6}{5h} & -\frac{1}{10} & -\frac{1}{10} \\ & \frac{6}{5h} & \frac{1}{10} & \frac{1}{10} \\ & \text{simétrica} & \frac{2}{15h} & -\frac{1}{30h} \\ & & & \frac{2}{15h} \end{bmatrix}$$



ii) Efecto de Conjunto

Un planteamiento "exacto" de este problema requeriría determinar las ecuaciones de equilibrio sobre la configuración deformada, y esto tendría que hacerse iterativamente, puesto que de las ecuaciones se obtienen los desplazamientos y se usan estos desplazamientos para obtener las ecuaciones. Además tendría que tomarse en cuenta los efectos locales.

Esto exigen las Normas Técnicas Complementarias de la ref. 1 para los casos en que la relación de esbeltez de las columnas sea mayor que 100, y se denomina análisis de segundo orden.

Una forma aproximada de considerar estos efectos, que se desarrollan en la ref. 24, es la que se resume a continuación:

En la fig. 17 el momento total de entrepiso es:

$$M = Vh + W\Delta \qquad (2)$$

Sea R la rigidez de entrepiso en el análisis convencional del marco suje-

to a cargas laterales, y suponiendo que los diagramas de momentos en las columnas, debidas a W, son proporcionales a las que producen esas cargas laterales se tiene que:

$$M = (R\Delta)h \qquad (b)$$

$$(R\Delta)h = Vh + W\Delta$$

$$\Delta = \frac{V}{R-(W/h)}$$

$$M = Vh\left[1 + \frac{W/h}{R-(W/h)}\right]$$

y los efectos de esbeltez pueden considerarse entonces multiplicando los momentos que producen las cargas laterales por el factor de amplificación:

$$\phi = 1 + \frac{W/h}{R-(W/h)}$$

por este factor se multiplicarán también todas las deformaciones y esfuerzos que producen las cargas laterales.

Con referencia a la fig.17 esto significa que la acción combinada de las cargas verticales y de una fuerza constante V, equivale a la de una fuerza cortante incimentada $V+W\psi$

Es necesaria una corrección del factor de amplificación para tomar en cuenta que en realidad las columnas no permanecen rectas, esto es más notable cuando las vigas son infinitamente rígidas, y para este caso es la ref.24 se tiene:

$$M = Vh\left(1 + \frac{W/h}{R-1.2\,W/h}\right)$$

La ecuación (f) es la que aparece en unos métodos que, para tomar en cuenta efectos de esbeltez, se propone en las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, con la variante de que en vez de R se pone $\frac{R}{Q}$ (esto resulta de que $V = \frac{RA}{Q}$ para estructuras dúctiles).

La ecuación (e) puede escribirse en forma diferente si consideramos que $\frac{V}{W} = \frac{R\Delta}{W} = c$ y que $\frac{\Delta}{h} = \psi$, resulta:

$$\phi = 1 + \frac{(R\Delta/ch)}{R - \frac{R\Delta}{ch}} = 1 + \frac{\psi/c}{1 - \psi/c} \doteq 1 + \frac{\psi}{c}$$

ψ Normalmente viene limitado en los Reglamentos lo mismo que c que es el coeficiente sísmico.

Por ejemplo: si $\psi = 0.008$ y $c = 0.08$

entonces: $\phi = 1.1$

REFERENCIAS (continuación)

13. Wilson, E. L., Hollings, J.P. y Dovey, H. H., "Three dimensional analysis of buildings systems (extended version)", publicación EERC 75-13, University of California, Berkeley, 1975.

14. Aranda, R. y Ayala, G., "Análisis tridimensional de edificios (implantación del programa ETABS)", Instituto de Ingeniería, 1976.

15. Mac Leod, I.A., "Shear wall-frame interaction a design aid with commentary", SP3," Portland Cement Association, 1971. En español LIMUSA 1977

16. Burns, R.J., "An approximate method of analyzing coupled shear walls subjected to triangular loading", Proc. Thirth WCEE, Nueva Zelandia, 1965.

17. Allen, F. H. y Darvall P., "Lateral load Characteristics of plate structures", Proc. Fifth Australian Congress on the Mechanics of Structures and Materials, Melbourne, 1975

18. Coull, A. y Choudhury, J. R., "Analysis of coupled shear walls", ACI Journal Vol 64 set 1967

19. López R., J. y De la Orta, S. "Análisis matricial avanzado de estructuras reticulares, Parte 1, Análisis estático" IPN 1977

20. Ghali, A. y Neville, A.M. "Structural Analysis a Unified Classical and Matrix Approach", Intext Educational Publishers, 1972. También, Chapman and Hall, Londres, 1978

21. Smolira, "Analysis of Tall Buildings by the Force-displacement Method", Mc Graw Hill U.K., 1975

22. Beaufait, F., Rowan, W., Hoadley, P. y Hackett, R. "Computer Methods of Structural Analysis", Prentice Hall, 1970

23. Przemieniecki, J.S., "Theory of Matrix Structural Analysis", Mc Graw Hill, 1968

24. Rosenblueth, E, "Efectos de esbeltez en Edificios", Revista Ingeniería, Vol XXXV, Num 4, Enero 1965

25. Horne, R. M y Merchant, W, "The stability of frames", Pergamon Press, 1965

26. Desai, C.S y Abel, J.F., "Introduction to the Finite Element Method", Van Nostran Reinhold Company, 1972

27. Zienkiewicz, O.C., "The Finite Element Method in Engineering Science", McGraw Hill, 1971, 3ª ed., 1977

28. Rubinstein, M.F., "Structural Systems-Statics, Dynamics and Stability" Prentice Hall, 1970

29. Brebia, C.A. and Connor, J.J., "Fundamentals of Finite Element Techniques", Butherwords, 1973

30. Cook, R.D., "Concepts and Applications of Finite Element Analysis" Wiley, 1974

3.5 *Comentarios y Guía de Estudio*

En las secciones precedentes se han presentado en forma muy sucinta algunos métodos de análisis ante cargas laterales estáticas. Se ha hecho intencionalmente énfasis en los métodos matriciales y en los simplificados porque se piensa que son los de más utilidad en la situación actual de conocimiento sobre el tema.

En cualquier caso en que se requieran resultados "exactos" hay que recurrir a procedimientos matriciales, cuyo uso se ha facilitado por la rápida difusión del empleo de computadoras grandes y pequeñas, que son cada vez más veloces y con mayor capacidad.

Los métodos simplificados han sido y siguen siendo útiles en etapas preliminares de dimensionamiento y estructuración. En la actualidad sirven también para verificar los órdenes de magnitud de resultados obtenidos con métodos matriciales.

En lo que sigue se comenta brevemente el contenido de algunas referencias que, entre las muchas que existen, se pueden utilizar como guía para estudiar los métodos mencionados.

En la ref 31 se presenta una introducción sencilla a los métodos matriciales; para un nivel más avanzado puede consultarse la ref 32, que en particular trata en su capítulo 7 el método directo de rigideces, y que está orientado hacia el uso de computadoras. El aprendizaje de métodos matriciales requiere, si se desea plantear problemas realistas, de programas que permitan efectuar las operaciones matriciales involucradas; uno de estos programas, es el llamado CAL (Ref 33), desarrollado en la Universidad de California en Berkeley, diseñado especialmente para fines docentes y para trabajar inclusive en minicomputadoras.

Se han desarrollado métodos numéricos especiales que son muy eficientes para resolver sistemas de ecuaciones y otras operaciones matriciales. Los mismos aprovechan las características de las matrices de rigideces, como simetría, términos dominantes en la diagonal, etc. Conviene señalar por ejemplo que invertir una matriz no es una forma recomenable para resolver un sistema de ecuaciones lineales o para condensar estáticamente una matriz. La ref 34 es una excelente presentación de los citados métodos numéricos e incluye, para su aplicación, las correspondientes subrutinas en FORTRAN IV. En los últimos años se han ido sistematizando técnicas dominadoras de subestructuración, que son muy convenientes para el análisis de estructuras, complejas; la ref 34, es uno de los más completos y recientes trabajos en esa duración.

El método del elemento finito puede ser considerado como en forma más avanzada de los métodos matriciales; su uso es prácticamente obligado en estructuras de geometría complicada. El método se presenta a nivel introductorio en las ref 29 y 31; un tratamiento más completo y actualizado se hace en la ref 37 (ed. 1977). Los conceptos básicos están bien presentados en las ref 28 y 36, que constituyen publicaciones"clásicas". Algunos problemas particulares de aplicación del método se encuentran en la ref 30.

Las facilidades que existen actualmente para resolver problemas de análisis estructural permiten a los ingenieros concentrar más su atención en aspectos como la estructuración e idealización adecuadas de edificios, que de estar mal resueltos no pueden remediarse con un análisis estructural por muy refinado que sea.

En lo referente a métodos simplificados la ref 12 hace una presentación bastante completa de aquéllos que son aplicables ante cargas laterales. Para el caso de muros la ref 15 contiene una relación comentada de los trabajos más relevantes. El concepto de rigidez de entrepiso para el caso de vigas no prismáticas

(de sección variable) se presenta en la ref 37.

Lo que aquí se ha denominado efectos de esbeltez constituye un caso particular de lo que en la literatura se trata como no linealidad geométrica, véanse por ejemplo las ref 23, 27 y 28. El comité Euro-Internacional del Concreto, en su último modelo de Reglamentos propone entre los procedimientos para tratar este problema, el denominado "método de la columna modelo" , el cual se describe con detalle en la ref 38, que presenta también otros métodos y ayudas de diseño para aplicarlos.

Para análisis estructural de edificios el libro de Ghali y Neville (ref 20) es probablemente la publicación más completa sobre el tema. Se trata de una presentación balanceada de métodos matriciales, manuales y simplificadas. Es en consecuencia bastante recomendable.

Referencias (continuación)

31. Kardestuncer, H. "Introducción al análisis estructural con matrices", Mc Graw Hill, 1975

32. Meek, J. L. "Matrix Structural Analysis" Mc Graw Hill-Kogakusha, 1971

33. Wilson, E. L. "CAL, Computer Analysis Language for the Static and Dynamic Analysis of Structural Systems", publicación UC SESM 77-2, Universidad de California, Berkeley, 1977

34. Bathe, K. J. y Wilson, E. L., "Numerical Methods in Finite Element Analysis", Prentice Hall 1976

35. Row, D. G. y Powell, G. H., "A Subtructure Technique for Nonlinear Static and Dynamic Analysis", publicación UCB/EERC-78/15, Universidad de California, Berkeley, 1978

36. Argyris, J. H.,"Energy Theorems and Structural Analysis"

37. Loera P. S., "Contribución a un manual para diseño de losas de concreto reforzado", Tesis Profesional, Facultad de Ingeniería, UNAM, 1964

38. CEB Design Manual on Buckling, Comité Euro-Internacional del Concreto, Boletín de Información No. 123, París, 1977

DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.

VII CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERIA SISMICA

DISEÑO SISMICO DE EDIFICIOS

TEMA 4

COMPORTAMIENTO SISMICO Y CRITERIOS DE ESTRUCTURACION DE EDIFICIOS DE CONCRETO

Julio, 1981

Palacio de Minería Calle de Tacuba 5 primer piso México 1, D. F. Tel: 521-40-20 Apdo. Postal M-2285

APUNTES SOBRE

"LA DUCTILIDAD DISPONIBLE EN ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO"

por

Vitelmo V. Bertero
Professor de Ingeniería Civil
Universidad de California, Berkeley, California

LA IMPORTANCIA DE PREDECIR LA DUCTILIDAD DISPONIBLE EN ESTRUCTURAS DE C/A

Se espera que las estructuras de concreto armado, situadas en zonas de alto riesgo sísmico y diseñadas según las especificaciones de la norma o código vigente, experimenten varios ciclos de deformación con incursiones bien dentro del rango anelástico cuando se sometan a los movimientos sísmicos del suelo máximos del lugar. Se han desarrollado métodos analíticos para obtener una aproximación de la demanda por ductilidad de una estructura [1-5]. Una vez fijada la "ductilidad requerida," el diseñador debe de disponer de algún procedimiento para predecir la ductilidad disponible de la estructura seleccionada a fin de diseñarla y detallarla para la ductilidad requerida. Debe destacarse que, dado que los métodos utilizados actualmente para estimar la demanda por ductilidad están basados en modelos matemáticos simplificados y procedimientos que pudieran conducir a estimaciones no conservadoras de la demanda real, el diseñador debe asegurarse que la estructura tenga una ductilidad mayor que la requerida.

El requisito de una mayor ductilidad para el desplazamiento lateral puede obtenerse a través de deformaciones anelásticas localizadas de ocurrencia en determinadas zonas críticas a lo largo de los elementos de

la estructura. Estas zonas críticas están ubicadas generalmente alrededor de las secciones donde las tensiones en el acero o en el concreto alcanzan sus valores de fluencia. En estructuras de concreto armado esto puede ocurrir prácticamente en cualquier sección ya que cada elemento puede ser diseñado con resistencia variable; es posible ajustar el acero de refuerzo y las dimensiones de las secciones a cualquier envolvente seleccionada o estimada de los esfuerzos internos. Afortunadamente, dadas las consideraciones económicas y las incertidumbres respecto de las condiciones de carga, es decir, la selección de la envolvente de los momentos internos, el dimensionamiento de los elementos y la distribución de los refuerzos son hechos generalmente de una forma tal que las zonas críticas se localizan alrededor de los puntos con valores extremos de los esfuerzos internos. Estas zonas se ilustran en la Fig. 1 para un solo nivel, señalándose ocho zonas diferentes. Estas zonas se denominarán "zonas críticas" de aquí en adelante.

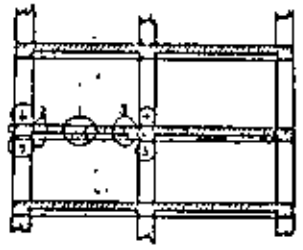


Fig. 1 ZONAS CRÍTICAS EN UN MARCO DE CONCRETO ARMADO RESISTENTE A FLEXION

Dependiendo del tipo de sistema estructural, de la rigidez relativa de los elementos, del detalle de estos elementos y sus conexiones, las necesidades de ductilidad para que deformaciones locales ocurran en las zonas críticas, pueden exceder considerablemente aquellas del desplazamiento lateral. De aquí que la necesidad de un factor de ductilidad

basado en el desplazamiento lateral, aunque necesario, no es suficiente por si misma para prevenir la falla bajo un sismo fuerte. Los resultados obtenidos en un estudio (6) han demostrado que el análisis basado en una respuesta elasto-lineal sobrestima generalmente la ductilidad de deformación en las columnas y la subestima en las vigas, comparadas con aquellas obtenidas por un análisis elasto-plástico. Para estructuras de concreto armado es crucial la obtención de valores precisos de la ductilidad requerida en la zonas críticas ya que la capacidad de rotación disponible es sensible al tipo, cuantía y detalle del refuerzo.

De este modo, para obtener la ductilidad requerida de una estructura de concreto armado es necesario predecir la ductilidad de sus elementos, la que a su vez depende de la ductilidad de sus zonas críticas. Esta última se mide generalmente por la capacidad de rotación obtenida a partir de la ductilidad de la curvatura de sus secciones utilizando los principios de la mecánica de medios contínuos.

Para lograr una gran ductilidad bajo excitaciones dinámicas generalizadas inducidas por fuertes movimientos del suelo, la estructura debe ser diseñada y detallada de tal manera que la flexión controle el comportamiento de las zonas críticas. Los siguientes párrafos repasan la ductilidad disponible de las zonas críticas en flexión.

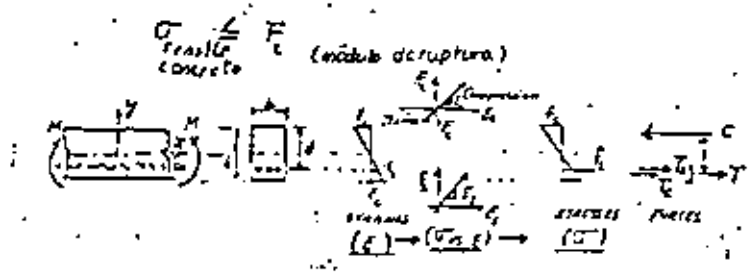
DUCTILIDAD DISPONIBLE DE ZONAS CRÍTICAS EN FLEXIÓN DE C/A SOMETIDAS A MOMENTOS DE FLEXIÓN MONOTONAMENTE CRECIENTES

El comportamiento de las zonas críticas de C/A es muy sensible a la historia de las solicitaciones que actúan sobre ellas. Para determinar la ductilidad de dichas zonas deben distinguirse dos tipos de comportamiento: (1) momento de flexión monotonamente creciente y (2) momento de flexión repetitivo generalizado o variable.

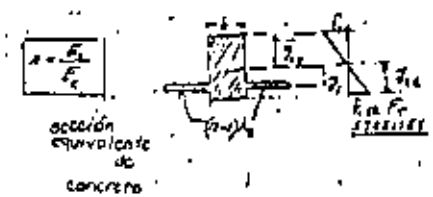
COMPORTAMIENTO MECANICO DE ZONAS CON ARMADURA SIMPLE SOMETIDAS A MOMENTO DE FLEXION MONOTONAMENTE CRECIENTE

Las ecuaciones para predecir el comportamiento mecánico de zonas y elementos de concreto con armadura simple se obtienen a partir de los principios básicos de la mecánica de medios continuos y están resumidas a continuación.

Fase 1 : No agrietado



Es conveniente trabajar con la sección equivalente no agrietada.



la solución está basada en la mecánica de vigas homogeneas flectadas, en el rango lineal elástico.

(1) El eje neutro $\bar{Y}_{cg}$ pasa por el centro de gravedad de la sección

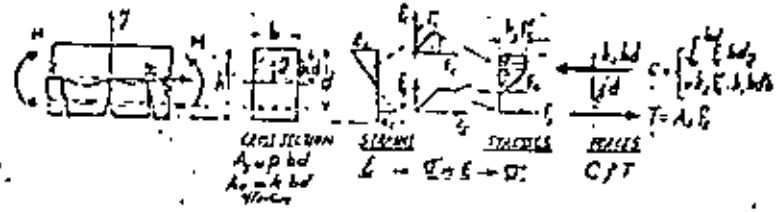
(2) $f_c = \frac{M}{I} Y$

(3) $M_{agrietamiento} = F_T \cdot (I/Y_{ct}) - F_T(S_T)$ $\qquad f_s = [\frac{M_{agrietamiento}}{I} Y)] \cdot n$

(4) $\phi_{agrietamiento} = \frac{\varepsilon_{ct}}{\gamma_{ct}} = \frac{(\varepsilon_{cc})_{cracking}}{\gamma_{cg}} = \frac{(\varepsilon_s)_{cracking}}{\gamma_s}$

Paso 2 : Agrietado

Hipótesis { Las secciones planas permanecen planas
Se desprecia la resistencia a la tracción del concreto



1. Geometría

A partir de $\frac{\varepsilon_y}{\gamma} = \frac{(\varepsilon_c)_{max}}{kd} = \frac{\varepsilon_s}{d-kd}$ $\boxed{k = \frac{(\varepsilon_c)_{max}}{(\varepsilon_c)_{max} + \varepsilon_s}}$ (1)

Curvatura de la Sección $\phi = \frac{(\varepsilon_c)_y}{\gamma} \rightarrow \boxed{\phi = \frac{(\varepsilon_c)_{max}}{kd} = \frac{\varepsilon_s}{d(1-k)}}$ (2)

2. Equilibrio

(a) $\sum F_x = 0$ $T = C$ $C = K_1 K_3 f'_c (bkd)$ (3)

$C = \int_0^{kd} \bar{f}_c b dy = \underbrace{\bar{f}_c}_{\text{average stress}}(bkd) = k_1(k_3 f'_c)(bkd)$ $\boxed{T = f_s pbd}$ (4)

$jd = d - k_2 kd$ $j = (1 - K_2 k)$ (5)

de $C = T$ $K = \frac{p \cdot f_s}{k_1 K_3 f'_c}$ (6)

de (6) $p = \frac{K k_1 K_3 f'_c}{f_s}$ (7)

(b) $\sum M = 0$ $M = T \cdot jd = C \cdot jd$

usando (4), (5) usando (6)

$M = T \cdot jd = P f_s bd \cdot (1-k_2 k)d \rightarrow \frac{M}{bd^2} = P f_s \left(1 - \frac{k_2 P f_s}{k_1 K_3 f'_c}\right)$

definiendo q como el índice de refuerzo de tracción $q = p \frac{f_s}{f'_c}$ (8)

$\frac{M}{bd^2} \cdot \frac{1}{f'_c} = q\left(1 - \frac{k_2}{k_1 k_3} q\right)$ (9)

Utilizando (usando (3) y (5)) $M = C \cdot jd = k_1 k_3 f'_c \, bkd \, (1-k_2 k)d$

$\frac{M}{bd^2} \cdot \frac{1}{f'_c} = k\, k_1 k_3 (1-k_2 k)$ (10)

Nótese que estas ecuaciones son generales y válidas para cualquier distribución de tensiones. Para obtener los valores numéricos de k, k_1, k_2, y k_3 debemos elegir la distribución de tensiones del bloque de concreto en compresión, es decir, necesitamos la RELACIÓN TENSIÓN-DEFORMACIÓN.

RELACIÓN TENSION-DEFORMACIÓN DE LOS MATERIALES DEL C/A

Refuerzo de Acero

Las curvas tensión-deformación para las barras de refuerzo de acero utilizadas en la construcción de concreto armado se ilustran en la Fig. 2. Estas curvas fueron obtenidas cargando las barras monotonmente en tracción. Idealizaciones típicas se muestran en la Fig. 3.

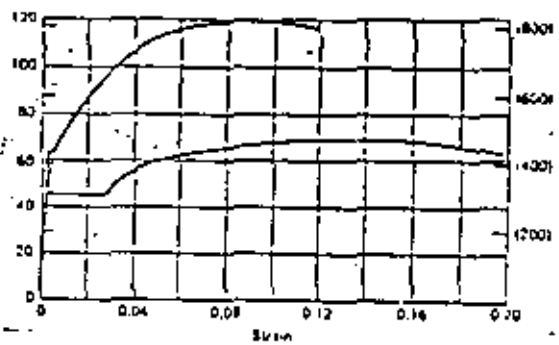


Fig. 2 CURVAS DE TENSION-DEFORMACION TIPICAS DEL ACERO DE REFUERZO

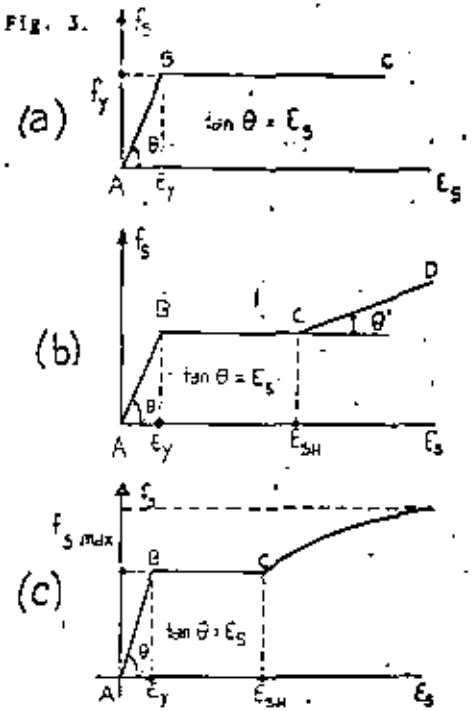


Fig. 3 IDEALIZACIONES DE LAS CURVAS TENSION-DEFORMACION DEL ACERO DE REFUERZO

Concreto

En la discusión de la relación tensión-deformación para este material debemos distinguir entre concreto no confinado y confinado.

Concreto No Confinado - En la Fig. 4 se muestran curvas típicas de tensión-deformación de este material obtenidas a partir de ensayos de compresión uniaxial de probetas cilíndricas de concreto. Curvas idealizadas de tensión-deformación se muestran en la Fig. 5.

Concreto Confinado - Debe establecerse la distinción entre concreto confinado por presión activa y aquél por refuerzo transversal, el que actúa por presión pasiva. En la Fig. 6 se muestran curvas de tensión-deformación axiales típicas obtenidas a partir de ensayos de compresión triaxiales para el concreto. Curvas de tensión-deformación para el concreto confinado con distintos tipos de refuertos transversales se ilustran en la Fig. 7. Finalmente, en la Fig. 8 se muestran diagramas de tensión-deformación idealizados para el concreto confinado.

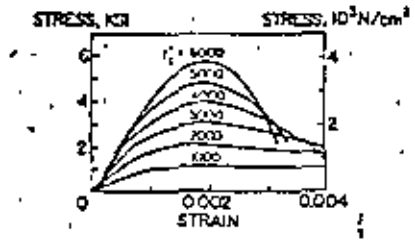


Fig. 4 CURVAS TÍPICAS DE TENSIÓN-DEFORMACIÓN PARA CONCRETO NO CONFINADO EN COMPRESIÓN UNIAXIAL

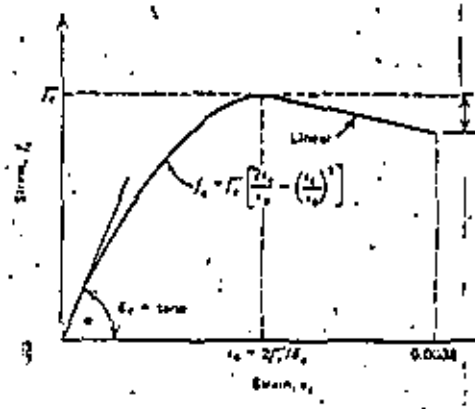


Fig. 5 CURVA IDEALIZADA DE TENSIÓN-DEFORMACIÓN PARA CONCRETO NO CONFINADO EN COMPRESIÓN UNIAXIAL

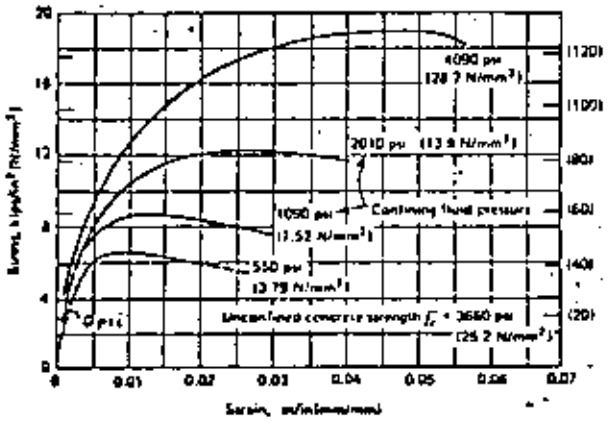


Fig 6 CURVAS DE TENSIÓN-DEFORMACIÓN AXIALES OBTENIDAS DE ENSAYOS DE COMPRESIÓN TRIAXIAL EN PROBETAS CILÍNDRICAS DE CONCRETO

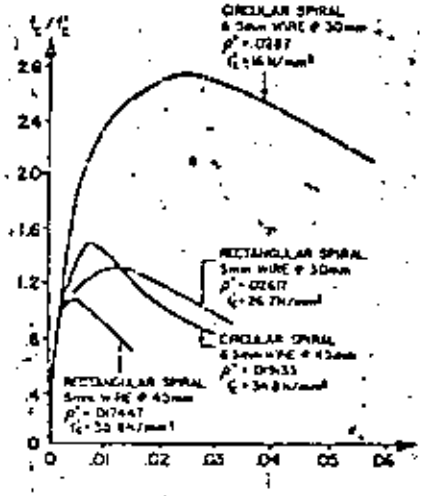


Fig. 7 COMPARACIÓN DE LAS RELACIONES TENSIÓN-DEFORMACIÓN PARA CONCRETO CONFINADO CON ESPIRALES CIRCULARES Y RECTANGULARES

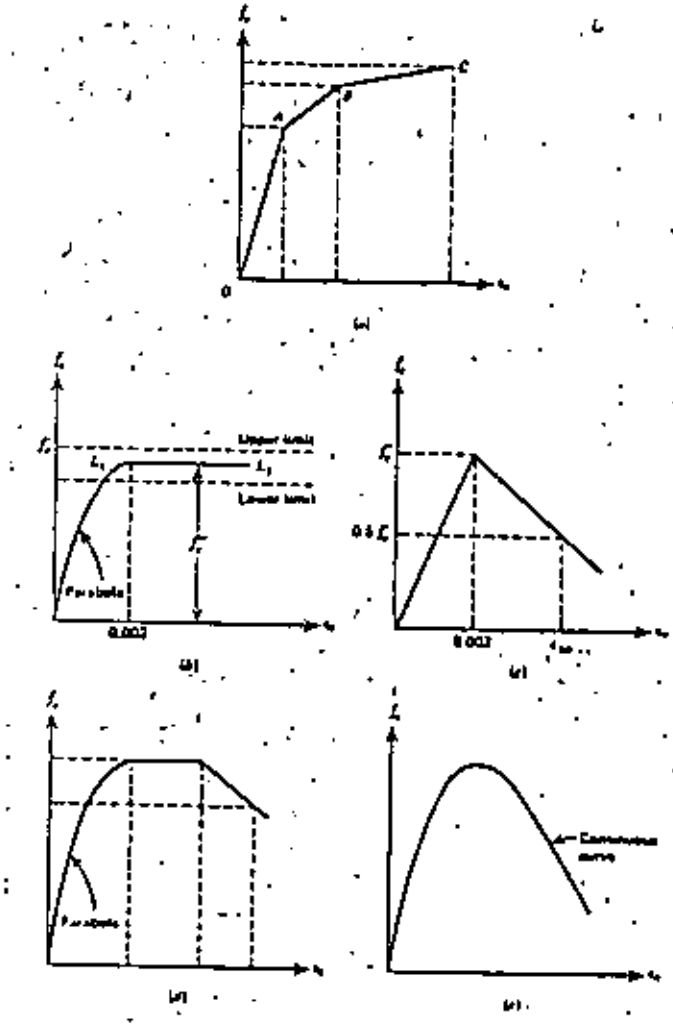


Fig 8 ALGUNAS CURVAS PROPUESTAS DE TENSIÓN-DEFORMACIÓN PARA CONCRETO CONFINADO CON ANILLOS RECTANGULARES. (a) CHAN AND BLUME ET AL., (b) BAKER, (c) ROY AND SOZEN, (d) SOLIMAN AND YU, (d) SARGIN ET AL. [2].

DUCTILIDAD DISPONIBLE EN SECCIONES CON ARMADURA SIMPLE

La ductilidad disponible en una sección de C/A puede calcularse obteniendo en primer término el diagrama momento-curvatura (M - ϕ) de la sección para una curvatura creciente monótonamente desde cero hasta su valor máximo ϕ_{max}. Tal diagrama se ilustra en la Fig. 9 incluyendo los puntos más significativos de la relación momento-curvatura promedio (M - $\phi_{promedio}$). Los valores de M y $\phi_{promedio}$ correspondientes a estos puntos en la fase de agrietamiento pueden ser obtenidos utilizando las ecuaciones (2) y (9) ó (10). Nótese que, en esta fase y en términos rigurosos, no es posible definir la curvatura en una sección agrietada. Más aún, ya que no es posible medir la curvatura en la sección, es más realista trabajar con M vs. $\phi_{promedio}$

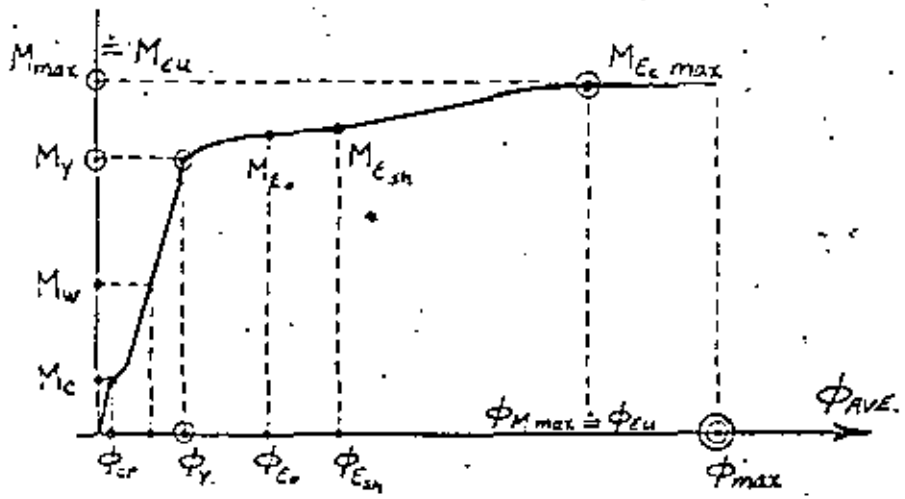


Fig. 9 RELACION MOMENTO-CURVATURA EN UNA SECCION DE UNA VIGA DE C/A

De acuerdo con la definición general de cuociente o factor de

ductilidad y con la notación empleada en la Fig. 9, el cuociente de ductilidad para la curvatura, μ_ϕ, puede definirse como:

$$\mu_\phi = \frac{\text{curvatura en la falla}}{\text{curvatura en la fluencia}} = \frac{\phi_{max}}{\phi_y} \qquad (11)$$

Curvatura en la fluencia ϕ_y - Utilizando la ecuación (2) y asumiendo que la sección no es sobreforzada, obtenemos

$$\phi_y = \frac{(\varepsilon_s)_y}{d(1-k_y)} \qquad (13)$$

donde

$$k_y = \sqrt{(\rho n)^2 + 2\rho n} - \rho n \qquad (14)$$

Ya que ϕ_{max} está controlada por la deformación máxima del concreto, $\varepsilon_{c_{max}}$, entonces, de la expresión (2)

$$\phi_{max} = \frac{\varepsilon_{c_{max}}}{(k)_{\varepsilon_{c_{max}}} d} \qquad (15)$$

Introduciendo las ecuaciones (13) y (15) en la ecuación (11), la ductilidad disponible en la sección puede escribirse como

$$\mu_\phi = \frac{\varepsilon_{c_{max}} (1 - k_y)}{\varepsilon_{sy} (k)_{\varepsilon_{c_{max}}}} \qquad (16)$$

Esta expresión muestra que para obtener valores más grandes de μ_ϕ se debe

1. Utilizar concreto con mayor $\varepsilon_{c_{max}}$
2. Utilizar acero de refuerzo de menor ε_{sy}
3. Reforzar la sección de manera tal que tenga un menor k_y y $(k)_{\varepsilon_{c_{max}}}$

De la ecuación (14) se desprende claramente que a un valor menor de $\rho = As/(bd)$ corresponde un valor menor de k_y.

De la ecuación (6)

$$(k)_{\varepsilon_{c_{max}}} = \frac{\rho (f_s)_{\varepsilon_{c_{max}}}}{(k_1 k_3)_{\varepsilon_{c_{max}}} f'_c} \qquad (17)$$

Tal como lo muestra la Eq. (17), mientras menores sean los valores de ρ y $(f_s)_{\varepsilon_{c_{max}}}$, y más altos aquellos de $(k_1 k_3)_{\varepsilon_{c_{max}}}$ y f'_c, menor será el valor de $(k)_{\varepsilon_{c_{max}}}$. Ya que generalmente el valor de $(k_1 k_3)_{\varepsilon_{c_{max}}}$ es cercano a (0.85 · 0.85) = 0.72, la obtención de un μ_ϕ mayor requerirá del uso de una pequeña cuantía de acero de refuerzo principal, ρ, de un acero de límite de fluencia f_{sy} bajo y características de endurecimiento bajas, es decir, $(f_s)_{\varepsilon_{c_{max}}}$ bajo, y de un concreto con la mayor $\varepsilon_{c_{max}}$. El efecto de ρ en el valor de μ_ϕ puede apreciarse en la Fig. 10.

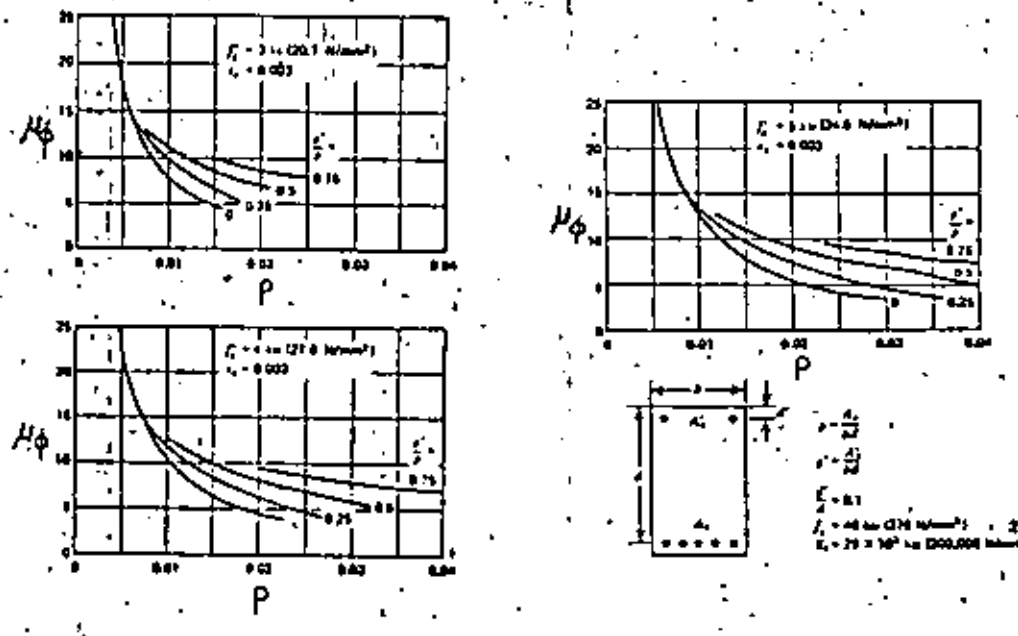


Fig 10 EFECTO DE ρ Y ρ' EN LA DUCTILIDAD PARA LA CURVATURA, μ_ϕ

DUCTILIDAD DISPONIBLE EN SECCIONES DOBLEMENTE ARMADAS

El procedimiento para determinar el μ_ϕ de las secccciones con armadura doble es idéntico al utilizado para las secciones con armadura simple. La única diferencia estriba en que las ecuaciones de los factores de posición del eje neutro, k_y y $(k)_{\varepsilon_{c'_{max}}}$, son mucho más complejas debida a la presencia del acero en compresión. Las ecuaciones que aquí se presentan fueron extraídas de la Ref [2], secciones 6.3.1 y 10.2.3.

El factor de posición del eje neutro k_y está dado por

$$k_y = \sqrt{[(\rho + \rho')^2 n^2 + 2(\rho + \frac{\rho' d'}{d})n]} - (\rho + \rho')n \qquad (18)$$

donde ρ' es la cuantía del acero en compresión.

La ecuación para calcular $(k)_{\varepsilon_{c_{max}}}$ depende de si el acero en compresión ha alcanzado la fluencia o no cuando la fibra comprimida extrema alcanza su valor máximo $\varepsilon_{c_{max}}$. Si se ha alcanzado la fluencia

$$(k)_{\varepsilon_{cmax}} = \frac{(\rho - \rho')\, f_{sy} d}{(k_1 k_3)_{\varepsilon_{c_{max}}} f'_c} \qquad (19)$$

lo que determina una ductilidad

$$\frac{\varepsilon_{c_{max}}}{\varepsilon_{sy}} \frac{\left[1 + (\rho+\rho')n - \sqrt{(\rho+\rho')^2 n^2 + 2(\rho + \rho'\frac{d'}{d})n}\right](k_1 k_3)_{\varepsilon_{c_{max}}} f'_c}{(\rho - \rho')\, f_{sy}} \qquad (20)$$

Una ecuación similar puede obtenerse (Ref. [2]) cuando el acero en compresión no está en fluencia. Los efectos sobre μ_ϕ de las propiedades de la sección doblemente armada pueden obtenerse analizando los diferentes términos de la ecuación (20). Los resultados se ilustran en las Figs. 10 y 11.

De estos resultados se desprende claramente que un incremento en la cuantía del acero en compresión, mientras todas las otras variables permanecen constantes, determinará una disminución de los valores de K_y y $(k)_{\varepsilon_{c_{max}}}$ y un incremento auxiliar del factor de ductilidad.

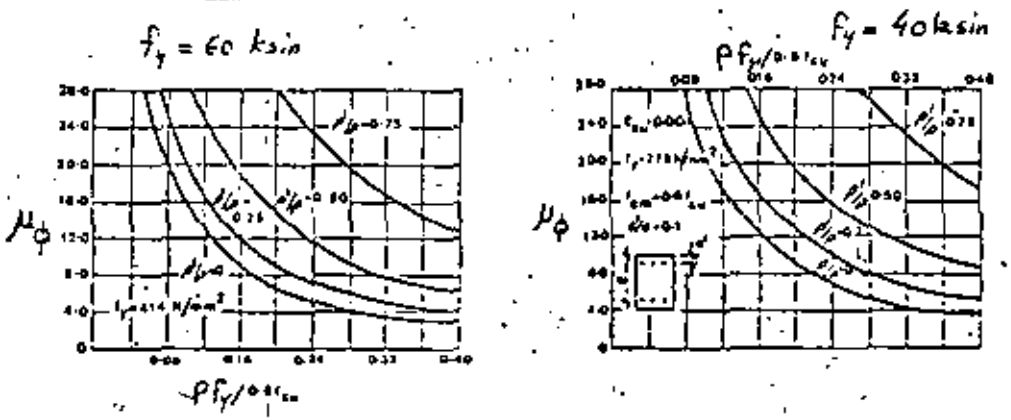


Fig. 11 VARIACION DE LA DUCTILIDAD PARA CURVATURA, NO CONFINADO CON ARMADURAS SIMPLE Y DOBLE.

Estudiando la Eq. (20), que puede considerarse como representativa del caso general de una sección en flexión, observamos que es directamente proporcional a $\varepsilon_{c_{max}}$. En el caso de concreto no confinado este valor se toma generalmente como 0.003, valor para el cual generalmente la sección alcanza su resistencia en flexión máxima. Sin embargo, no ocurre una reducción significativa de la resistencia hasta $\varepsilon_{c_{max}} = 0.004$, cuando se detecta en el concreto algún desgranamiento. De aquí que el factor de ductilidad para la curvatura esté limitado por este valor bajo de $\varepsilon_{c_{max}}$. Para sobrepasar este cociente de ductilidad bajo es necesario incrementar $\varepsilon_{c_{max}}$ confinando el concreto en la zona comprimida por medio de refuerzos transversales muy cercanos unos a otros.

EFECTO DEL CONFINAMIENTO DEL CONCRETO

Es bien sabido que la presión de confinamiento aplicada por el refuerzo al concreto mejora las características de tensión-deformación del concreto para deformaciones mayores que la correspondiente a la resistencia uniaxial del concreto no confinado. Aunque varios investigadores han demostrado las ventajas del concreto confinado, no se han desarrollado métodos confiables para predecir sus relaciones tensión-deformación. Desafortunadamente, las ventajas y desventajas de las diferentes formas y distribución del refuerzo transversal utilizadas en la práctica no han sido establecidas de una manera adecuada. Comparando las representaciones gráficas que se muestran en la Fig. 12, se observan numerosas discrepancias entre las diferentes fórmulas sugeridas para predecir la relación tensión-deformación del concreto confinado. Para una discusión detallada del estado del arte en esta materia, ver las referencias [2] y [7].

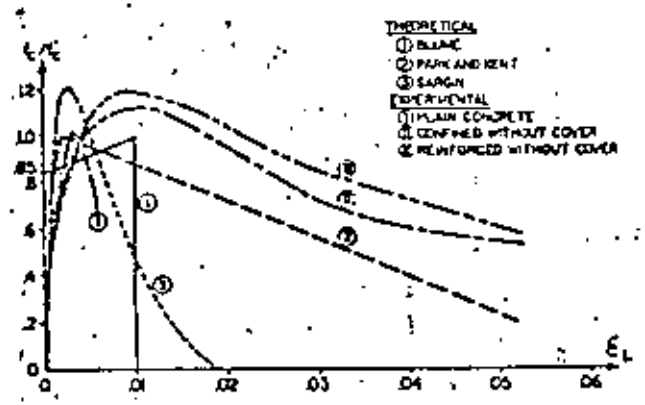


Fig. 12 CONCRETO CONFINADO. COMPARACIÓN DE RELACIONES TENSIÓN-DEFORMACIÓN ANALÍTICAS CON RESULTADOS EXPERIMENTALES

RESULTADOS EXPERIMENTALES

Los estudios realizados por Bertero y Felippa [8] han demostrado

que la capacidad de rotación de las zonas críticas de elementos de C/A en flexión puede controlarse con la ductilidad del refuerzo en vez de la del concreto si se utiliza adecuadamente el refuerzo transversal y de compresión.

Algunos de sus hallazgos se describen en los siguientes párrafos. La Fig. 13 muestra las curvas M-φ obtenidas a partir de ensayos realizados en vigas sometidas a momento de flexión puro en sus partes centrales. Todas las vigas fueron construídas con miras a obtener la resistencia cilíndrica de 4.48 MPa (650 psi). El refuerzo longitudinal consistió de barras ASTM-A432 con un límite de fluencia bien definido de alrededor de 427.5 MPa (62 Ksi). Aunque no se manifestó un incremento en la resistencia al incorporar estribos de 4.8mm (3/16 in.) espaciados a 38.1mm (1 1/2 in.), la ductilidad se incrementó considerablemente. Sin embargo, se obtuvo una respuesta anelástica global mejor cuando los estribos de 4.8mm (3/16 in.) fueron colocados espaciados a 63.5mm (2 1/2 in.) y dos barras N° 3 se utilizaron como refuerzo de compresión. Aquí, el pandeo del refuerzo de compresión controló el comienzo de la porción decreciente de la curva aunque esto ocurrió cerca del nivel en que se producía la estricción en el refuerzo de tracción.

Cuando se utilizaron dos barras N°3 como refuerzo de compresión en combinación con estribos de 4.8mm (3/16 in.) espaciados a 38.1mm (1 1/2 in.), la ductilidad del refuerzo de tracción controló la capacidad de rotación del elemento. El elemento rotó bajo un momento casi constante hasta que se produjo la estricción en la barra de tracción.

Simultaneamente con estos resultados, es interesante analizar

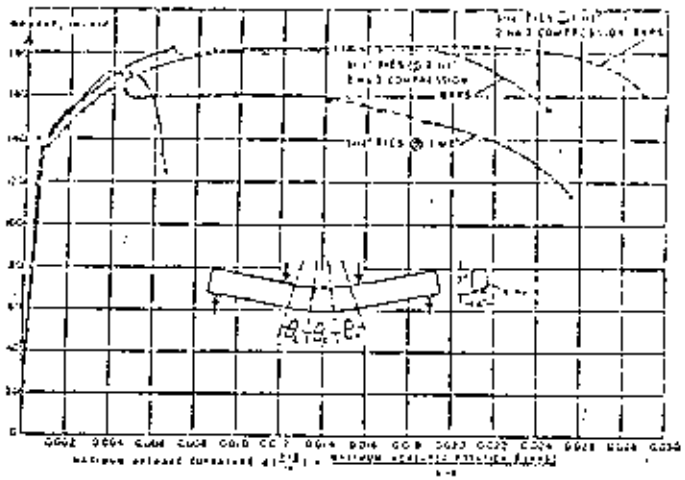


Fig. 13 DIAGRAMAS MOMENTO-CURVATURA

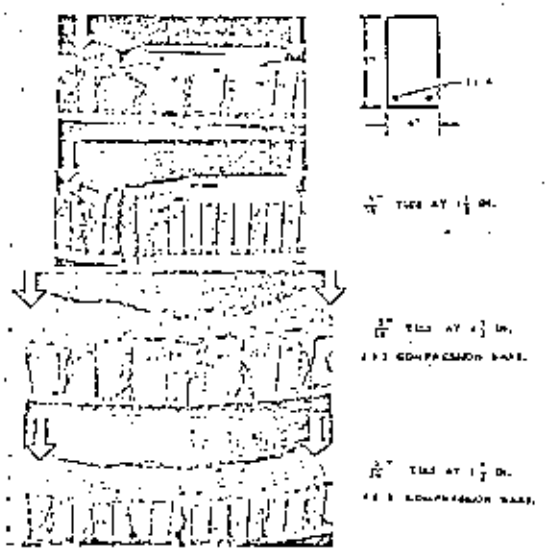


Fig. 14 APARIENCIA DE LAS VIGAS DUEGO DE LA FALLA, ILUSTRANDO LA EXTENSIÓN DE LAS DEFORMACIONES ANELASTICAS EN LA ZONA DE DE MOMENTO CONSTANTE

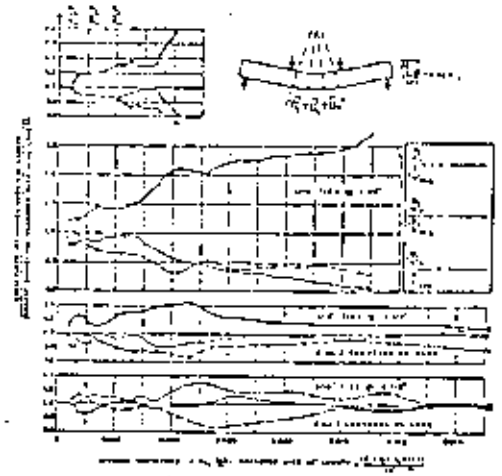


Fig. 15 VARIACIÓN DE LA CURVATURA A LO LARGO DE LA ZONA DE MOMENTO CONSTANTE

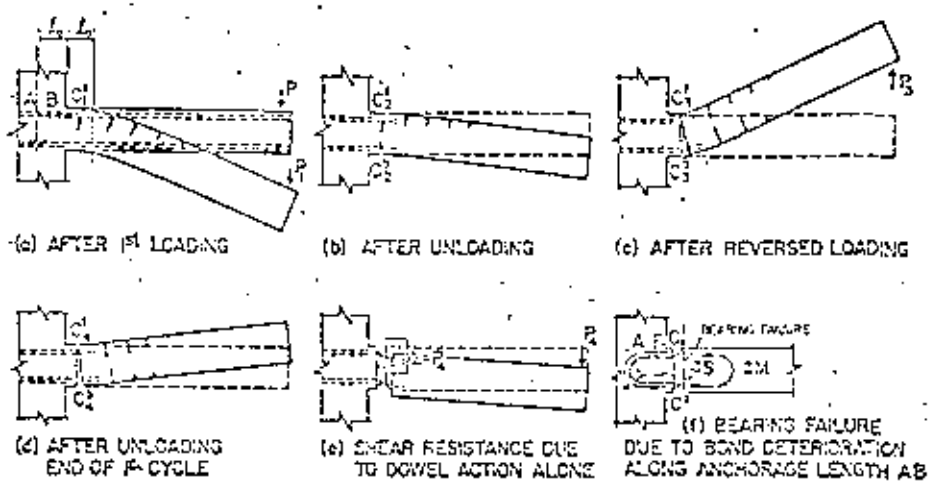


Fig. 16 EFECTO DE CARGAS ALTERNANTES EN EL CONCRETO ARMADO

el efecto de los refuerzos transversales y de tracción en la extensión de las deformaciones anelásticas. Esto puede hacerse analizando las fotografías de la Fig 14 como puede verse en el caso de vigas sin refuerzos transversales ni de compresión. La rotación anelástica se concentró en una zona donde la longitud era menor que la profundidad efectiva. Cuando se utilizaron los estribos espaciados a 38.1mm (1 1/2 in.), la rotación anelástica se extendió a lo largo de una longitud mayor, pero la mayor parte del daño se concentró aún en una zona de longitud igual aproximadamente a la profundidad efectiva. Por otro lado, cuando se utilizaron dos barras N°3 en compresión junto a los estribos espaciados a 63.5mm (2 1/2 in.) y 38.1mm (1 1/2 in.), la deformación anelástica se extendió a toda la zona sometida a momento constante. También, no se observó daño alguno cuando los estribos se espaciaron tan cercanos unos de otros, a 38.1mm (1 1/2 in.), que previnieron el pandeo del acero en compresión.

En la Fig 15 se muestra la información cuantitativa respecto de la extensión de las deformaciones anelásticas en la zona de momento constante. Esta figura representa gráficamente el cociente entre las curvaturas calculadas a partir de la rotación medida en diferentes partes a lo largo de la zona de momento constante y su valor promedio versus este valor promedio. Las curvas que se presentan en esta figura indican que el refuerzo de compresión junto al concreto confinado por medio de estribos muy cercanos los unos de los otros, estabilizan las deformaciones anelásticas, y les permiten extenderse a lo largo de toda la zona de momento constante.

Se desprende claramente de los resultados presentados aquí, que

la incorporación de estribos puede mejorar la capacidad de rotación de los elementos de concreto armado sometidos a flexión pura. Más aún, una combinación adecuada de estribos y refuerzos de compresión puede ofrecer ventajas económicas y resultar en un comportamiento global mejor.

COMPORTAMIENTO DE ZONAS CRÍTICAS EN FLEXIÓN SOMETIDAS A CARGAS REPETITIVAS VARIABLES Y GENERALIZADAS

Los experimentos realizados en Berkeley y en otras partes [9, 10], indican que el comportamiento de los elementos estructurales de C/A, sometidos a solicitaciones generalizadas similares a aquellas que se producen por efecto de movimientos sísmicos fuertes del suelo, incluyendo momentos de flexión alternantes, se caracteriza por una pérdida de la rigidez que se incrementa a medida que el número de ciclos de deformaciones alternantes aumenta. Aunque la pérdida de rigidez no impidió que las zonas críticas, reforzadas adecuadamente, desarrollaran su resistencia última, la rigidez inicial disminuyó frente a las cargas alternantes y la deformación para la cual se llegó a la capacidad de trabajo aumentó a medida que el número de ciclos de las cargas alternantes se incrementó. Esta reducción de la rigidez también se observó en ensayos realizados en edificios de varios pisos reales [11, 12, 13, 14].

Para las estructuras de concreto armado diseñadas de acuerdo a las especificaciones de la norma o código, el problema más serio parece ser, entonces, el del deterioro de la rigidez en vez del de la resistencia.

MECÁNICA DEL DETERIORO DE LA RIGIDEZ

El momento y la curvatura en las zonas críticas de los elementos estructurales de concreto armado sometidos a grandes deformaciones anelásticas son sensibles a: (1) el comportamiento anelástico del acero de refuerzo el cual a menudo presenta un efecto de Bauschinger pronunciado; (2) el grado o nivel de agrietamiento del concreto; (3) la efectividad de la interacción (adherencia) entre el acero y el concreto; (4) la posibilidad de deslizamiento o pérdida del anclaje efectivo, y (5) la presencia de deformaciones por corte y agrietamiento diagonal por corte. Estos factores son todos sensibles a la historia de las tensiones en la estructura durante el sismo y conducen a menudo a una disminución de la rigidez durante ciclos sucesivos de carga. Se hace referencia a esta disminución, generalmente, como la "degradación" o el "deterioro."

El papel que juegan algunos de los factores mencionados más arriba en el deterioro de la rigidez ha sido descrito en publicaciones previas [9, 10. 15] y se resume más abajo haciendo referencia a la viga en voladizo que se muestra en la Figura 16.

Si se carga un elemento de concreto doblemente armado bien dentro del rango anelástico tal que el acero de tracción alcanza la fluencia, la grieta de flexión principal, que se denota por C_1^t en la Fig. 16(a), no se cerrará completamente luego de la descarga, Fig. 16(b). El grado de apertura dependerá del nivel de deformaciones que el acero de tracción haya alcanzado dentro del rango plástico durante la primera etapa de carga. Si se ha deformado bastante más allá que en la fluencia inicial, puede originarse una grieta C_2^b en la parte inferior durante la descarga.

Si luego se carga el elemento en la dirección opuesta, la sección crítica, que ya está agrietada, ofrecerá una resistencia considerablemente menor a la rotación que durante la primera etapa de carga. Esta disminución de la resistencia puede deberse a un contacto imperfecto entre las dos caras de una grieta C_2^t previa. La grieta en la parte superior puede cerrarse o no dependiendo del valor extremo de la carga de sentido opuesto P_3 comparada con P_1 — las cuantías de los aceros de refuerzo superior e inferior — y de otros factores. Ya que en el concreto ha comenzado un proceso de despedazamiento en las dos caras, debería producirse una reducción en la rigidez de la sección crítica aún cuando la grieta se cerrara.

Para la carga P_3, si la dirección opuesta alcanza el mismo valor externo que P_1, el ancho de la grieta C_3^b será mayor que el de C_1^t obtenido para P_1. Si se descarga ahora el elemento, la sección crítica estará agrietada entre C_4^t - C_4^b y el ancho de la grieta dependerá fundamentalmente de la cuantía de la fluencia en el acero, de la efectividad de la adherencia entre el acero y el concreto, y, aunque en menor extensión, del grado de resquebrajamiento del concreto.

Al comienzo de un nuevo ciclo de carga alternante, la sección de concreto original se comportará como una sección de acero formada por los refuerzos de acero de tracción y de compresión. Si el acero de refuerzo presenta un efecto de Bauschinger pronunciado, esto conducirá a una reducción de la rigidez en la sección crítica. Más aún, la presencia del esfuerzo de corte en esta etapa tenderá a producir un desplazamiento relativo entre las caras de la grieta, como se muestra en la Fig. 16(c). Esta tendencia es resistida por la acción de

"dowel" del refuerzo principal y causará que las barras de acero sean presionadas contra el concreto y probablemente conduzca a un resquebrajamiento longitudinal del concreto. El grado del daño introducido por este efecto del corte dependerá del espaciamiento de los estribos pero, probablemente, afectará la adherencia y, consecuentemente, la rigidez global del elemento.

El deterioro de la adherencia en secciones bien agrietadas, incrementado por el corte, puede causar fallas locales en cualquier punto de discontinuidad del refuerzo principales y, particularmente, en la unión de la viga a la columna exterior. Por ejemplo, en la unión que se muestra en la Fig. 16(f), el deterioro de la adherencia a lo largo de la longitud AB debido a los tensiones alternantes del acero y el efecto de cualquier esfuerzo de corte actuando en la sección C^t - C^b, pueden conducir al desarrollo de tensiones radiales altas en A y luego a una falla por alabeo. Esto podría producir un deslizamiento significativo de la barra y a un movimiento hacia afuera de la parte vertical del gancho, induciendo un despedazamiento con desprendimiento del concreto en la cara posterior de la columna, en particular si el confinamiento del concreto en la unión no es adecuado. Este tipo de falla ha sido observado por otros investigadores y en inspecciones en terreno de los daños producidos pro un terremoto (ver sección 13.8.3. de la Ref. [2]).

EFECTO DE LOS ESFUERZOS AXIALES Y DE CORTE

La relación momento-curvatura está influenciada significativamente por los esfuerzos axiales y de corte, particularmente en el rango anelástico. La magnitud del esfuerzo axial en las vigas es pequeño generalmente y su efecto puede despreciarse en la relación M-ϕ . El esfuerzo

de corte en la vigas, incluyendo tanto sus componentes debidas a los efectos de la gravedad como a los de las fuerzas de inercia, no pueden ser despreciados, especialmente en los niveles bajos de edificios altos con vanos de poca luz, ya que puede afectar a la curvatura en forma significativa. Cuando el efecto de las fuerzas gravitacionales es grande, la magnitud del esfuerzo de corte varía a lo largo de la longitud de la viga siendo muy significativa en la unión viga-columna y menos importante en las vecindades del centro de la luz. De aquí que en el estudio de las zonas críticas que se presentan en una viga, debieran considerarse dos casos diferentes: (1) las zonas críticas deben incluir los esfuerzos de corte de magnitud considerable que se presentan generalmente en la union viga-columna y (2) el efecto del esfuerzo de corte es pequeño y puede ser despreciado. Este último caso se presenta en la vecindad del Centro de la luz de la viga así como en los extremos de vigas de grandes luces.

El comportamiento de la zona crítica en la unión viga-columna puede ser afectado tanto por el esfuerzo de corte como por los detalles de anclaje de los refuerzos de la viga. En particular, el detalle del acero para una conexión monolítica entre la columna exterior y la viga puede contribuir al deterioro de la rigidez. Ver las Ref. [17] y [18] para una discusión en detalle del efecto del esfuerzo de corte en zonas críticas en flexión.

REFERENCES

1. Cowrick, D. J., "Earthquake Resistant Design," A Manual for Engineers and Architects, J. Wiley and Sons, 1977, Section 5.2.4.

2. Park, R. and Paulay, T., "Reinforced Concrete Structures," J. Wiley and Sons, 1975, Section 11.6.4.

3. Mahin, S. A. and Bertero, V. V., "Problems in Establishing and Predicting Ductility in Seismic Design." Proceedings of the International Symposium on Eathquake Structural Engineering, St. Louis, Missouri, U.S.A., August 1976.

4. Mahin, S. A., "On the Use of Computer in Seismic Resistant Design of Reinforced Concrete Building." Proceedings of the Workshop on Earthquake Resistant R/C Building Construction, University Extension of California, Berkeley, California, July 1977.

5. Powell, G. H., "Computer Programs for Analysis of Seismic Response of R/C Buildings." Proceedings of the Workshop on Earthquake Resistant R/C Building Construction, University Extension of California, Berkeley, California, July 1977.

6. Clough, R. E. and Benuska, K. L., "FHA Study of Seismic Design Criteria for High Rise Buildings," Report HUD Ts-3, Federal Housing Administration, Washington, D.C., August 1966.

7. Bertero, V. V. and Vallenas, J., "Confined Concrete, Research and Development Needs." Proceedings of the Workshop on Earthquake Resistant R/C Building Construction, University Extension of California, Berkeley, California, July 1977.

8. Bertero, V. V. and Felippa, C., "A Discussion on Ductility of Concrete," Proceedings of the International Symposium on "Flexural Mechanics of Reinforced Concrete," Miami, Florida, Nov. 1964, ACI Publication SP12, pp. 227-234.

9. Bertero, V. V., Bresler, B., and Liao, H., "Stiffness Degradation of Reinforced Concrete Members Subjected to Cyclic Flexural Moments," Earthquake Engineering Research Center, Report no. EERC 69-12, December 1969, University of California, Berkeley, CA.

10. Bertero, V. V., "Experimental Studies Concerning Reinforced, Prestressed and Partially Prestressed Concrete Structures and their Elements," International Association for Bridge and Structural Engineering Symposium Acted on by Well Defined Repeated Loads," Introductory Report, Lisboa, 1972.

11. Aoyama, H., "Restoring Force Characteristics Under Reversal of Loading of Reinforced Concrete Members and Structures," A Review of Japanese Research - Report of the United States - Japan Seminar on "Basic Research in Concrete as Related to Behavior of Structures in Earthquakes," Tokyo, Feb. 1967, 14 pages.

12. Funahashi, I., Kinoshita, K, and Aoyama, H., "Vibration Tests and Test to Failure of a Seven Story Building that Survived a Severe Earthquake," Proceedings of the Fourth World Conference on Earthquake Engineering, Chile, 1969, Volume I, pp. B-1, 26-42.

13. Hayes, R. and Gaiambos, T., "Large Scale Dynamic Shaking of an Eleven-Story Concrete Building," Proceedings of the Workshop on Earthquake Resistant R/C Building Construction, University Extension, University of California, Berkeley, 1977.

14. Freeman, S. A., Honda, K. K. and Blume, J., "Dynamic Response Investigations of Real Buildings," Proceedings of the Workshop on Earthquake Resistant R/C Building Construction, University Extension, University of California, Berkeley, California, July 1977.

15. Bertero, V. V. and Bresler, B., "Seismic Behavior of Reinforced Concrete Framed Structures," Proceedings of the Fourth World Conference on Earthquake Engineering, Chile, 1969, Volume I, pp. B-2, 109-124.

16. Hanson, N. W. and Connor, H. W., "Seismic Resistance of Reinforced Concrete Beam-Column Joints," Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 93, No. ST5, Proc. Paper 5337, Oct. 1967, pp. 533-550.

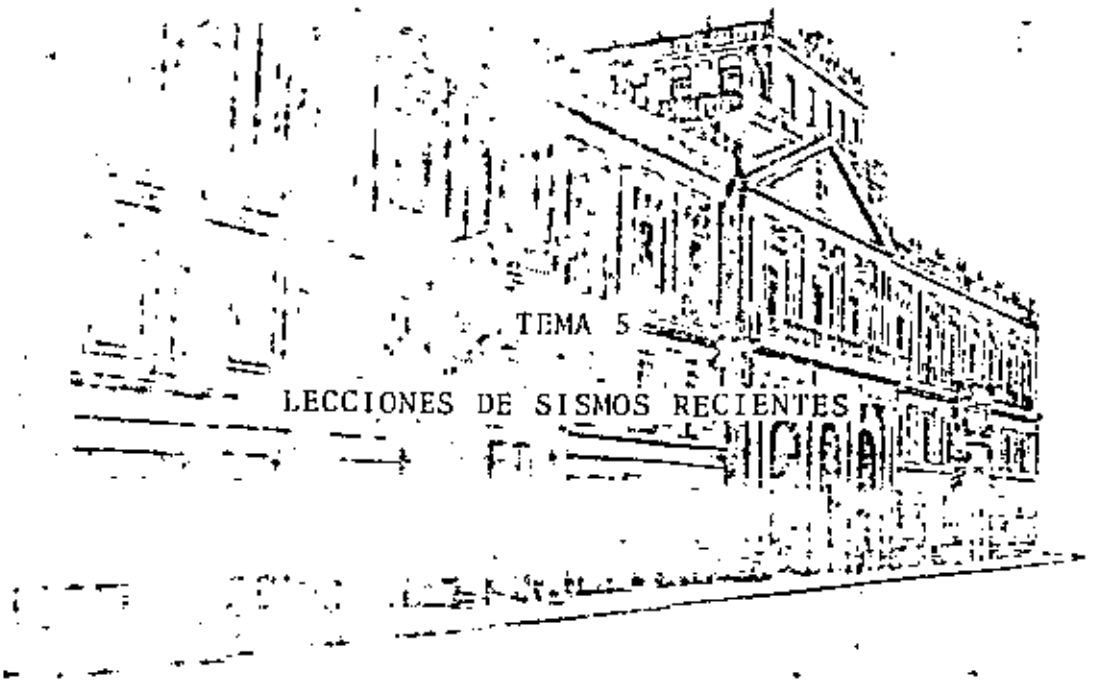
17. Ma, S. Y. M., Bertero, V. V. and Popov, E. P., "Experimental and Analytical Studies on the Hysteretic Behavior of Reinforced Concrete Rectangular and T-Beams," Earthquake Engineering Research Center, Report No., EERC 76-2, University of California, Berkeley, California.

18. Bertero, V. V., Popov, E. P., and Wang, T. N., "Hysteretic Behavior of Reinforced Concrete Flexural Members with Special Web Reinforcement," Earthquake Engineering Research Center, Report No., EERC 74-9, University of California, Berkeley, California.

DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.

VII CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERIA SISMICA

DISEÑO SISMICO DE EDIFICIOS



TEMA 5

LECCIONES DE SISMOS RECIENTES

M en C Enrique del Valle Calderón

Julio, 1981

LECCIONES DE SISMOS RECIENTES*

Enrique del Valle C.**

Introducción

La ocurrencia de un movimiento sísmico intenso despierta siempre la atención de gran número de ingenieros, sismólogos y autoridades gubernamentales, pues mucho es aún lo que debemos aprender para poder reducir cada vez más los daños y pérdidas de vidas que producen dichos movimientos.

Las deficiencias de los reglamentos de construcción, que tienen siempre un cierto atraso en relación con los avances logrados en el campo de la ingeniería sísmica; las deficiencias en cálculo, en parte también por falta de actualización de los ingenieros; los defectos constructivos o el comportamiento indeseable de ciertos materiales de construcción; mala conservación o la acumulación de daños ocultos a través de varios temblores, son espectacularmente expuestos a raíz de un sismo intenso. Dentro de ciertos intervalos, entre más antigua sea una construcción, mayor será la probabilidad de que alguno de los conceptos antes mencionados se manifieste.

Uno de los problemas que suelen presentarse es la falta de costumbre de la gente o su incredulidad, cuando se dice que en un cierto lugar de la tierra el riesgo sísmico es elevado. Como es sabido, los períodos de recurrencia de los sismos intensos son, afortunadamente, largos, lo que hace que muchas veces las personas se olviden del riesgo que corren y empiecen a relajarse incluso los reglamentos o bien, no se preocupe nadie por establecerlos en caso de que no existan. Sólo cuando se presenta un movimiento intenso y provoca muchos daños, surge la necesidad de componer la situación, pero esta efervescencia por desgracia es pasajera y al cabo de unos meses, todo se olvida y decae el interés.

Otras personas consideran también que sismos de mediana intensidad son suficientes para probar las bondades de ciertas prácticas de cálculo o constructivas, y animados por la ausencia de daños ante estos movimientos leves, insisten en su práctica, no siempre sana, a pesar de que temblores intensos han demostrado, quizá en otra parte del mundo, que no debe seguirse y estas experiencias son de su conocimiento.

Poco a poco, a través de errores y fracasos, el hombre ha ido logrando el perfeccionamiento de los sistemas constructivos, así como el mejor conocimiento del comportamiento de los materiales al ser sometidos a los efectos de sismos intensos; sin embargo, aún falta mucho por hacer, sobre todo al nivel de vivienda popular, en países poco desarrollados o en vías de desarrollo, donde la intervención del ingeniero no existe y siguen repitiéndose los errores, como por ejemplo, del uso de mampostería de adobe, sin reforzar, combinada con sistemas de techos pesados y que no contribuyen a la resistencia.

Sistemas estructurales

Para resistir las fuerzas laterales provocadas por los sismos, se dispone básicamente de sistemas estructurales a base de muros, sistemas estructurales a base de marcos rígidos constituídos por trabes y columnas unidas adecuadamente y sistemas estructurales constituídos por combinaciones de muros y marcos rígidos (rat

* Material preparado para el curso Diseño sísmico de Edificios, que se imparte en la DEPFI dentro del V Curso Internacional de Ingeniería Sísmica.

** Profesor Titular, Tiempo Completo, DEPFI UNAM.

1)..

Los muros pueden ser de carga o rigidez y estar hechos de adobe, piedra, tabique hueco o macizo o bloques huecos de concreto o bien ser de concreto reforzado. En general son bastante eficientes para resistir fuerzas elevadas en su plano si se toman precauciones especiales para evitar problemas de falla frágil. La ductilidad que pueden alcanzar estos sistemas, como se verá en otra parte del curso, es variable, pero en general, es menor que la que se alcanza con otros sistemas.

En ocasiones se usan grupos de muros unidos entre sí y para formar tubos verticales, que pueden comportarse de manera muy eficiente para resistir los efectos sísmicos, con ductilidad adecuada.

En muchos casos los muros no son considerados como elementos resistentes al momento de calcular la estructura; sin embargo, la falta de indicación de esto en los planos constructivos, aunada a prácticas constructivas deficientes, muchas veces de buena fé, pero ignorantes del problema que puede ocasionarse, hace que se integren a los elementos que resistirán los efectos sísmicos, provocando serios problemas, como se verá más adelante.

Los sistemas estructurales a base de marcos rígidos son bastante empleados en la construcción de edificios de uso general, en los que se desconoce la distribución de los espacios, durante la etapa de cálculo y desea dar amplia libertad de uso. Se conocen también como estructuras esqueléticas y se construyen principalmente de concreto reforzado o de acero estructural aunque también suele usarse la madera en ciertos casos.

Este tipo de estructuras puede desarrollar una buena ductilidad bajo la acción de los efectos sísmicos, como también se verá en otra parte del curso.

Su elevada hiperestaticidad y el comportamiento más allá del límite elástico, permiten la redistribución de efectos sísmicos y los hace especialmente adecuados para resistir fuerzas laterales en edificios altos; sin embargo, es frecuente que su comportamiento se vea obstaculizado por elementos no estructurales, lo que conduce a problemas de mayor o menor importancia.

Las deformaciones laterales de este tipo de estructuras son mayores, en general, que las de sistemas a base de muros, y deben dejarse las holguras constructivas necesarias para que esas deformaciones puedan tener lugar previendo las conexiones adecuadas de instalaciones, fachadas, muros divisorios, etc. En algunas ocasiones se emplean contravientos diagonales o muros de rigidez con objeto de reducir las deformaciones.

El empleo cada vez más frecuente de computadoras digitales para el análisis de este tipo de sistemas ha ido eliminando los problemas asociados a subestimaciones o sobre estimaciones de sus propiedades elastico-geométricas por el empleo de métodos aproximados de análisis sin verificar si se cumplen las restricciones de dichos métodos. Puede citarse como ejemplo la determinación de rigideces de entrepiso, y por consiguiente, de las deformaciones laterales que sufrirá la estructura, en marcos construídos por columnas relativamente robustas en comparación con las trabes (ref 2).

Es bastante frecuente en nuestros días la combinación de sistemas a base de muros y a base de marcos. El problema fundamental de esta combinación es la determinación de la compatibilidad de deformaciones de ambos sistemas al estar sometidos a fuerzas horizontales, ya que su comportamiento aislado es completamente diferente . . Puede ser muy eficiente esta combinación en edificios de gran altura. El empleo de computadoras digitales en el análisis es imprescindible para lograr una predicción adecuada del comportamiento de la estructura.

La estructuración que se adopte es fundamental en el éxito o fracaso de un edificio. El ingeniero estructurista no puede lograr que una forma estructural pobre, tal vez por causa de un capricho arquitectónico, se comporte satisfactoriamente en un temblor. Existe una serie de recomendaciones de tipo general (referencia 3), que es conveniente seguir para lograr buenos resultados. Aun cuando no existe una forma universal para un tipo particular de estructura, esta debe de ser, siempre que sea posible: simple; simétrica; no demasiado alargada ni en planta ni en elevación; ser uniforme y tener su resistencia distribuída en forma uniforme, sin cambios bruscos; tener miembros horizontales en los que se formen articulaciones plásticas, antes que en los miembros verticales y tener su rigidez en relación con las propiedades del subsuelo.

Esta última condición no se ha respetado en muchas ocasiones y ha sido causa de problemas importantes. En general, se sabe que una estructura flexible se comporta mejor cuando está desplantada en un suelo rígido y una rígida cuando lo está en suelo blando. Aunque en esta definición quedan demasiado vagos los terminos de rigidez de estructuras y suelos, lo importante es que haya bastante diferencia, de ser posible, entre los períodos dominantes propios del terreno y de la estructura, como se verá en otra parte del curso.

Elementos no estructurales

Se consideran como elementos no estructurales aquellos que no contribuyen, teóricamente, a la resistencia de la estructura al ser sometida a los efectos sísmicos, tales como muros divisorios o de colindancia, fachadas, plafones, instalaciones hidráulicas, eléctricas, o de otro tipo, tanques, antenas, etc.

Los principales problemas son causados por la unión inadecuada de estos elementos a la estructura, provocando que, al deformarse ésta, se recargue con mayor o menor intensidad en aquellos, que al no estar diseñados para resistir los efectos del sismo, pueden sufrir daños considerables.

En muchos temblores recientes, las mayores pérdidas económicas han ocurrido en elementos no estructurales, sobre todo en muros divisorios, de colindancia o de fachadas, debido a su elevada rigidez (no siempre compatible con su resistencia) que impide la deformación de la estructura si no hay holguras constructivas adecuadas.

Es frecuente que la estructura también resienta daños importantes, pues no está diseñada para tomar los esfuerzos que le transmiten los muros.

Resulta pues sumamente importante definir claramente en los planos constructivos cuales son los elementos que forman parte integrante de la estructura y cuales son no estructurales, indican

do la forma en que deben colocarse, las holguras constructivas que deben dejarse, incluyendo los acabados y otras precauciones que se juzgue pertinentes.

Daños observados

A continuación se ilustrarán y discutirán los principales tipos de daños observados en temblores recientes, tomando en cuenta los comentarios hechos con anterioridad.

Es necesario definir si los daños pueden poner en peligro la estabilidad de la estructura o son en elementos no estructurales, sin peligro de colapso, pero con costos de reposición elevados.

Los daños pueden consistir en:

- agrietamientos ligeros de acabados y muros no estructurales
- agrietamientos fuertes de acabados y muros no estructurales
- agrietamientos ligeros en muros estructurales
- agrietamientos severos de muros estructurales
- formación de articulaciones plásticas en columnas o fracturas importantes
- colapsos parciales de elementos no estructurales
- colapsos parciales de elementos estructurales
- colapsos totales
- pérdida de verticalidad de la estructura
- fallas de anclaje del refuerzo
- desconchamiento del recubrimiento
- pandeo local o generalizado
- rupturas de tuberías o ductos de instalaciones

- colapso de plafones
- golpeo contra construcciones vecinas por flexibilidad excesiva
- fractura de losas o escaleras.

Los informes que se anexan a continuación, sobre los temblores de Managua el 23 de diciembre de 1972 y del ocurrido en una amplia región de México el 28 de agosto de 1973, ilustran la mayoría de los daños antes mencionados.

Se puede encontrar información adicional en numerosas publicaciones, algunas del mismo Instituto de Ingeniería de la UNAM, por ejemplo las referencias 4 a 6, o bien, descripciones de daños por temblor que han sido presentadas en los distintos congresos mundiales de ingeniería sísmica, referencias 7 a 11. El capítulo 9 de la referencia 13 ilustra el comportamiento de estructuras en los Estados Unidos a través de diversos temblores.

Como puede observarse muchos de los daños que se han presentado podrían haberse evitado tomando precauciones mínimas durante la construcción. En otros casos, la intensidad del movimiento rebasó las predicciones que tenían, o superó la capacidad estimada para las estructuras, obligando en ambos casos a modificar los reglamentos de construcción.

Actualmente se han refinado bastante las técnicas para definir la sismicidad de un lugar como se vió en el curso de Sismología y Sismicidad.

La determinación de la resistencia de las estructuras sometidas a sismos es también motivo de numerosas investigaciones. El uso de mesas vibradoras capaces de reproducir los movimientos sísmicos será cada vez frecuente en el futuro, lo que permitirá

estudiar mejor estos efectos en modelos sin tener que esperar a que ocurran sismos intensos que descubran un nuevo tipo de falla, así como ensayar distintas formas de mejorar la resistencia de las construcciones.

Algunos comentarios sobre la reparación de estructuras dañadas

Después de cada temblor intenso, un buen número de estructuras quedan con daños estructurales más o menos severos y es necesario decidir si se reparan o se demuelen. En caso de repararlas, es preciso definir como debe llevarse a cabo la reparación.

No es fácil, de la simple observación de los daños, apreciar que tan afectada puede estar una estructura. Es poco también lo que se conoce en relación con la acumulación de daños por temblor a través de varios movimientos intensos.

La reparación de una estructura debe hacerse a partir de un análisis muy detallado de la misma, teniendo especial cuidado de no alterar localmente sus propiedades resistentes, pues temblores futuros se encargarán de poner en evidencia las fallas que han sido inadecuadamente reparadas. La reparación local de elementos resistentes, bastante frecuente, puede conducir a un aumento en la rigidez del elemento reparado por lo que, en otro sismo, tomará mayor fuerza sísmica y puede volver a fallar, quizá con resultados peores que en la primera ocasión. Es muy frecuente que sea necesario reforzar elementos sanos con objeto de repartir las cargas sísmicas en una forma más adecuada. En ocasiones es conveniente poner una nueva estructura, quizá metálica, adosada a la dañada, más rígida que ésta, para absorber los efectos sísmicos en su totalidad cuidando que los sistemas de piso sean capaces de

transmitir las fuerzas sísmicas adecuadamente.

En muchas construcciones de mampostería, el simple resane de los agrietamientos, sin estudiar por qué se agrietaron y qué puede pasar en temblores futuros, es muy peligroso pues la estructura puede haber perdido gran parte de su capacidad a fuerzas laterales y sufrir colapsos importantes en temblores futuros. En ocasiones es mejor sustituir el elemento de mampostería dañado o reforzarlo adecuadamente. Se ha visto que un aplanado reforzado con malla puede restituir eficientemente la resistencia; sin embargo, será necesario estudiar el comportamiento de conjunto de la estructura, para decidir si sólo se refuerzan los elementos dañados o también se refuerzan otros elementos, aparentemente sanos, pero que requieren ser reforzados para lograr un trabajo de conjunto eficiente.

Es muy frecuente que ciertas deficiencias en sistemas constructivos o estructurales hayan sido puestas en evidencia en un lugar y que esos mismos defectos sean comunes en otro lugar con sismicidad semejante, pero en el cual, hace tiempo que no han ocurrido temblores.

Lo normal es, que a pesar de saber que puede haber serios daños en el segundo lugar cuando ocurra un sismo, no se haga nada para prevenirlos. Ciertamente es difícil, como ya se dijo antes, convencer a la gente del riesgo en que se encuentra, y tal vez tengamos que esperar a que ocurran los daños, para que se tomen cartas en el asunto. Evidentemente, la divulgación de este problema a nivel de autoridades gubernamentales, compañías de seguros, ingenieros estructuristas, arquitectos, etc. ayudará en la solución de este dilema. Esperamos que este curso sirva para uno también.

Referencias

1. Response of buildings to lateral forces. Reporte del Comité ACI 442. Journal ACI, Febrero 1971.
2. Dynamic characteristics of multistory buildings, John A. Blume. Journal of the Structural Division, ASCE, Febrero 1968.
3. Earthquake Resistant Design. D. J. Dowrick, Wiley Interscience Publications. John Wiley and Sons, 1977.
4. El temblor de Caracas, Julio 29 de 1967. L. Esteva, R. Díaz de Cossío, J. Elorduy, Publicación 168 Instituto de Ingeniería, UNAM, julio 1968.
5. Los efectos del terremoto del 28 de julio y la consiguiente revisión de los criterios para el diseño sísmico de estructuras. R. J. Marsal, E. Rosenblueth y F. Hiriart. Revista Ingeniería, enero 1958. (Publicación No. 6 del Instituto de Ingeniería, UNAM).
6. Temblores chilenos de mayo 1960; sus efectos en estructuras civiles. E. Rosenblueth. Revista Ingeniería, enero 1961. (Publicación No. 14 del Instituto de Ingeniería, UNAM).
7. Proceedings, First World Conference on Earthquake Engineering. 1 WCEE, Berkeley, California, 1956.
8. Proceedings, Second World Conference on Earthquake Engineering, 2 WCEE, Tokio y Kioto, Japón, 1960.
9. Proceedings, Third World Conference on Earthquake Engineering, 3 WCEE, Nueva Zelanda, 1965.
10. Proceedings, Fourth World Conference on Earthquake Engineering 4 WCEE, Santiago de Chile, 1969.

11. Proceedings, Fifth World Conference on Earthquake Engineering, 5 WCEE, Roma, Italia, 1973.
12. Proceedings, Sixth World Conference on Earthquake Engineering, 6 WCEE, Nueva Delhi, India, 1977.
13. Earthquake Engineering, Robert L. Wiegel, editor. Prentice Hall, 1970.

DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.

VII CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERIA SISMICA

DISEÑO SISMICO DE EDIFICIOS

TEMA 6

ESTRUCTURAS DE CONCRETO

Dr Roberto Meli Piralla

Julio, 1981

CURSO DE DISEÑO SISMICO DE EDIFICIOS

TEMA: ESTRUCTURAS DE CONCRETO

GUIA DE ESTUDIO

R. Meli

1. COMPORTAMIENTO Y ANALISIS DE ESTRUCTURAS HIPERESTATICAS DE CONCRETO (ver ref 1 pp 496 a 515)

En las estructuras isostáticas la distribución de fuerzas internas (momentos, cortantes, etc) está determinada por condiciones de equilibrio y no depende de las propiedades del material. En las hiperestáticas depende de las rigideces de los elementos y más propiamente de las características momento-curvatura ($M-\phi$) de las secciones. Como la relación M/ϕ puede variar con el nivel de carga, también la distribución de fuerzas internas varía. La relación $M-\phi$ para una sección de concreto puede idealizarse como trilineal (fig 1a). Si una sección se agrieta el elemento pierde rigidez y la distribución de momento cambia. Una redistribución mucho mayor ocurre si una sección llega a su momento de fluencia y se forma una "*articulación plástica*" (fig 1b). Los momentos en las distintas secciones pueden variar al hacerlo las rigideces de los elementos, lo que se mantiene constante son ciertas relaciones entre los momentos y las cargas que se deben cumplir por equilibrio. Por ejemplo el *momento isostático* en vigas ($\frac{w l^2}{8}$ o $\frac{P L}{4}$ según el tipo de carga) debe ser equilibrado por la relación $1/2(M_I^- + M_D^- + M^+$ (ver fig 2a). El momento de entrepiso en un marco sujeto a cargas laterales (VH) debe ser equilibrado por la suma de momentos en las columnas (ver fig 2b). Si las secciones tienen la suficiente capacidad de rotación, no importa cuáles sean los momentos resistentes en cada sección, si su suma cumple con el mismo momento isostático se tendrá la misma carga resistente. En este principio se basan los métodos de análisis plástico (al límite) de estructuras de concreto (ver ref 1 pp 516 a 544).

En estructuras de concreto puede variarse la resistencia de una a otra sección modificando la cantidad o la posición del refuerzo y puede hacerse que el diagrama de momentos resistentes se ajuste prácticamente a cualquier diagrama de momentos actuantes. Esto hace que, si se proporciona el refuerzo para resistir

momentos proporcionales a los que resultan de un análisis elástico, todas las secciones pasarán simultáneamente de una etapa del comportamiento a otra y no habrá prácticamente redistribución de momentos. Todas las articulaciones plásticas necesarias para que se forme el mecanismo ocurrirán al mismo tiempo (teóricamente). Si se refuerza para resistir momentos distintos de los que resultan del análisis elástico, pero que dan lugar al mismo momento isostático(o sea a una configuración de momentos en equilibrio bajo la misma carga última) se tendrá la misma carga de falla, aunque algunas secciones hayan llegado prematuramente a la fluencia dando lugar a redistribuciones de momentos. Para que esto sea cierto se requiere comprobar que ninguna articulación plástica deba, para la formación del mecanismo, tener rotaciones mayores que las que es capaz de soportar. La dificultad de esta comprobación es la razón principal de que los métodos de análisis plástico no se empleen en la práctica para estructuras de concreto.

Si la distribución de momentos no difiere mucho de la elástica, las rotaciones necesarias para la formación del mecanismo serán pequeñas y las secciones que cumplan con los requisitos reglamentarios podrán soportarlas.

De lo anterior se deduce que el diagrama de momentos a la falla se ajustará a aquel según el cual se ha dimensionado la estructura y será independiente de las rigideces relativas de los elementos. Es muy conveniente, sin embargo, reforzar la estructura según el diagrama de momentos "*elástico*" ya que con ello se tendrá un mínimo de deformaciones inelásticas y agrietamientos antes de la falla y un comportamiento óptimo en condiciones de servicio.

Los reglamentos admiten "*redistribuir*" los momentos elásticos en distintas proporciones. Los ensayes de Mattock (ref 2) ilustrados en la fig 3 muestran muy claramente que, en una viga sub-reforzada, redistribuciones de momentos de 25% no producen cambios de comportamiento ni a la falla ni en condiciones de servicio.

En dichos ensayes la viga NR1 se reforzó de acuerdo con el diagrama de momento elástico: la viga R1 se reforzó para resistir un diagrama de momentos en que el negativo en el apoyo interior se había reducido en 25%; mientras que

los positivos en el dentro del claro se incrementaron en 12.5% para mantener el mismo momento isostático resistente. La viga R2 se reforzó para el mismo diagrama de momentos que la R1 pero empleando acero con esfuerzo de fluencia de 4 000 kg/cm^2 en lugar de 2 800 kg/cm^2.

Se aprecia como las tres vigas soportaron muy aproximadamente la misma carga máxima, fig. 3i, y que las deflexiones y los agrietamientos bajo carga de servicio fueron similares. Al observar las gráficas de momentos medidos se aprecia como en la viga NR1 se obtuvo casi simultáneamente la fluencia del refuerzo negativo y el positivo, mientras que en la R1 el negativo fluyó prematuramente obligando a que el momento en el apoyo se mantuviera constante mientras que el positivo aumentaba mucho más rápidamente hasta alcanzar la fluencia y la falla por formación de mecanismo.

Los reglamentos difieren en el procentaje de redistribución que admiten; el del Distrito Federal admite 30% para vigas (dúctiles) mientras que el ACI71 hace variar la redistribución admisible según la cuantía de refuerzo, según la fórmula.

$$\% \text{ redistribución} = 20 \left(1 \frac{\rho - \rho'}{\rho_b} \right)$$

Las ventajas de aprovechar la redistribución no son muy grandes. La principal es poder simplificar la distribución del refuerzo y descongestionar zonas en que se acumulen muchas barras (por ejemplo en uniones viga-columna). Cuando se debe diseñar para la envolvente de distintas combinaciones de cargas, esta envolvente puede reducirse aprovechando la redistribución.

El saber que se puede contar con cierta redistribución, da confianza en el uso de propiedades geométricas y mecánicas de la estructura que pueden determinarse con muy poca precisión, como el módulo de elasticidad del concreto y el momento de inercia efectivo de las secciones. El cometer un error en estos parámetros dará lugar a una distribución de momentos distinta a la que se va a presentar inicialmente, pero a la cual tenderán los momentos debido a la redistribución.

Para el análisis sísmico se suelen considerar las propiedades "*estáticas*" de

los materiales; para el módulo de elasticidad una buena estrimación se obtiene con la expresión $E = 15\,000\sqrt{f'_c}$ (ACI 71); sin embargo los concretos del Distrito Federal tienen módulos de elasticidad mucho menores que corresponden a la expresión $E = 10\,000\sqrt{f'_c}$ (Reglamento D.F. 76).

Para los momentos de inercia hay criterios muy distintos. El más razonable es el de considerar el momento de inercia de la sección bruta para las columnas y los elementos que es de esperarse no estén agrietados en condiciones de servicio.

Para los elementos de flexión parece mejor emplear el momento de inercia de la sección agrietada transformada el cual para cuantías normales de refuerzo corresponde aproximadamente a 60% de el de la sección bruta.

La fig 4 ilustra cuál es la diferencia en los momentos resultantes según se defina el momento de inercia de las secciones. Solo gracias a la redistribución de momentos, estructuras analizadas con tan distintos criterios pueden tener un comportamiento aceptable.

La capacidad de que las secciones sostengan grandes rotaciones y que pueda haber redistribuciones de momentos es particularmente importante en estructuras que deben soportar sismos. Como se ha explicado en otros temas de este curso, las fuerzas que pueden introducirse en una estructura en un sismo son muy superiores a las que los reglamentos especifican para un diseño estático, por ejemplo; esto implica que para disipar la energía de un sismo intenso la estructura debe entrar en un intervalo inelástico de esfuerzos y se requiere de ella gran capacidad de deformación y de disipación de energía.

En la situación descrita, un análisis elástico solo puede servir para apreciar donde se presentan las mayores fuerzas internas antes de que la estructura entre en un comportamiento inelástico. Nuevamente hay una ventaja importante en reforzar una estructura para un diagrama de momento proporcional al que resulta de un análisis elástico. Todas las secciones llegarán aproximadamente al mismo tiempo a la fluencia y se requerirá en ellas un mínimo de deformación inelástica.

Hay que tomar en cuenta que si no todas las articulaciones plásticas ocurren simultáneamente, se requieren en las secciones que fluyen primero, factores de ductilidad locales muy altos para obtener un factor de ductilidad aceptable para la estructura en su totalidad (ver ref 1 pp 547 a 562). Lo anterior se ilustra en la fig 5 de la que se deduce que para tener un factor de ductilidad de 4 en un marco de 10 pisos se requiere un factor de ductilidad de 125 en las columnas de un piso cualquiera si ocurre un mecanismo de falla que involucre a las columnas y un factor de ductilidad de 8 si ocurre un mecanismo de falla que implique articulaciones plásticas en un gran número de vigas.

Lo anterior recalca la importancia de tener una distribución uniforme de resistencias en todos los elementos y la inconveniencia de tener zonas sobrediseñadas y otras subdiseñadas.

2. DISEÑO DE VIGAS, COLUMNAS Y UNIONES EN MARCOS DE CONCRETO
(ver ref 3 pp 393 a 432)

El marco continuo ha sido el sistema más empleado en estructuras de concreto, ya que aprovecha el monolitismo y la continuidad que se pueden logar fácilmente en este material para obtener una estructura hiperestática eficiente. La principal ventaja de este sistema en zonas sísmicas es la gran ductilidad con que puede contarse si se toman algunas precauciones en cuanto a la disposición del refuerzo. Una limitación que presenta es su poca rigidez ante cargas laterales que hace difícil mantener las deflexiones laterales dentro de los límites admisibles en edificios de varios pisos.

La capacidad de disipación de energía y la ductilidad de los marcos dependerán de las características de los tres elementos que los forman: vigas, columnas y uniones viga-columna. Como se ha visto en temas anteriores, en concreto reforzado solo pueden lograrse grandes ductilidades en elementos en que rige la flexión (vigas); por tanto habrá que diseñar de manera que las articulaciones plásticas se formen en las vigas; aunque conviene que en los tres elementos se trate de lograr la máxima ductilidad.

Los reglamentos modernos incluyen disposiciones de refuerzo para lograr ducti

lidad y así poder diseñar para fuerzas sísmicas reducidas, tomando en cuenta que la estructura es capaz de disipar energía con deformaciones inelásticas. Existe sin embargo mucha discrepancia en el grado de severidad de los requisitos que diversos reglamentos consideran deben cumplirse para asegurar una ductilidad y capacidad de disipación de energía satisfactorias. Se aprecia además una clara tendencia a que los requisitos se vuelven cada vez mas estrictos en sucesivas versiones de un mismo código. Tomando como ejemplo el código ACI; en las versiones 71 y 77 se han mantenido los mismos requisitos de refuerzo en el apéndice A que se refiere a recomendaciones para lograr ductilidad en zonas sísmicas. Sin embargo el comité ad hoc del ACI ha preparado unos nuevos requisitos mucho más rigurosos que probablemente se pondrán en vigor en la próxima versión del código. De manera similar el nuevo reglamento de construcciones de Nueva Zelanda incluye requisitos sumamente estrictos al respecto; por otra parte el reglamento del Distrito Federal es mucho menos riguroso que los códigos anteriores en cuanto a las exigencias para ductilidad.

Se resumirán a continuación los principales requisitos del ACI-77 con comentarios acerca de otros códigos.

En cuanto a los requisitos de tipo general se especifica que deben emplearse concretos con $f'_c \geq 200$ kg/cm^2 y aceros con $f_y \leq 4200$ kg/cm^2. Este último requisito pretende asegurar que el acero sea muy dúctil.

a) *Diseño de vigas.* Además de diseñar para las fuerzas que resultan del análisis sísmico hay que cumplir con los requisitos siguientes:

- Cuantía máxima de refuerzo igual a 50% de la balanceada; ver valores en la tabla de la fig 6
- Tener un refuerzo mínimo positivo y negativo en todas las secciones ($p_{min} = 14/f_y$); mínimo dos barras en cada lecho
- Colocar en los extremos refuerzo positivo que proporcione un momento resistente igual por lo menos a la mitad del negativo
- Por lo menos una tercera parte del refuerzo negativo debe extenderse hasta un cuarto del claro y una cuarta parte debe ser continua en todo el lecho superior

- No cortar refuerzo en zonas de posibles articulaciones plásticas (a 2d del apoyo); si no pueden evitarse traslapes, deberán colocarse estribos a lo largo de los mismos

- Estribos, mínimo #3, a d/2 en toda la viga y a d/4 en una distancia de 4 peraltes a partir del apoyo. En esta zona $A_v \geq 0.15A'_s$ s/d ó $0.15A_s$ s/d

- En la zona de articulación plástica (2d del apoyo) las barras que puedan tener que trabajar en compresión deberán estar confinadas por estribos (mínimo #3) a una separación no mayor de 16 ø ni 30 cm

- Debe diseñarse para la fuerza cortante que se presenta en al viga cuando se alcanzan los momentos últimos en los extremos, fig 7. Esto es con la finalidad de que pueda desarrollarse un mecanismo de falla por flexión

Con estos requisitos se asegura un factor de ductilidad del orden de 10 en las vigas. Otros códigos incluyen recomendaciones más conservadoras, como son estribos de confinamiento separados a no más de 6 ø en los extremos, despreciar la contribución del concreto en la resistencia al corte o aumentar el factor de seguridad para el diseño por cortante.

b) *Diseño de columnas*

Los requisitos se ilustran en la fig 8 y se describen a continuación

- Cuantía de refuerzo entre 1 y 6%

- La suma de las capacidades en flexión de las columnas que concurren a una unión debe ser mayor que la suma de capacidades de las vigas que concurren a la misma. Esto tiende a asegurar que las articulaciones plásticas se formen en las vigas. No se dice cuánto deben sobrediseñarse las columnas.

- Si $P \leq 0.4\ P_b$ (carga axial para falla balanceada) deben respetarse en la columna los mismos requisitos que para vigas.

- Cuando $P > 0.4\ P_b$ hay que confinar el núcleo de la columna por medio de espiral o estribos en una distancia igual a un peralte, 1/6 de la altura de la columna o 45 cm (la mayor de las tres) a partir de la cara de la viga.

- La cuantía de refuerzo espiral será $\rho_s = 0.45\left(\frac{A_g}{A_c} - 1\right)\frac{f'_c}{f_y} \geq 0.12\,\frac{f'_c}{f_y}$

- El área de estribos de confinamiento será por lo menos igual a $A_{sh} = \frac{\ell_h\, s\, S_h}{2}$; S_h no mayor que 10 cm

- Para reducir la longitud ℓ_h pueden emplearse ganchos del mismo diámetro que los estribos cuya deformación se requiere restringir

- Separación máxima de estribos: d/2; diseñados para resistir el cortante que se introduce en la columna al formarse las articulaciones plásticas en las vigas.

No hay que olvidar que ante la combinación de carga vertical y sismo las columnas van a estar sujetas a un estado de flexocompresión biaxial para el cual deberán diseñarse.

c) *Uniones viga-columna*

La falta de anclaje del refuerzo en la conexión y la falta de refuerzo transversal en la misma ha sido una de las causas más frecuentes de fallas de marcos de concreto a raíz de temblores. Solo hasta muy recientemente se han empezado a estudiar el comportamiento y a desarrollar procedimientos de diseño para estas uniones. El apéndice A del Reglamento ACI 71 contiene disposiciones algo limitadas al respecto. Más recientemente la misma institución ha publicado recomendaciones más completas y estrictas para el diseño de uniones (ref 5). Estas se presentarán más adelante.

Ante el efecto de carga vertical más sismo, la zona de unión está sujeta a las condiciones de esfuerzo que se ilustran en la fig 9 y que introducen en ellas tensiones diagonales que pueden causar la falla. Mucho más grave es la situación de conexiones de extremo en las que se vuelve crítico el anclaje del refuerzo.

Diversos ensayes efectuados muestran que el comportamiento ante cargas alternadas de las conexiones es muy poco favorable cuando se llega cerca de su máxima capacidad de carga; esto lleva a la necesidad de diseñar las juntas de manera que los elementos por ellas conectados pueden desarrollar toda su resistencia y que puedan formarse articulaciones plásticas en las vigas sin que las uniones se dañen. Para ello hay que tener las siguientes precauciones: colocar refuerzo transversal en la junta para que confine al concreto y para que evite falla por cortante y dar al refuerzo el anclaje adecuado.

Las recomendaciones de la ref 5 indican que las uniones de marcos que deben resistir sismos se revisen

1) *Por confinamiento* se deberá proporcionar el mismo refuerzo que en los extremos de la columna: si $P_u > 0.4\ P_b$ espiral o zuncho de estribos como se ha descrito en la sección anterior; sin embargo si existen vigas en los cuatro lados de la conexión, la separación de estribos puede aumentarse al doble

2) *Por cortante* la fuerza cortante actuante se calculará con el diagrama de cuerpo libre de la fig 9 considerando que el refuerzo longitudinal puede llegar a trabajar a un esfuerzo igual a $1.25f_y$ ya que puede entrar en la zona de endurecimiento; esto da lugar a

$$V_u = 1.25\ f_y\ (A_{Sb} + A_{St}) - V_{col}$$

$$V_{col} = (M_{ub} + M_{ut})/H \quad \text{(ver fig 9)}$$

La resistencia al corte en la junta se calcula como la suma de una contribución del concreto

$$v_c = 0.9\ \sqrt{f'_c\ (1 + 0.03\ N_u/A_g}$$

en que N_u/A_g es el esfuerzo de compresión sobre la columna y $\gamma = 1.4$ si la unión está confinada normalmente a la dirección del cortante (si hay vigas transversales) y $\gamma = 1$ si no es así.

La contribución del refuerzo al esfuerzo cortante resistente se calcula como

$$v_s = \frac{A_v\ f_y\ d}{s\ A_{cv}}, \quad A_{cv} \text{ es el área del nucleo}$$

En todo caso

$$\frac{2}{3}\ v_u \leq v_s \leq 4\ \sqrt{f'_c}$$

3) *Por anclaje* no se admiten traslapes en las uniones; las barras deberán tener, a partir del borde del núcleo, una longitud de desarrollo igual a

$$\ell_s = \frac{0.06\, A_b\, (1.25\, f_y - f_h)}{\psi \sqrt{f'_c}} \qquad \text{ver fig 10}$$

en que ψ depende del confinamiento del núcleo y vale normalmente 1.4; f_h es la fuerza que resiste el gancho estándar, en caso de existir, la cual se calcula como

$$f_h = 185\, (1 - 0.012\, d_b)\psi \sqrt{f'_c};\ d_b \text{ diámetro de la barra}$$

Con los requisitos anteriores se asegura un buen comportamiento de la junta pero a costas de un refuerzo muy elaborado y difícil de colocar, ver fig 11. Hay algunas alternativas para evitar esa cantidad de refuerzo. Por ejemplo el hacer ampliaciones a la sección de la junta o usar anclajes mecánicos o soldados, ver fig 12.

El caso más crítico de uniones son las juntas de rodilla. En las que se presentan esfuerzos críticos tanto ante cargas que tiendan a abrirlas como ante las que tiendan a cerrarlas, fig 13. Se requiere en ellas formas de refuerzo particulares como las mostradas en la fig 13c.

En general parece que las recomendaciones del comité en cuestión son excesivamente severas, muy laboriosas de seguir y dan lugar a un refuerzo en las conexiones que es difícil de ejecutar.

3. SISTEMAS LOSA PLANA-COLUMNA

Las losas planas son ampliamente usadas en edificios debido a diversas ventajas como la sencillez de la cimbra y el peralte reducido a que dan lugar. Hay distintas versiones: con o sin capiteles, y macizas o aligeradas, fig 14. Ante cargas verticales su comportamiento está muy estudiado y los procedimientos de diseño muy comprobados, ACI-71.

En lo que respecta a su eficiencia para resistir efectos sísmicos, hay muchas controversias. Las limitaciones se refieren a su escasa rigidez ante cargas laterales y, especialmente, a la poca ductilidad que puede lograrse en este sistema, ya que es difícil evitar que la falla sea regida por cortante en la zona de conexión entre viga y columna. En diversos países, no se permite que se aproveche este sistema para resistir fuerzas sísmicas; cuando se use se requiere que las fuerzas sísmicas sean tomadas íntegramente por muros de rigidez u otros sistemas. En México, sin embargo, es muy frecuente que el sistema losa plana-columna deba resistir una porción importante de las fuerzas sísmicas.

Para fines de análisis por cargas laterales, la losa se sustituye por una viga de rigidez equivalente; sin embargo, no es aplicable el criterio del ACI-71 en que la viga tiene la rigidez de la losa de centro a centro de claros adyacentes; análisis teóricos suponeindo un comportamiento elástico del conjunto indican que ante cargas laterales resulta adecuado el criterio especificado en el Reglamento del D.F., según el cual el ancho de losa a cada lado de la columna que es efectivo para trabajar como viga puede calcularse como, fig 15,

$$L_{eq} = \frac{0.5\ L_2}{1 + 1.67\ L_2/L_1} + 0.3\ c_2 \quad .$$

Resultados experimentales indican que las rigideces para niveles de carga del orden de los de diseño son menores que las calculadas a partir de la expresión anterior y que el ancho equivalente total de la losa no debe tomarse mayor que $c_2 + 3h$, siendo c_2 en ancho de la columna y h el peralte total de la losa.

Por lo anterior la rigidez ante cargas laterales del sistema losa plana-columna suele ser bastante reducida y resulta difícil cumplir con las limitaciones de deflexiones laterales admisibles.

El análisis sísmico, una vez definidas la viga equivalente, se realiza como en un marco y los momentos obtenidos par el marco se distribuyen entre las franjas de columna y central con los mismos cocficientes que para los momentos debidos a cargas verticales. Resulta conveniente que el momento debido

a sismo sea absorbido por la franja de columna exclusivamente y de preferencia por las nervaduras que llegan directamente a la columna.

El problema principal en este sistema es la trasmisión del momento de desequilibrio de columnas a viga, fig 16. El momento debido a sismo se trasmite a la losa por una combinación de flexión y cortante. El modo de falla es local y no permite la formación de una articulación plástica, sino que da lugar a una falla local que es muy frágil a menos que se proporcione un refuerzo por cortante. De los diversos procedimientos de refuerzo propuestos (fig 17), el más satisfactorio es el desarrollado por Hawkins que consiste en reforzar vigas ahogadas en el espesor de la losa, en un ancho igual al de la columna más un peralte de la losa, en las cuales puede colocarse abundante refuerzo transversal.

El procedimiento de diseño puede extrapolarse del especificado por el ACI-71 en que se supone que una fracción del momento de desequilibrio (en general 60%) es tomada por momento y el resto por la variación, supuesta lineal, de las fuerzas cortantes en la sección crítica, fig 16.

En cuanto a la resistencia al cortante, el esfuerzo resistente del concreto se puede tomar como $v_c = \sqrt{f''_c}$ (el doble que para vigas) y la contribución de los estribos v_s se calcula igual que en vigas (fig 18); sin embargo cuando se requiere refuerzo la contribución del concreto debe reducirse a la mitad y no se admite que $v_u > 1.5\sqrt{f'_c}$. Aunque el incremento en resistencia por efecto del refuerzo transversal sea limitado, su presencia es indispensable para dar cierta ductilidad a la falla.

Por lo que se ha descrito es evidente que en caso de emplear este sistema para resistir fuerzas sísmicas las reducciones por ductilidad que deban considerarse son muy inferiores a las que son admisibles para marcos. Los ensayes realizados de estos sistemas ante cargas laterales alternadas indican que no es recomendable emplear un factor de reducción por ductilidad superior a dos.

4. MUROS DE RIGIDEZ

En edificios de altura mediana o grande resulta antieconómico proporcionar la rigidez ante cargas laterales exclusivamente con marcos; la solución más empleada es que la rigidez y resistencia sísmica estén proporcionadas principlamente por muros de concreto. En temas anteriores se ha descrito el comportamiento de estos elementos ante cargas alternadas distinguiendo los muros altos en que el comportamiento está regido principalmente por los momentos flexionantes y que pueden diseñarse con los mismos procedimientos empleados para vigas, de los muros bajos en las que pinta el efecto de las deformaciones por cortante. En otro tema se ha tratado el análisis sísmico de sistemas con muros de rigidez, el cual presenta dificultades mayores que el de sistema base exclusivamente de marcos.

La ductilidad y disipación inelástica de energía que puede lograse en muros de rigidez es muy variable según rija la flexión o el cortante y según haya o no cargas verticales altas sobre el muro. Sin embargo los reglamentos suelen tratar todos los muros con el mismo criterio fijando factores reductivos por ductilidad mucho menores para estos sistemas que para los marcos.

Los procedimientos de diseño de muros están dados, por ejemplo, en el ACI-71; si se trata de muros altos, tanto para flexocompresión como para cortante, se emplean los mismos métodos que para vigas y columnas; en muros cortos la resistencia a cortante es mayor y se dan expresiones particulares. Para refuerzo por cortante se requieren barras horizontales, pero en muros cortos es necesario proporcionar también refuerzo vertical, ver fig 19.

El apéndice A del ACI 71 da requisitos especiales también para muros de rigidez. Se requiere una cuantía mínima de refuerzo de 0.0025 tanto vertical como horizontal. Si la carga axial es menor que 40% de la balanceada se requiere un refuerzo mínimo de flexión de $14/f_y$; si es mayor se exige que se coloquen columnas (elementos de extremos) con la capacidad suficiente para resistir la carga axial total sobre el muro. Esto último con la función de tener confinamiento el refuerzo de compresión.

El diseño de estructuras prefabricadas así como el de estructuras especiales de concreto como tanques, chimeneas y muros de retención se trata en forma adecuada en la ref 7.

REFERENCIAS

1. R Park y T Paulay "Reinforced Concrete Structures" J. Wiley 1975

2. A. H. Mattock "Redistribution of bending moments is reinforced concrete continuous beams" Proc The Institution of Civil Engineering"V13, may 1959

3. A. T. Derecho y M. Fintel "Earthquake Resistant Structures" Cap 12 de Handbook of Concrete Engineering, editado por M. Fintel, Van Norstrand, 1975

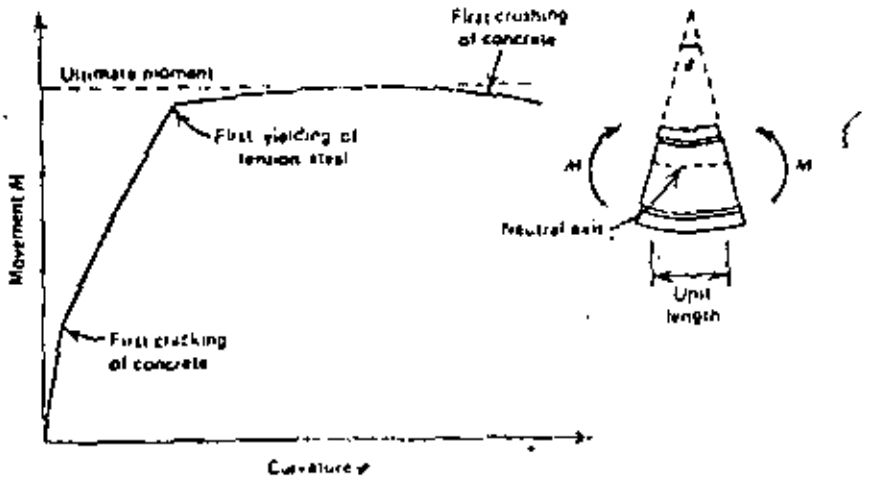
4. V.V. Bertero y E. Popov "Hysteretic Behavior of Ductile Moment-Resisting Reinforced Concrete Frame Components" Rep No. EERC 75-16 Univ. California Berkeley, 1975

5. Comité ACI-ASCE 352 "Recommendations for Desie of Beam-Column Joints in Monolithic Reinforced Concrete Structures", Journal ACI, V 73, julio 1976

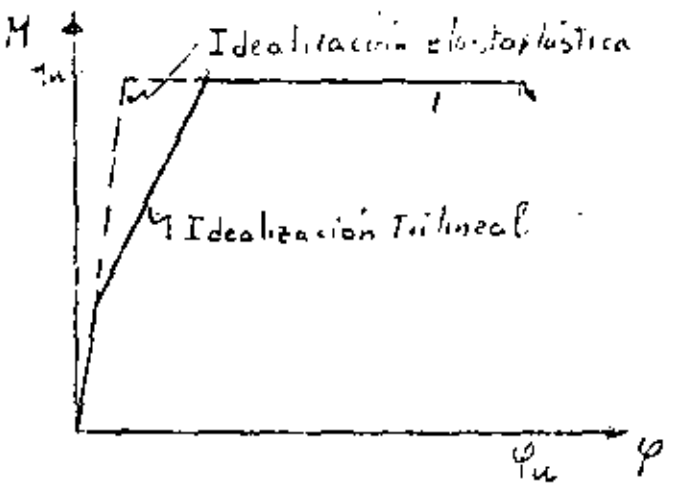
6. Comité ACI-ASCE 426 "The Shear Strength of Concrete Members Slabs" Journal Struct Div ASCE vol 100 ST8, ago 1974 pp 1543-1591

7. D J Dowrick "Earthquake Resistant Design" J Wiley. 1977

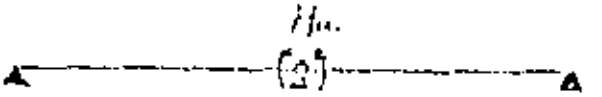
8. Meli R y Rodríguez M. "Waffle Slab-Column Connections Under Seismic Actions" CEB, Bull No. 132, may 1979



a) Forma típica de la relación M-φ

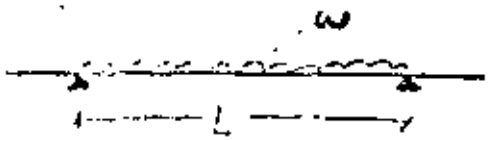


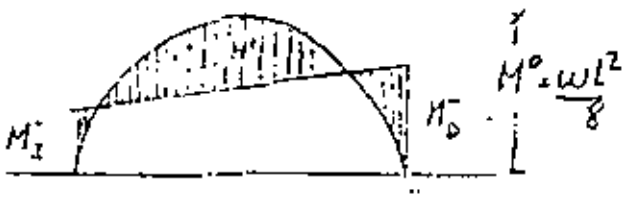
b) Idealizaciones de la M-φ



c) Articulación Plástica

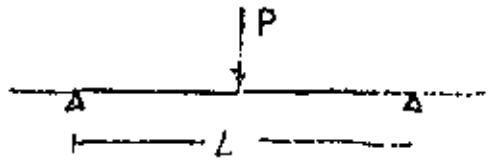
Fig 1 Relaciones momento-curvatura en elementos de concreto reforzado

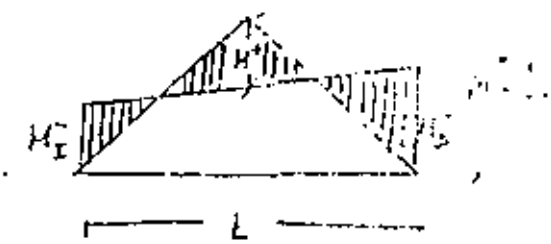




$$M_o = \frac{M_I^- + M_D^-}{2} ; M^+ = \frac{wL^2}{8}$$

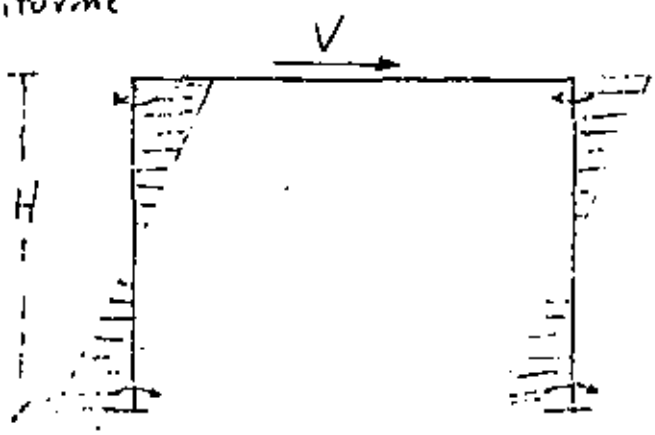
a) Viga con carga uniforme





$$H_o = \frac{M_I^- + M_D^-}{2} + M^+ = \frac{PL}{4}$$

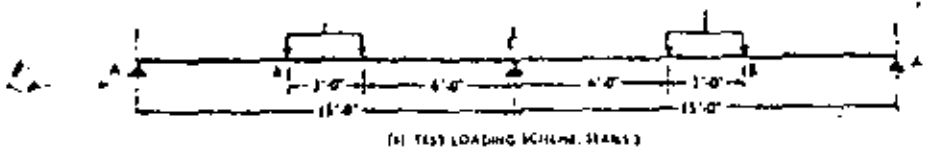
b) viga con carga concentrada



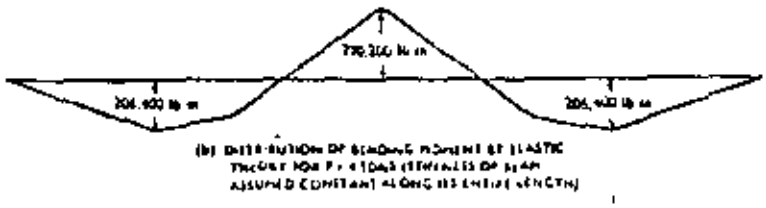
$$\Sigma M_c = V H$$

c) Marco con cargas laterales

Fig 2 Momentos isostáticos



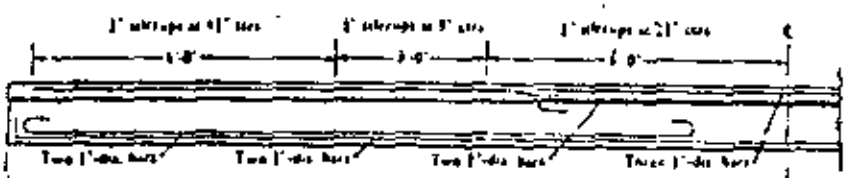
a) Forma de carga



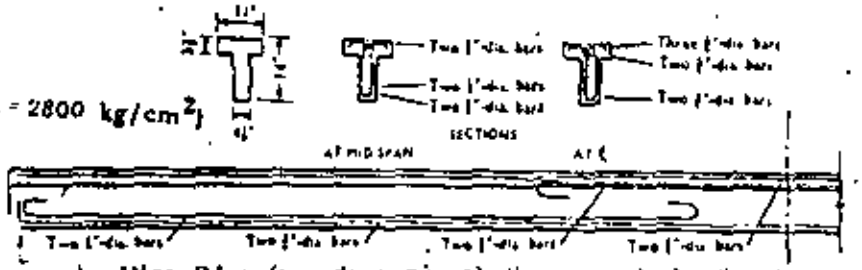
b) Diagrama de momentos según análisis elastico (P = 4 ton)



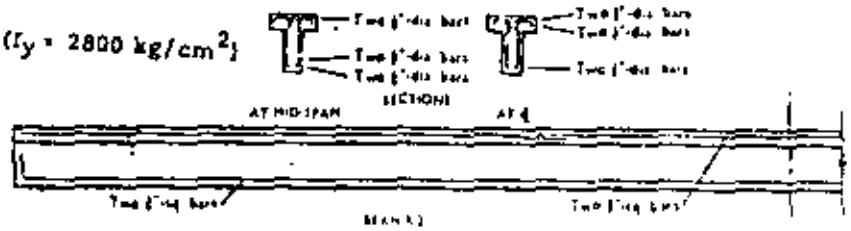
c) Diagrama de momentos considerando una redistribución de momentos



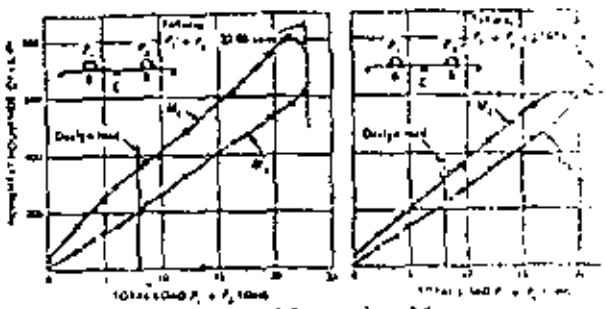
d) Viga NR1 reforzada según el diagrama de la fig b)



e) Viga R1 reforzada según el diagrama de la fig c)

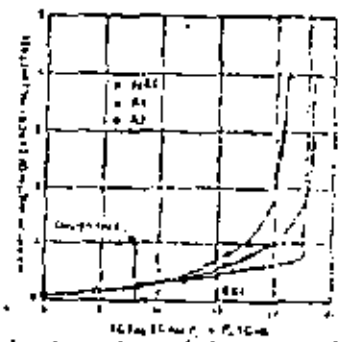


f) Viga R2 reforzada según el diagrama de la fig c) (f_y = 4000 kg/cm^2)

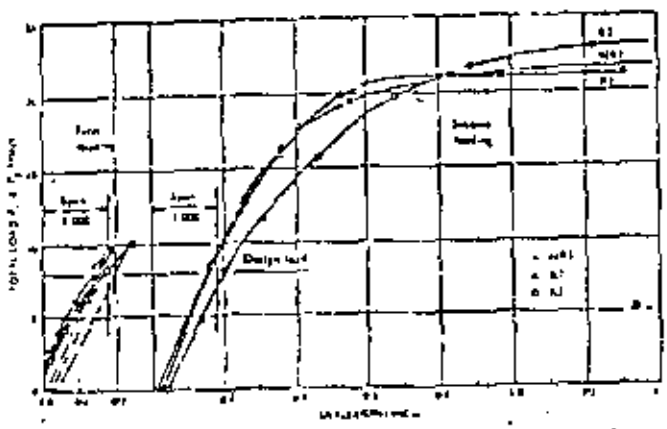


h) Momentos medidos en la viga NR1

g) Momentos medidos en la viga R1

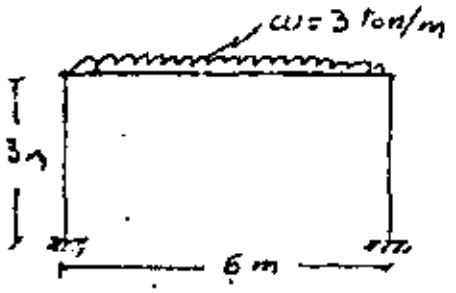


j) Anchos de grietas para las tres vigas

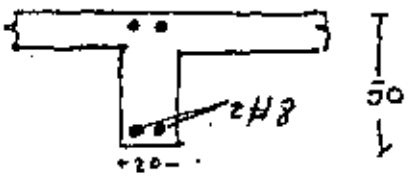


i) Curvas carga deflexión para las tres vigas

Fig 3 REDISTRIBUCION DE MOMENTOS EN VIGAS CONTINUAS



Columna : 40 × 40 cm

Viga 

$I_{columna} = 2.13 \times 10^5 \text{ cm}^4$ (sección bruta)

I_{viga} =
- $2.08 \times 10^5 \text{ cm}^4$ sección bruta de la viga rectangular
- $4.45 \times$ " " " " " T
- $1.19 \times$ " " agrietada transformada de la viga rectangular
- $2.17 \times$ " " " " " T

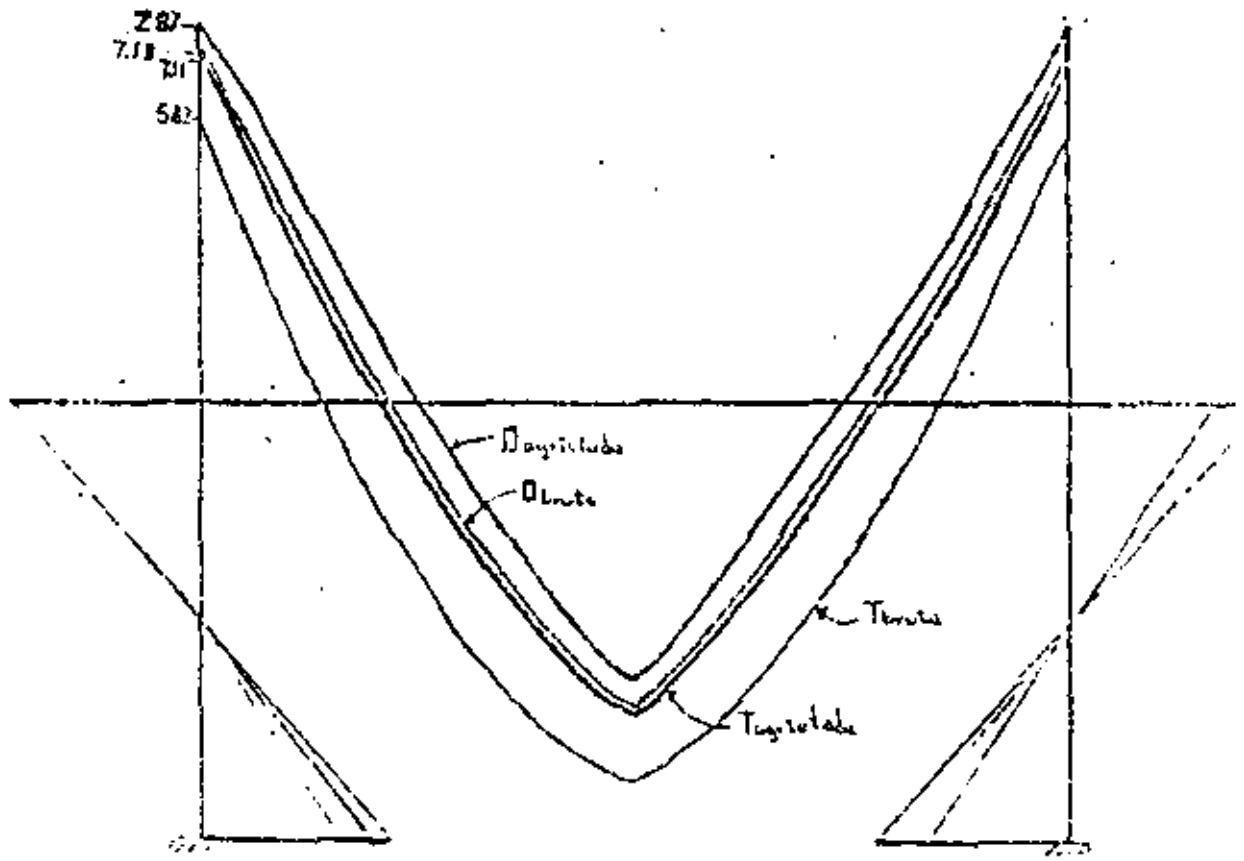
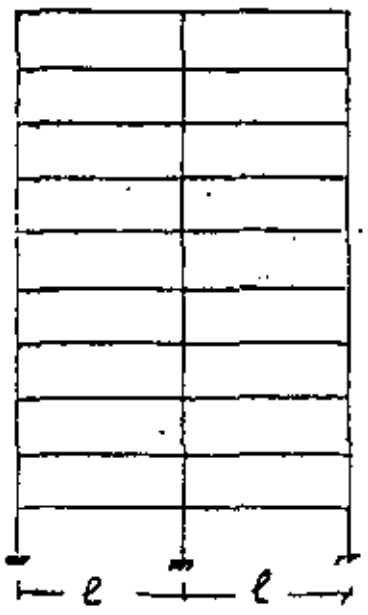
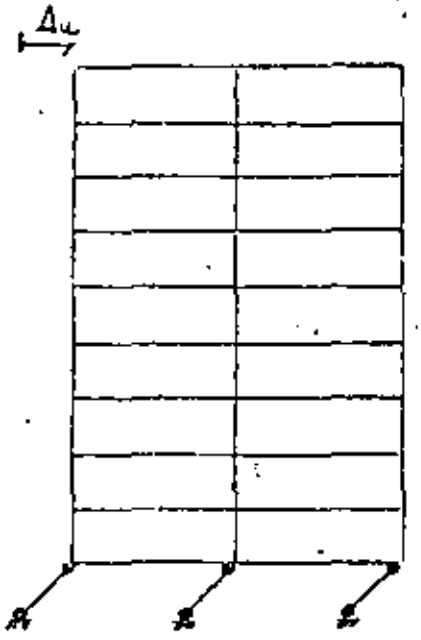


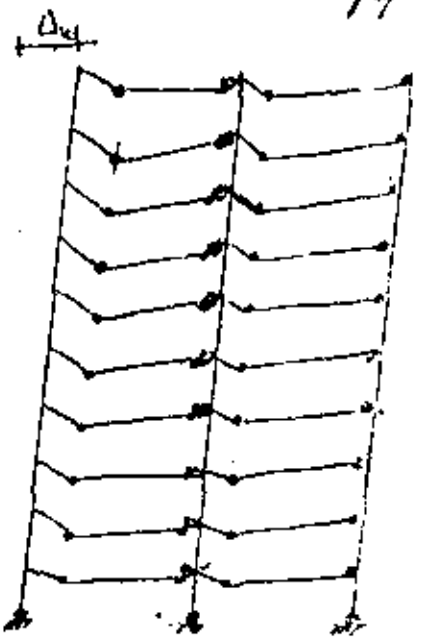
Fig 4 Comparación de diagramas de momentos obtenidos con distintas hipótesis sobre el momento de inercia de la viga



Marco de 10 Niveles



Mecanismo de columna



Mecanismo de viga

$\mu = \frac{\Delta u}{\Delta y}$, factor de ductilidad global para la estructura

$\mu' = \frac{\varphi u}{\varphi y}$, factor de ductilidad local para la sección crítica

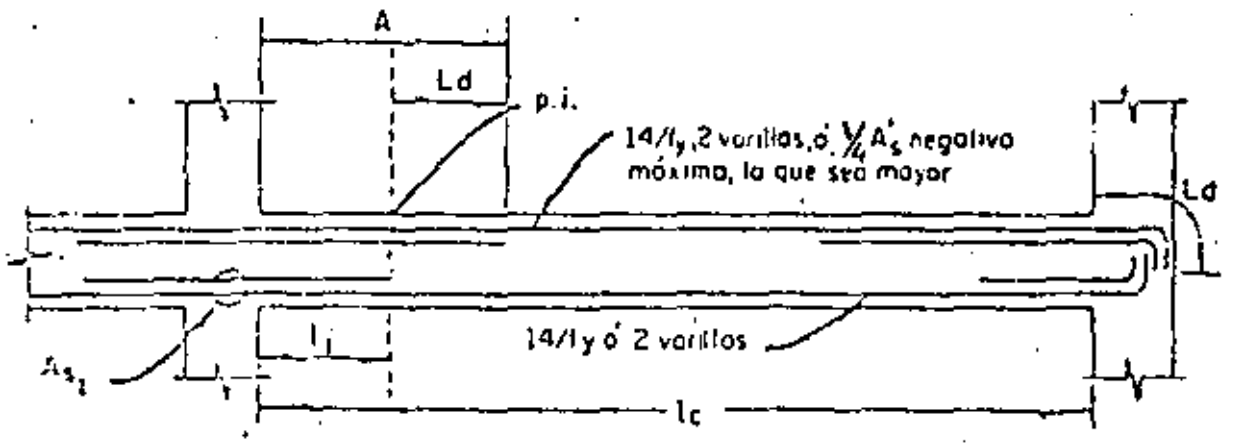
Para lograr $\mu = 4$ en un marco de n pisos se requieren los siguientes valores de μ'

n de pisos	3	5	10	20
μ' para mecanismo de columna	37	62	125	250
μ' - - - viga	7.6	8	8.3	8.5

Fig 5 Relación entre ductilidad global y ductilidad local

(No puede cortarse más de la tercera parte del acero negativo en esta longitud que debe ser por lo menos de $0.25\, l_c$)

$\rho \leq 0.5 \rho_b$

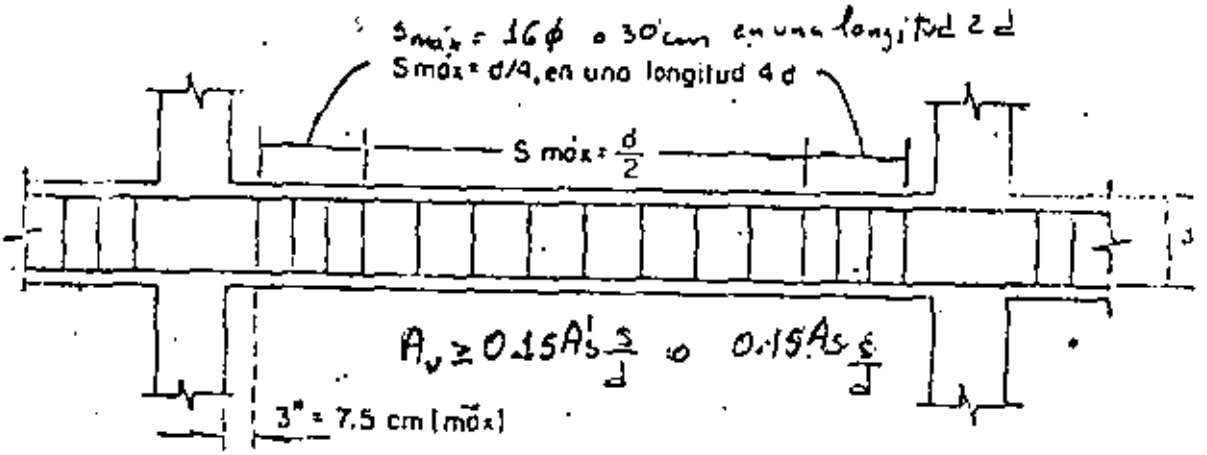


A_{s_1} Esta cantidad de acero debe ser tal que la resistencia por momento positivo sea por lo menos el 50% de la resistencia por momento negativo

l_2 Distancia requerida por momento más la longitud de anclaje

p.i. Punto de inflexión (posición más desfavorable)

a) Refuerzo longitudinal



b) Refuerzo Transversal

Cuantía máxima de refuerzo de tensión para elementos de marcos dúctiles

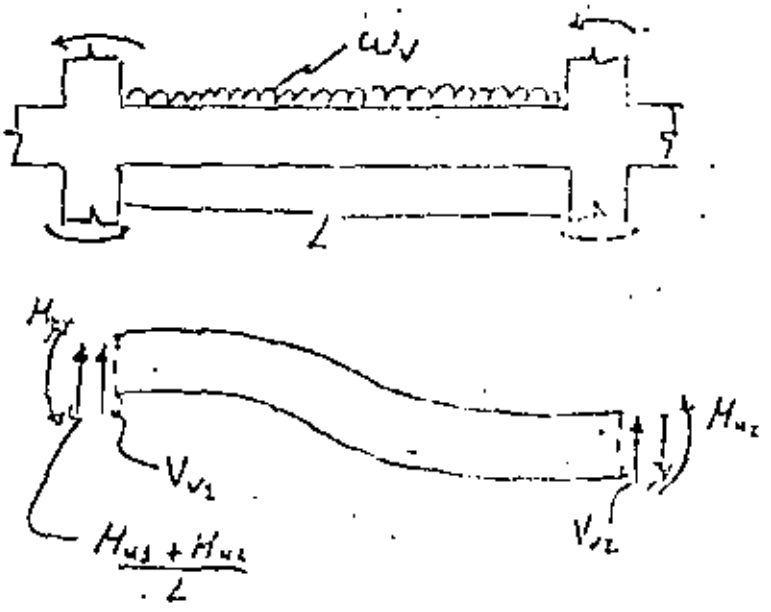
Valor de $\rho - 0.5\rho'$

f_y \ f'_c	200	280	350
2800	0.0186	0.0247	0.0291
4200	0.0107	0.0143	0.0169

ρ = cuantía de refuerzo de tensión $\quad \rho = A_s/bd$

ρ' = cuantía de refuerzo de compresión $\quad \rho' = A'_s/bd$

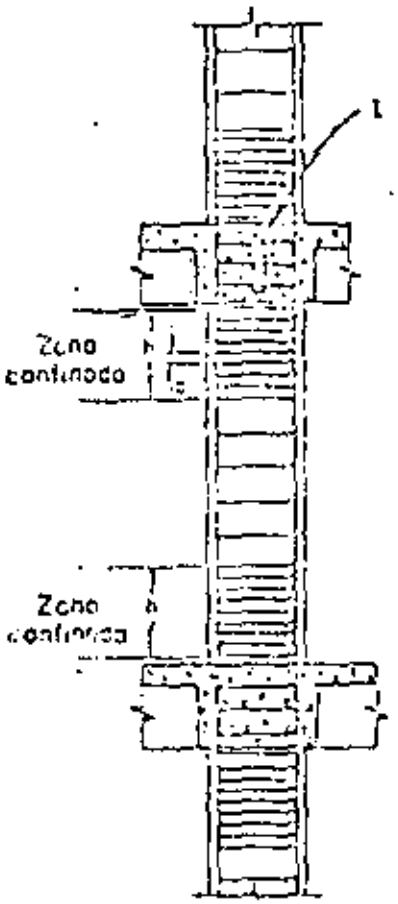
c) Cuantías máximas



$$V_1 = V_{v1} + \frac{M_{u1}+M_{u2}}{L} \qquad V_2 = V_{v2} - \frac{M_{u1}+M_{u2}}{L}$$

M_{u1}, M_{u2} momentos últimos resistidos por las secciones
V_{v1}, V_{v2} fuerzas cortantes debidas a las cargas verticales de diseño

Fig 7 Fuerzas cortantes de diseño en vigas



$0.01 \leq \rho \leq 0.06$

$\Sigma M_{Rc} \geq \Sigma M_{Rv}$

Si $P \leq 0.4 P_b$ como vigas

Si $P > 0.4 P_b$: confinamiento

1. El refuerzo de la intersección puede separarse $2a$, cuando hay vigas en los cuatro lados; para otros condiciones la separación debe ser a

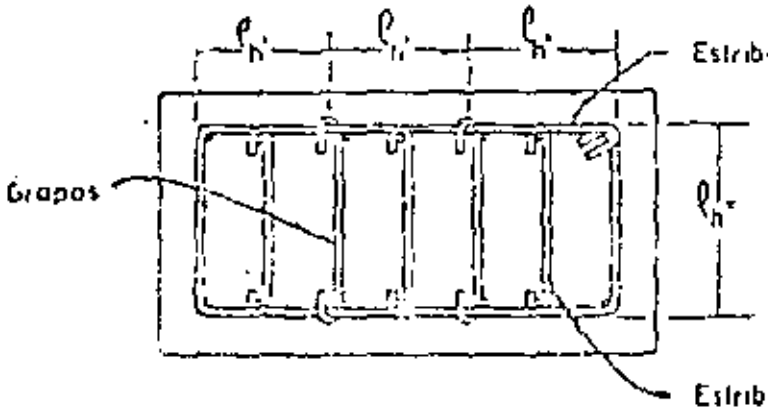
$$\rho_s = 0.45\left(\frac{A_g}{A_c} - 1\right)\frac{f'_c}{f_y} \geq 0.12\, f'_c/f_y$$



Estribos de confinamiento

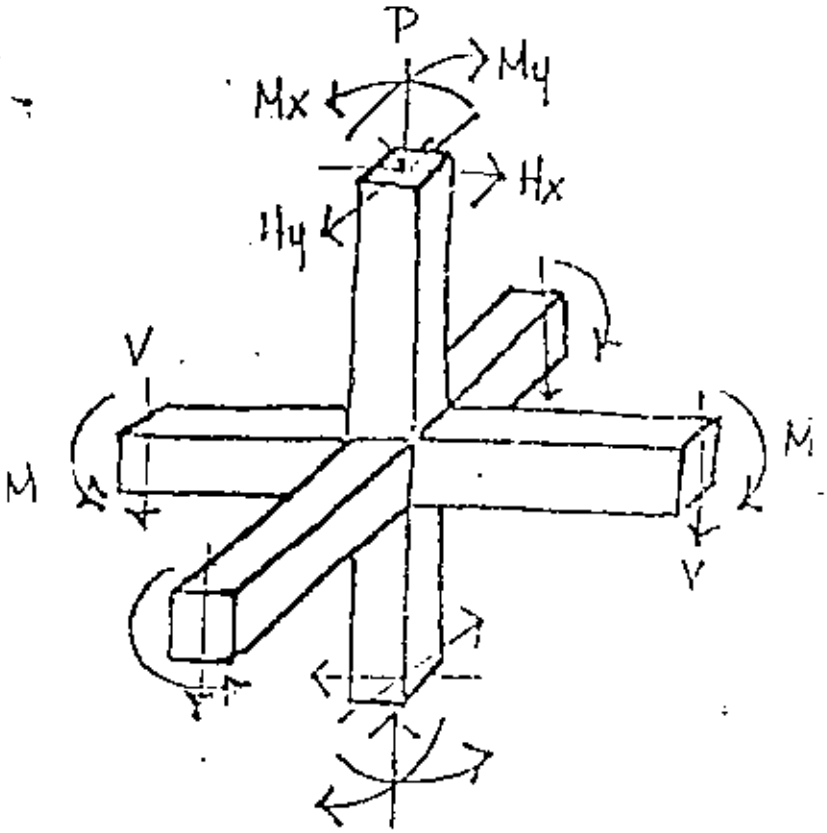
a = Separación del refuerzo transversal

h = Dimensión máxima de la columna, pero no menor de 45 cm, ni de un sexto de la altura libre

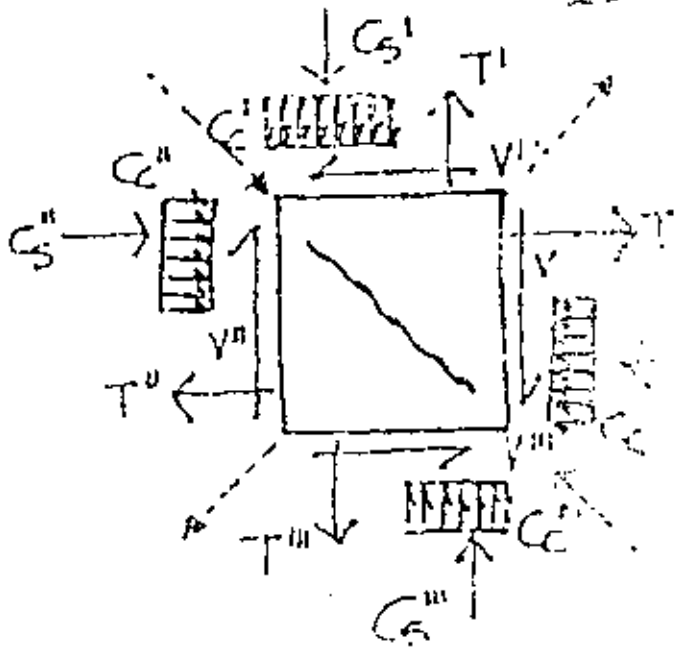


$$A_{sh} = \frac{l_h \cdot l_s \cdot s \cdot n}{2}$$

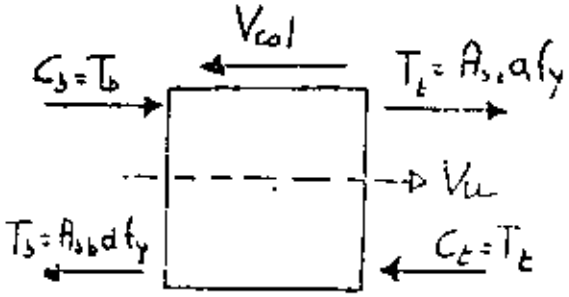
Fig 8 Refuerzo por ductilidad en columnas



a) Cargas en la conexión

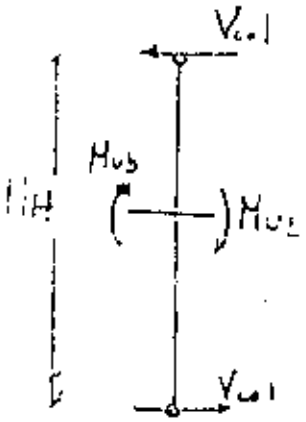


b) Fuerzas aplicadas en la junta
(con líneas punteadas las resultantes por ...
Tensión diagonal)



$$V_u = C_b + C_t - V_{col}$$

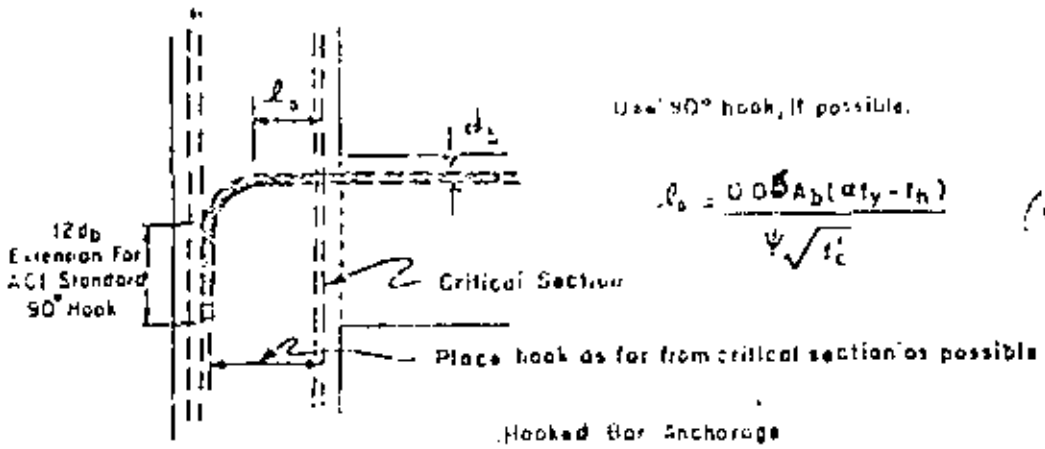
$$V_u = \alpha f_y (A_{s,b} + A_{s,t}) - V_{col}$$



$$V_{col} = \frac{M_{us} + M_{ut}}{H}$$

c) Fuerza cortante de diseño en la unión

Fig 9 Diseño por cortante de la unión viga columna



$$l_b = \frac{0.06 A_b (a f_y - f_h)}{\psi \sqrt{f'_c}} \quad \text{(unidades métricas)}$$

A_b = área de la barra

$\psi = 1.6$ (en condiciones usuales)

$$f_h = 185(1 - 0.012 d_b)\psi\sqrt{f'_c}$$

Fig 10 Requisitos de anclaje en la unión

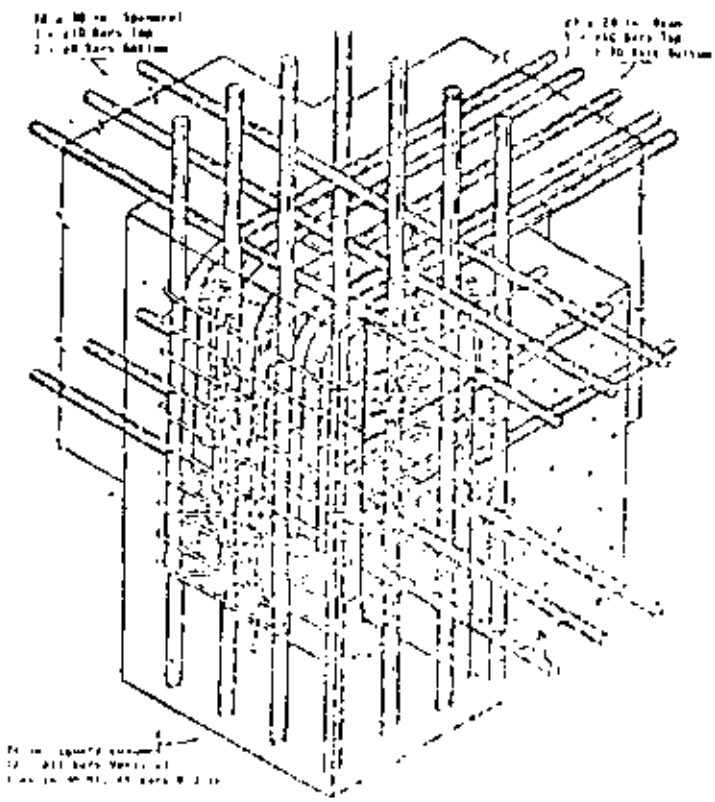


Fig 11 Refuerzo de unión de acuerdo con los requisitos del Com ACI-ASCE 352

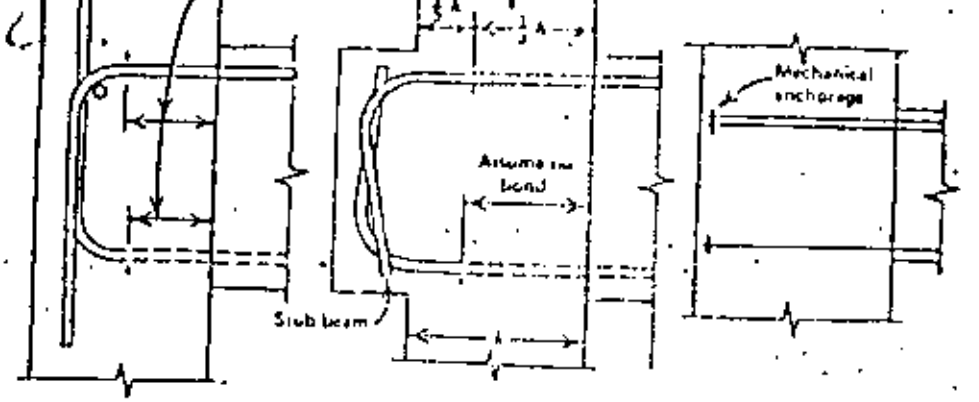
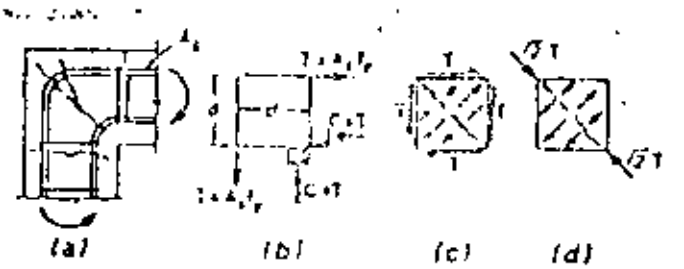
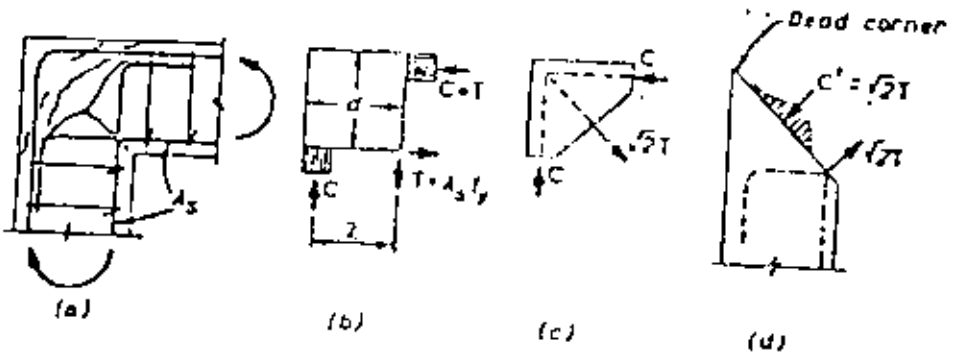


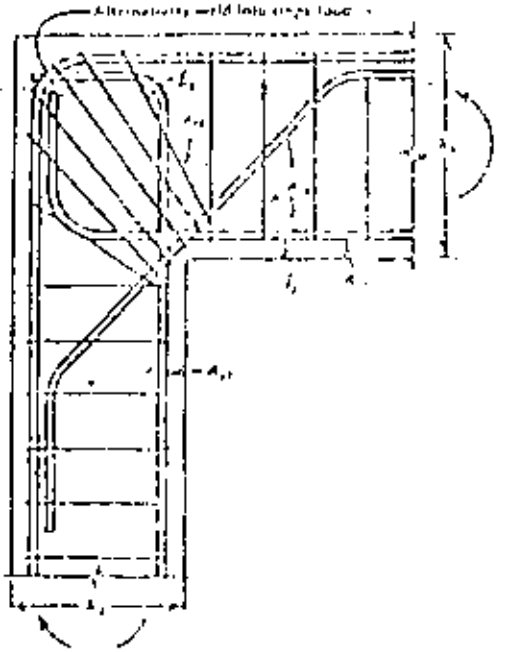
Fig 12. Formas alternativas de anclaje del refuerzo en las uniones



a) esfuerzos al cerrarse la unión

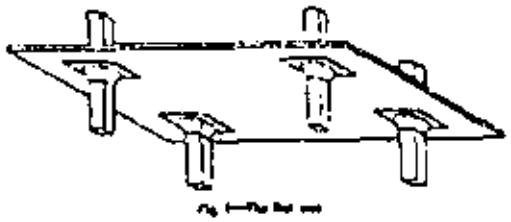


b) retorno al abrirse la unión

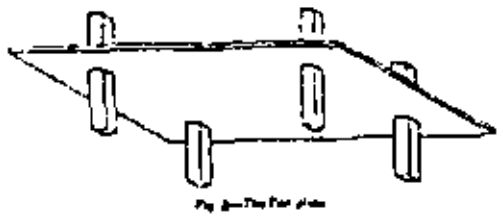


c) Retorno recomendable en uniones de rodilla para claros grandes

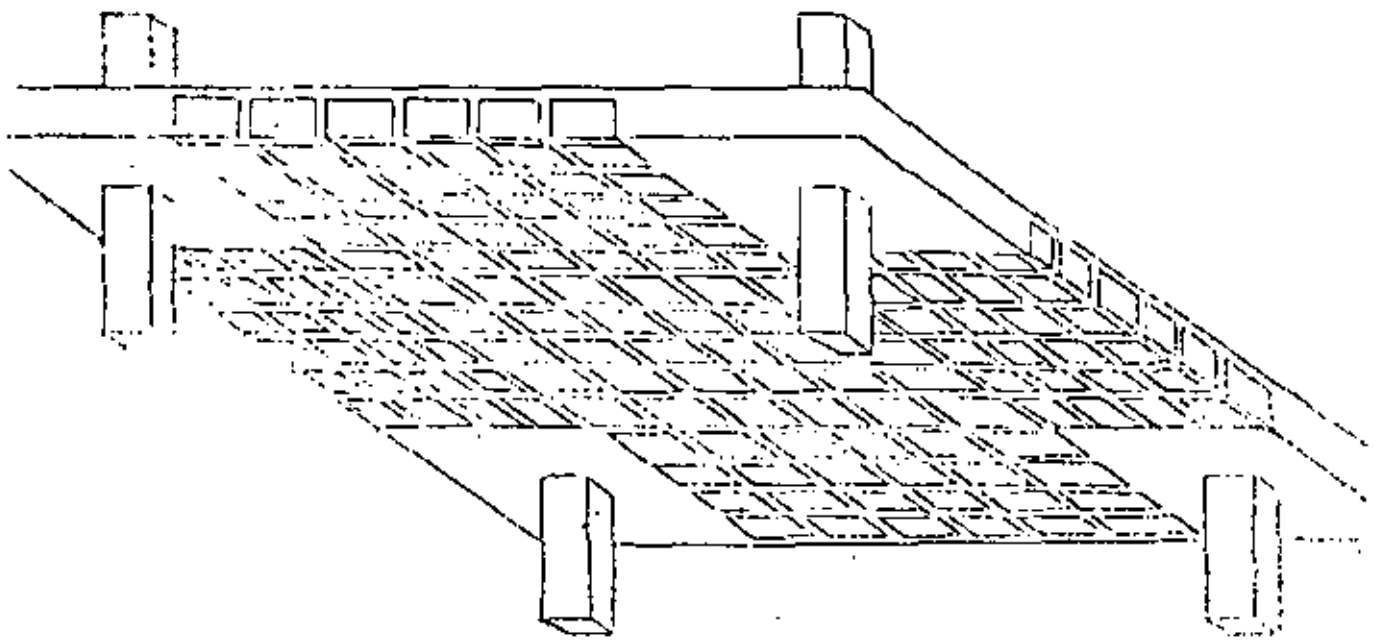
Fig 13 Condiciones de esfuerzos y modalidades de refuerzo en juntas de rodilla



a) losa plana.

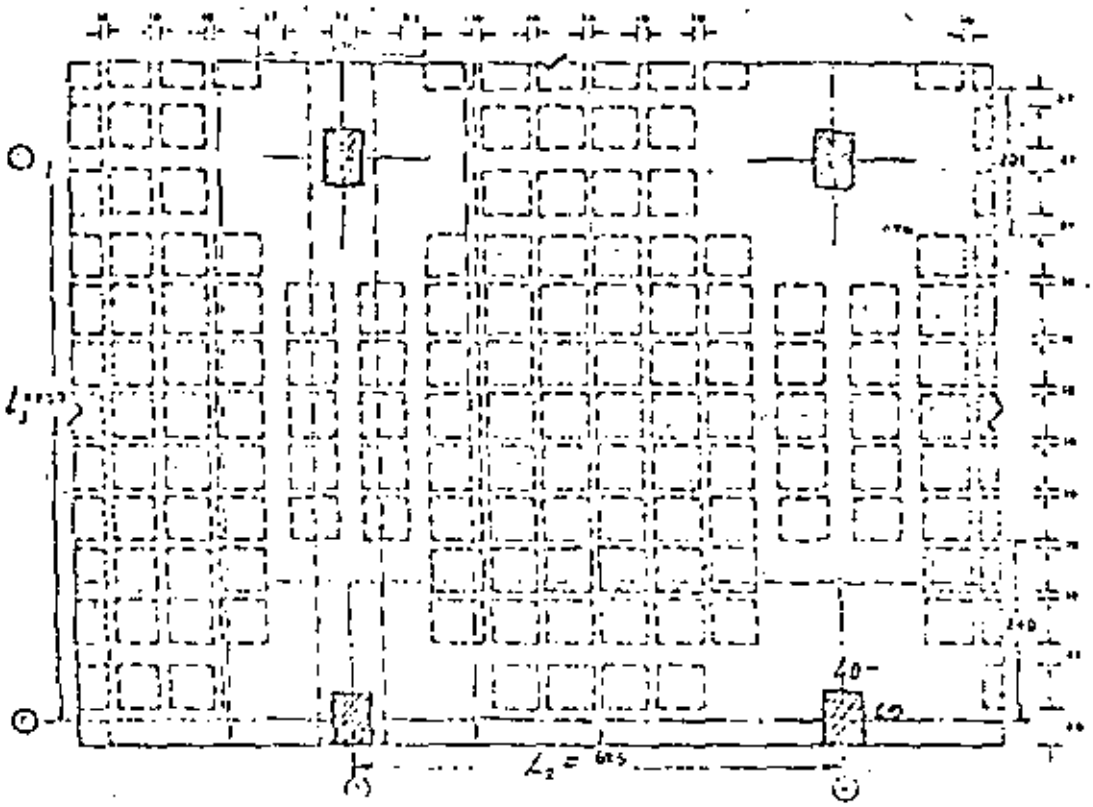


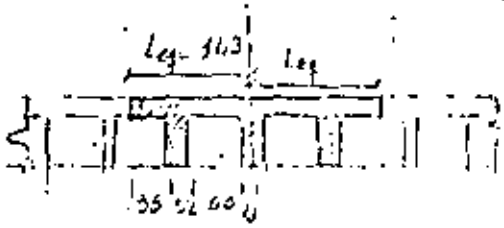
b) Placa plana



c) Losa plana aligerada

Fig 1: Modalidades de losas planas



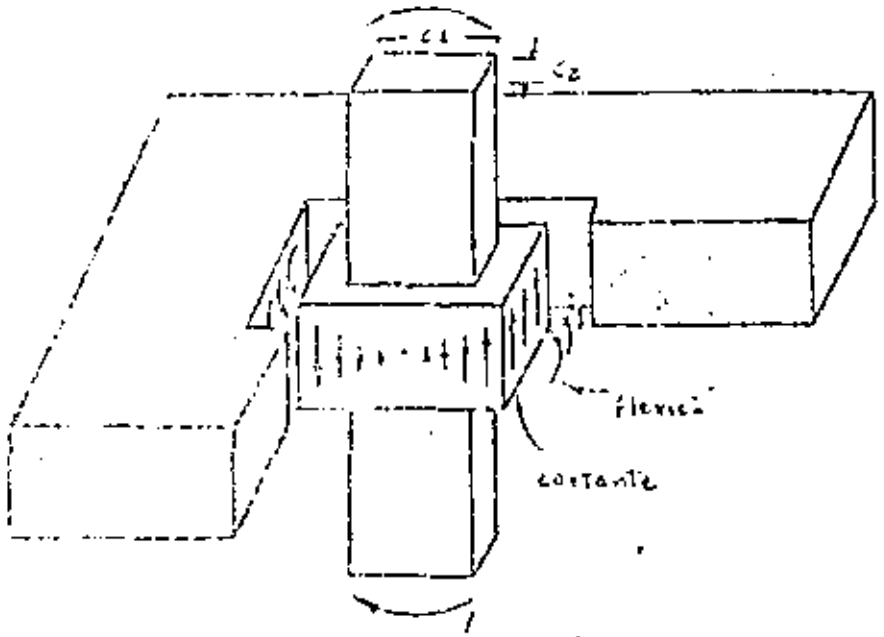


Viga equivalente

$$l_{eq} = \frac{0.5 l_2}{1+1.67 l_2/l_1} + 0.3 c_2$$

$$l_{eq} = \frac{0.5 \times 625}{1+1.67 \times \frac{625}{750}} + 0.3 \times 40 = 143 \text{ cm}$$

Fig 15. Viga equivalente para análisis por cargas laterales

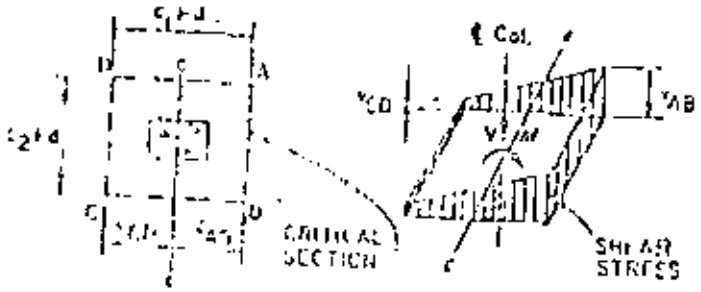


Por cortante αM_D

Por flexión $(1-\alpha)M_D$

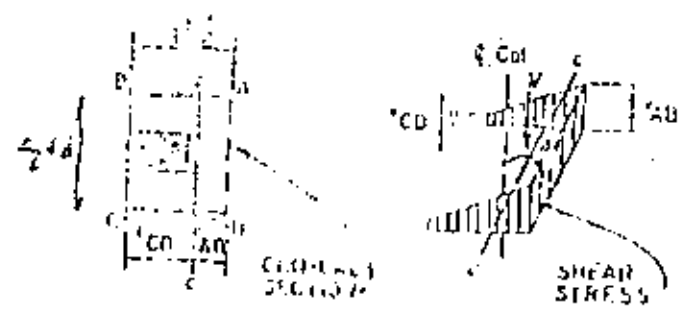
$$\alpha = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3}\sqrt{\frac{c_1+d}{c_2+d}}}$$

a) Fuerzas en la conexión



(a) INTERIOR COLUMN

$$v_{AB} = \frac{V}{A_c} + \frac{\alpha M c_{AB}}{J_c}$$



(b) EDGE COLUMN

$$v_{AB} = \frac{V}{A_c} \pm \frac{\alpha M c_{AB}}{J_c}$$

b) Distribución de esfuerzos cortantes en la zona crítica

Fig 16 Transmisión de momentos de columna a losa

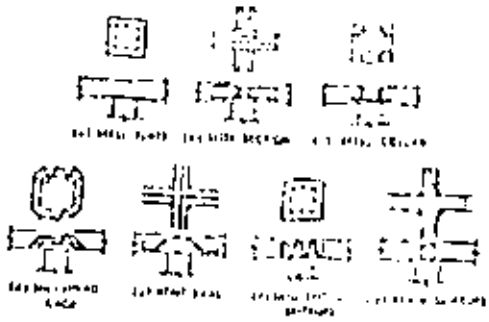
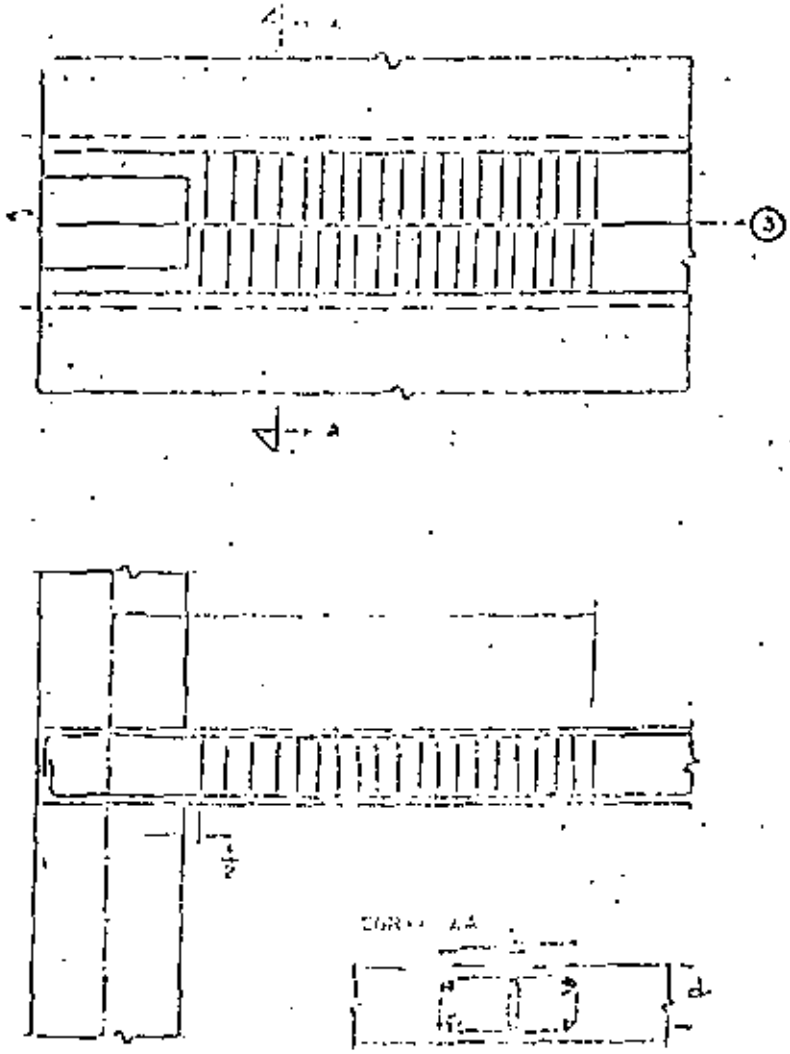


Fig 17 deref[illegible]o por cortante en losas planas



$$v_u = \frac{V}{A_c} + \frac{\alpha M c}{J_c}$$

$$v_c = \sqrt{f'_c}$$

si $v_u > v_c$

Se requiere

$$v_s = v_u - \frac{v_c}{2}$$

$$v_s = \frac{V_s}{ab}$$

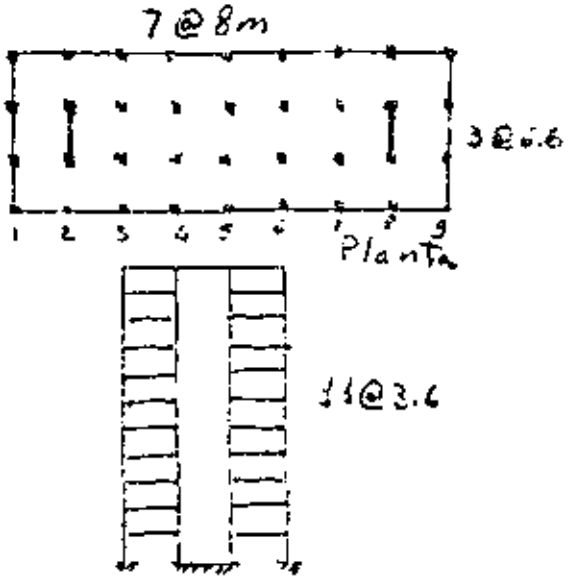
No se admite

$$v_u > 1.5\sqrt{f'_c}$$

Fig 18 Diseno de refuerzo por cortante en losas planas

EJEMPLO 4

DISEÑO DE UN MURO DE RIGIDEZ



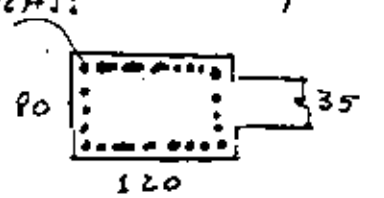
El muro del eje 2 de la estructura mostrada debe ser capaz de resistir en planta baja la siguiente combinación de fuerzas de diseño (últimas)

Por cargas verticales $P_u = 1970$ ton

Por sismo $\begin{cases} P_u = 1710 \text{ ton} \\ M_u = 6630 \text{ ton-m} \\ V_u = 430 \text{ ton} \end{cases}$

$f'_c = 280 \text{ Kg/cm}^2 \qquad f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

La sección propuesta en el análisis es la mostrada en el croquis



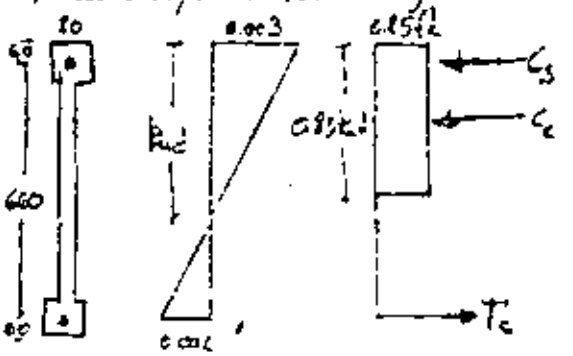
Columna de Confinamiento

a) Diseño de la columna

Si $P_u > 0.4 P_o$ hay que diseñar las columnas para que tomen toda la carga vertical debida a sismo y proporcionales refuerzo transversal para confinamiento igual al que se requiere para columnas de marco

La carga axial balanceada puede determinarse en forma aproximada considerando el refuerzo de la columna concentrado en su centroide y despreciando el refuerzo en el muro

Tanto el refuerzo de tensión como el de compresión fluyen, por tanto $T_s = -C_s$



$$P_b = C_c = \phi\left[0.85 f'_c \times 0.85 k_u d \times t + 0.85 f'_c \times h(b-t)\right]$$

$$k_u d = (660+60)\frac{3}{5} = 432 \text{ cm}$$

$$P_b = 0.7\left[0.85\times 280 \times 0.85 \times 432 \times 35 + 0.85 \times 280 \times 120(80-35)\right] = 3070 \text{ ton}$$

$$0.4 P_o = 1230 \text{ ton} < P_u \Rightarrow \text{requiere diseño especial}$$

Hay que revisar que cada columna sea capaz de resistir la carga axial Total debida a carga vertical más sismo $P_u = 1710$ tons

Revisando la capacidad de una columna de 80×120 con 22#11
$A_s = 220\ cm^2$ y una excentricidad mínima $e/t = 0.10$
Del diagrama de interacción del la SP-17
para $\gamma = 0.8$ $e/t = 0.10$ $\rho_t m = \frac{220}{120\times80}\frac{4200}{0.85\times280} = 0.4$

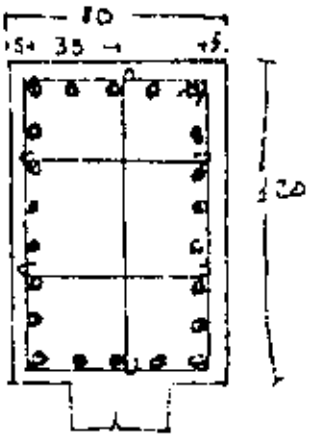
Resulta $K = 0.69 \Rightarrow P_R = 0.65\times120\times80\times280 = 1750$ tons $> 1710 = P_u$

b) Refuerzo Transversal en la columna

Se requiere una cuantía que sea la mayor entre las siguientes

$\rho = 0.45\left(\frac{A_g}{A_c} - 1\right)\frac{f'_c}{f_y} = 0.45\left(\frac{10\times120}{73\times111} - 1\right)\frac{280}{4200} = 0.0055$

$\rho_s = 0.12\frac{f'_c}{f_y} = 0.12\times\frac{280}{4200} = 0.008$ rige



Usando estribos y ganchos #4 con la distribución mostrada en la figura de manera que
$\ell_h = 85$ cm

$s_h = \frac{2A_v}{\ell_h \rho_s} = \frac{2\times1.27}{35\times0.008} = 9.5$ cm

Para el estribo se usará #4 @ 9

c) Refuerzo en el muro

Por cortante $v_u = \frac{V_u}{\phi b t} = \frac{430000}{0.85\times0.8(800+120)35} = 23.2\ Kg/cm^2$

Esfuerzo cortante resistente del concreto; el menor entre

1) $v_c = 0.9\sqrt{f'_c} + 0.25\frac{M_u}{\ell_w} = 0.9\sqrt{280} + \frac{0.25\times1050000}{35\times780}$

$v_c = 15.1 + 9.7 = 24.8\ Kg/cm^2$

Como M_u se toma el correspondiente a la combinación que proporciona un valor menor.

2) $v_c = 0.16\sqrt{f'_c} + \frac{\ell_w\left(0.33\sqrt{f'_c} + 0.2\frac{N_u}{2w\ell}\right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{\ell_w}{2}} = 0.16\sqrt{280} +$

$+ 780\left[\frac{0.33\sqrt{280} + 0.2\times1050000/(770\times35)}{\frac{6630}{431} - \frac{8.4}{2}}\right] = 2.7 + 9.3 = 12\ Kg/cm^2$

rige $v_c = 12\ Kg/cm^2 < v_u$

Se requiere refuerzo horizontal por cortante dado por

$$A_v/s = (v_u - v_c)\frac{b_w}{f_y}$$

$$\rho_h = \frac{A_v}{s b_w} = \frac{v_u - v_c}{f_y} = \frac{23.2-12}{4200} = 0.00267 > \rho_{min} = 0.0025$$

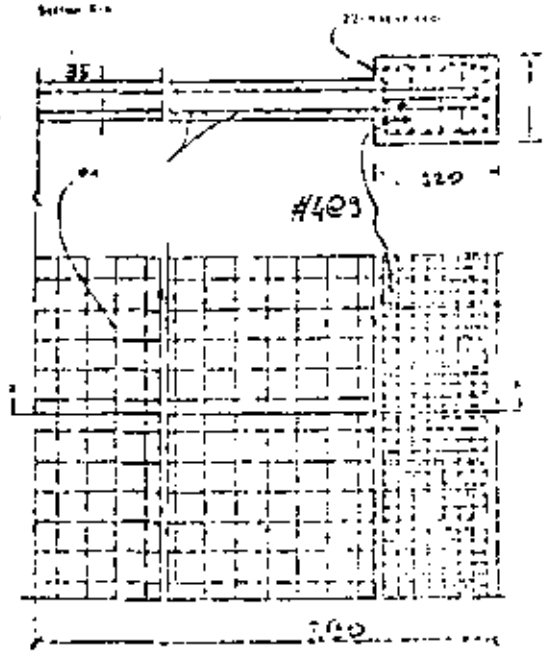
Usando una doble malla #4 $A_v = 2 \times 1.27 = 2.54\ cm^2$

$$s = \frac{A_v}{\rho_h b_w} = \frac{2.54}{0.00267 \times 35} = 26.8\ cm$$

Se empleará 2 #4 @ 25 cm

El mismo refuerzo se colocará en posición vertical donde se requiere $\rho_v = 0.0025$

El refuerzo quedará como en la figura



EJEMPLO 5

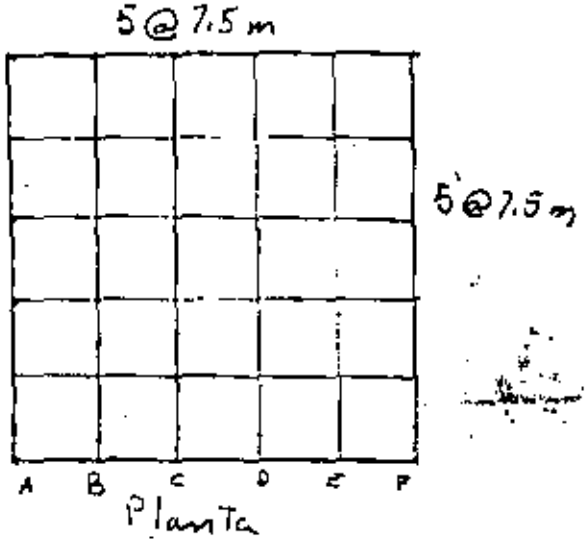
DISEÑO DE UNA LOSA PLANA ALIGERADA

Se seguirá el Reglamento D.F. El ACI no tiene recomendaciones para el diseño por sismo de este sistema constructivo

$f'_c = 200\ kg/cm^2$ $f_y = 4{,}200\ kg/cm^2$

Peralte de la losa = 36 cm

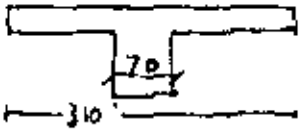
- efectivo = 32 cm

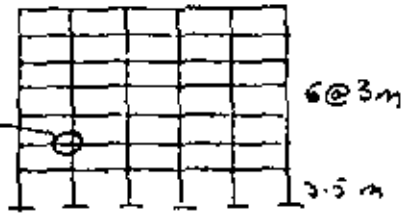


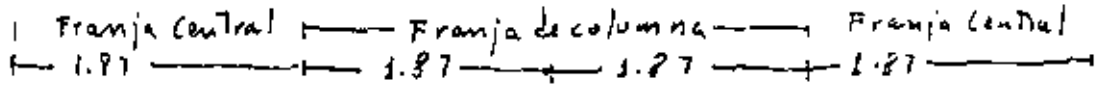
Viga equivalente para análisis

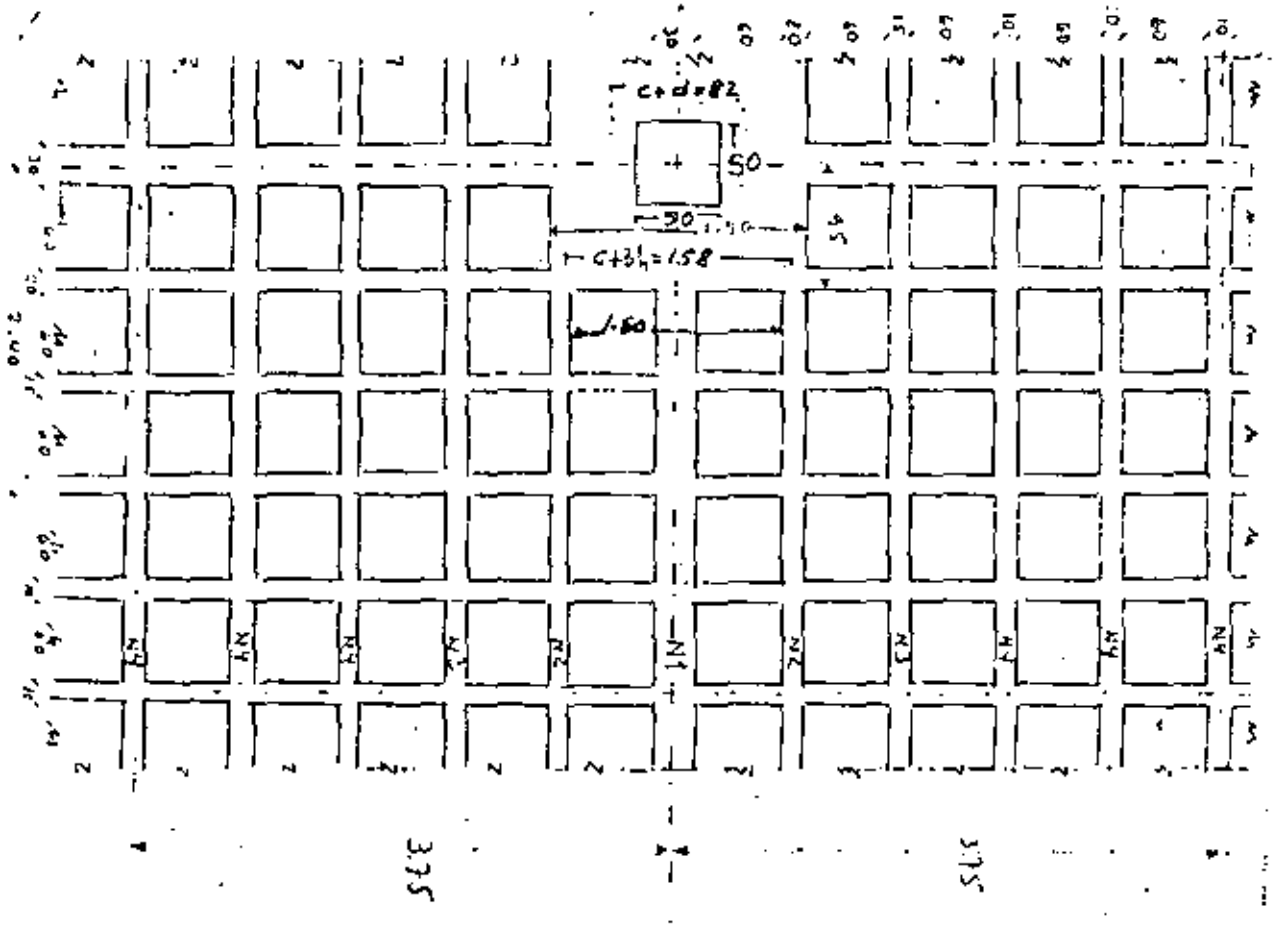
$$0.5\,l_e = \frac{0.5\,l_2}{1+1.67\,l_1/l_2} + 0.3\,c = \frac{0.5\times 7.5}{1+1.67} + 0.3\times 5$$

$0.5\,l_e = 1.55$; $l_e = 3.10$



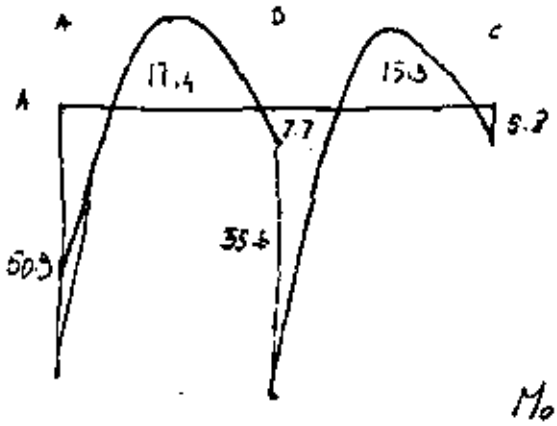




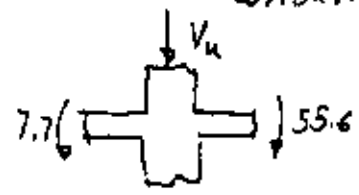


Distribución de nervaduras en un Tablero Típico

Momentos de diseño (últimos) para la condición carga vertical máximo



Fuerzas en la conexión

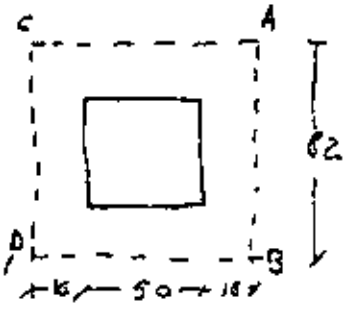


Resulta $V_u = 58.9$ Ton Fuerza cortante directa

Momento de desbalanceo

$M_0 = 55.6 + 7.7 = 47.9$ Ton-m

a) <u>Diseño por cortante de la conexión</u>



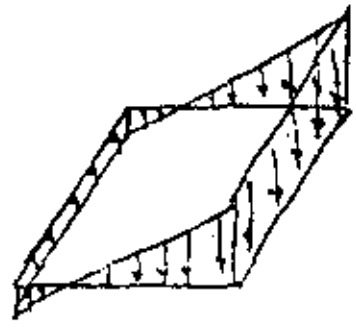
$A_c = 4(c+d)d = 4 \times 82 \times 32 = 10500\ cm^2$

$J_c = \frac{2}{3}(c+d)^3 d + \frac{1}{6}(c+d)d^3 = 12,200,000 + 470,000$

$J_c = 12.6 \times 10^6\ cm^4$ $\alpha = 0.4$ para columnas cuadradas

$$v_{AB} = \frac{V_u}{A_c} + \alpha \frac{M_u}{J_c}\left(\frac{c_1+d}{2}\right) =$$

$$= \frac{58900}{10700} + 0.4 \times \frac{47.9 \times 10^5}{12.6 \times 10^6}\left(\frac{82}{2}\right) = 5.5 + 6.2 = 11.7\ \frac{Kg}{cm^2}$$



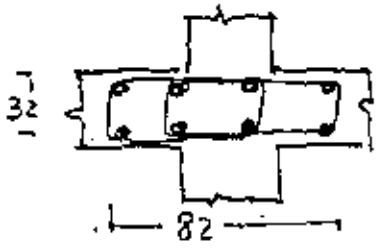
$v_{CD} = 5.5 - 6.2 = -0.7$

Esfuerzo resistente del concreto

$v_c = F_R \sqrt{f_c^*}$ $f_c^* = 0.8 f_c'$ $F_R = 0.8$ para cortante

$v_c = 0.8\sqrt{160} = 10.1\ Kg/cm^2 < 11.7$ <u>Se requiere refuerzo</u>

El refuerzo se colocará en una viga alojada en la losa, con un ancho $c+d$ y un peralte d



La viga deberá ser capaz de resistir una fuerza cortante total

$V_u = V_{u_{AB}} \text{ ó } d = V_u (c+d)d = 11.8 \times 82 \times 32$

$V_u = 31$ Ton

El concreto de la viga resiste un esfuerzo

$v_c = 0.5 F_R \sqrt{f'_c} = 5.05$ Kg/cm²

Se requieren estribos para resistir una fuerza

$V_s = V_u - V_c = 31000 - 5.05 \times 82 \times 32 = 17.8$ Ton

Usando EH 2.5 de 4 ramas $A_v = 4 \times 0.49 = 1.96$ cm²

$$S = \frac{F_R A_v f_y d}{V_u - V_{cc}} = \frac{0.8 \times 1.96 \times 4200 \times 32.5}{17800} = 12 \text{ cm}$$

$S_{min} = d/2 = 16$ cm > 12

$$S_{min} = \frac{F_R A_v f_y}{3.5 b} = \frac{0.8 \times 1.96 \times 4200}{3.5 \times 82} = 23 \text{ cm} > 12 \text{ cm}$$

Se usarán EH 2.5 de 4 ramas @ 12 cm

b) Diseño por flexión de la losa en la sección del eje B

Se tiene que resistir un momento negativo

$M_u = 55.6$ Ton-m

De esto

75% en franja de columna = $0.75 \times 55.6 = 41.7$ Ton-m

25% " " central = $0.25 \times 55.6 = 13.9$ Ton-m

Además en un ancho c+3h debe resistirse (1-a) veces el Momento de desbalance = $0.6 \times 47.9 = 28.7$ Ton-m

La franja c+3h = $50 + 3 \times 36 = 158$ cm queda dentro de la zona maciza

El área de acero necesaria resulta (de gráficas de diseño por flexión)

$A_s = 25.7$ cm² 9 #6 = 25.7 cm²

En el resto de franja de columna debe resistirse $41.7 - 28.7 = 13$ Ton-m

Este momento debe ser resistido por las 4 nervaduras de esta zona (2 de 16cm y 2 de 15 cm)

para resistir ese momento se requiere una cuantía de refuerzo de 0.0055 que corresponde a 2.9 cm² en las nervaduras de 16 cm
a 2.7 cm² - - - - 15cm

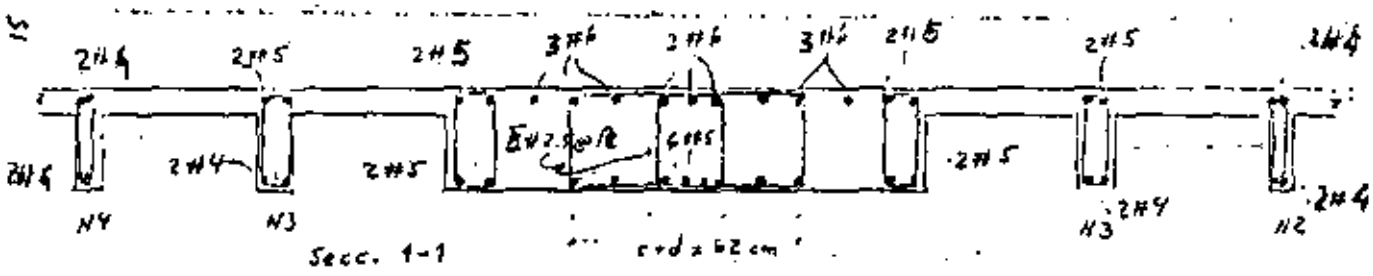
En la franja central para resistir el momento negativo de 13.9 ton-m se tienen 5 nervaduras de 10 cm y se requiere una cuantía de refuerzo de $p = 0.008$, que equivale a un área de refuerzo en cada nervadura de

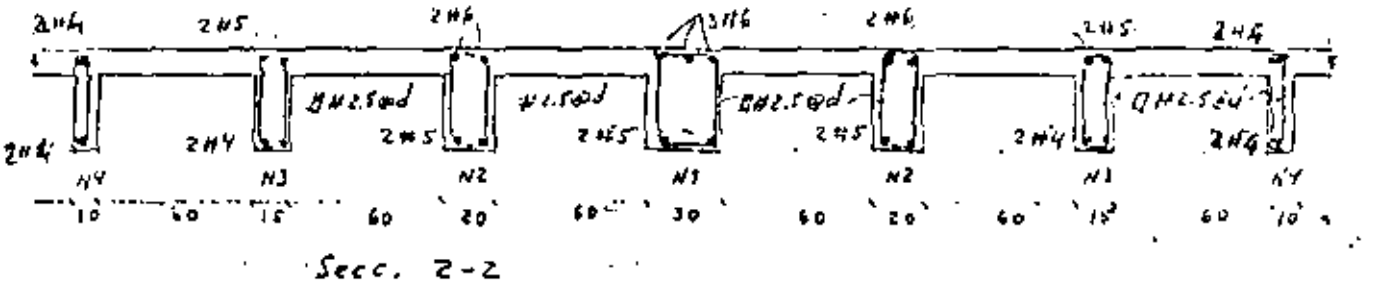
$$A_s = 0.008 \times 10 \times 32.5 = 2.6 \text{ cm}^2$$

Para el refuerzo de momento positivo en el extremo se colocará 50% del refuerzo negativo, ya que según el diagrama de momentos no aparecen momentos positivos en esta zona

Para refuerzo de momento positivo en el centro del claro rige la condición carga muerta más carga viva de la que resulta un momento de 23.5 ton del que tiene resistirse un 60% en las 6 nervaduras de franja de columnas y 40% en las 5 nervaduras de franja central

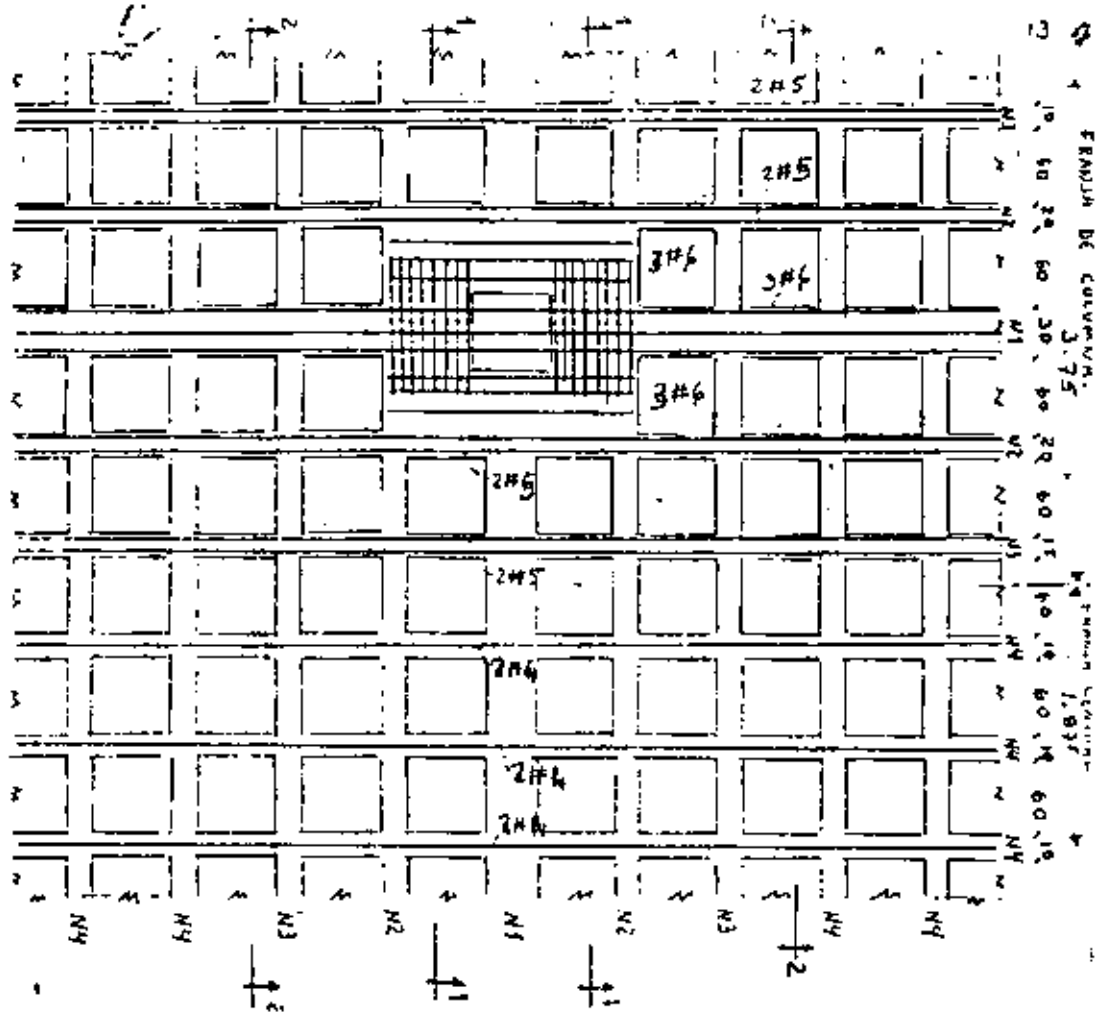
El refuerzo resultante se muestra a continuación





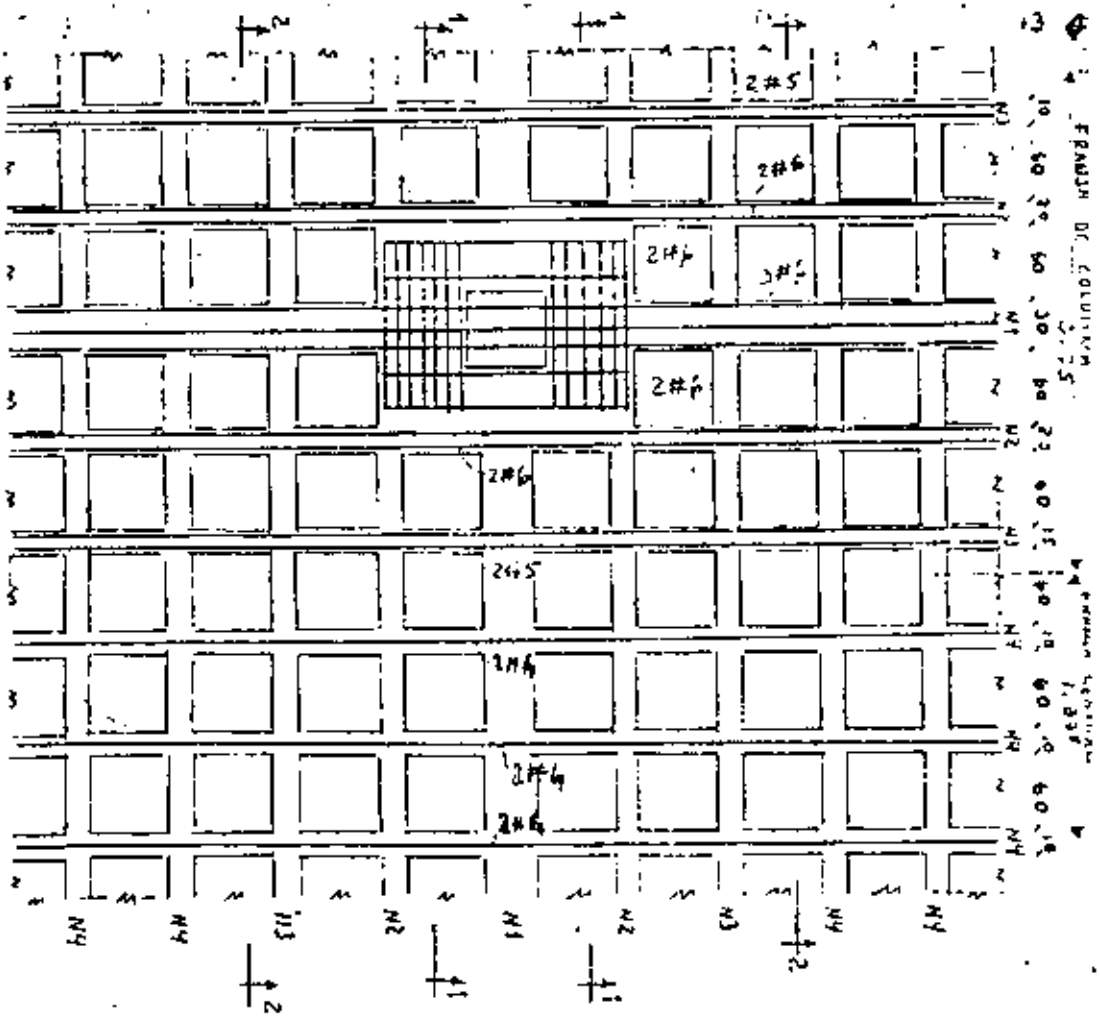
Secc. 2-2

Refuerzo en el apoyo y en el centro del claro



REFUERZO NEGATIVO

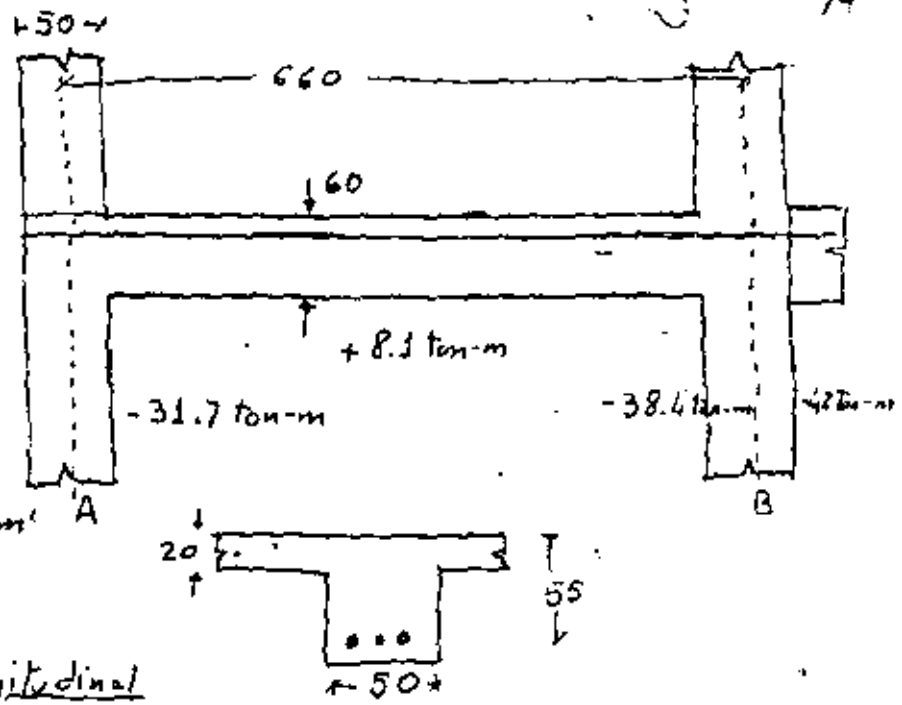
Solo se muestra el refuerzo en una dirección. El refuerzo en la otra dirección es el mismo



REFUERZO POSITIVO

EJEMPLO 1.

Diseñar la viga para los momentos de diseño indicados que incluyan el efecto de sismo y el de una carga vertical de 5.8 ton/m



$f'_c = 280$ Kg/cm² $f_y = 4200$ Kg/cm²

a) Cuantías límite de refuerzo longitudinal

$\rho - 0.5\rho' \leq 0.5\rho_b$ Si se refuerza para $\rho' = 0.3\rho$

$0.75\rho \leq 0.5\rho_b \qquad \rho = \frac{0.5}{0.75}\, 0.85\beta \frac{f'_c}{f_y} \frac{6000}{6000+f_y} = \frac{0.85 \times 0.85 \times 280}{4200} \cdot \frac{6000}{10800} = 0.038$

$\rho \geq 14/f_y = \frac{14}{4200} = 0.0033$

$0.0033 \leq \rho \leq 0.038$

b) Refuerzo por flexión

En el extremo B

Se diseñará para el momento de 42 ton-m

$M_u = 42$ ton-m

$A_s = \frac{M_u}{\varphi f_y j' d} \qquad \varphi = 0.90 \quad j' = 0.8$ (se supondrá y se comprobará posteriormente)

$A_s = \frac{4200000}{0.9 \times 4200 \times 0.8 \times 55} = 22.5 \text{ cm}^2$

Se usarán 3 #10 $A_s = 24.4$ cm² $\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{24.4}{50 \times 55} = 0.0088$

se encuentra entre ρ_{min} y $\rho_{máx}$

Comprobación de j

$j'd \geq d - \frac{a}{2} \qquad a = \frac{A_s f_y}{0.85 b f'_c} = \frac{24.4 \times 4200}{0.85 \times 50 \times 280} = 8.51$ cm

$j'd \geq 55 - 4.2 = 50.8$ cm $\quad j' = \frac{50.8}{55} = 0.92$ se considera adecuado

en el extremo A

Momento negativo $M_u = 31.7$ ton-m

$$A_s = \frac{3170000}{0.9 \times 4200 \times 0.92 \times 55} = 16.5 \text{ cm}^2$$

Se usarán 2 #10 $A_s = 16.3 \text{ cm}^2$ $\rho = \frac{16.3}{50 \times 55} = 0.0059 > \rho_{min}$

Refuerzo positivo en los apoyos

$$M_u^+ \geq \frac{1}{2} M_u^-$$

en B $M_u^+ = \frac{42}{2} = 21$ ton-m

$$A_s = \frac{2100000}{0.9 \times 4200 \times 0.92 \times 55} = 11 \text{ cm}^2$$

Se usarán 4 #6 $A_s = 11.4 \text{ cm}^2$

Se prolongarán en todo el claro ya que cubren también el positivo en el centro del claro

Longitud de anclaje para la columna exterior

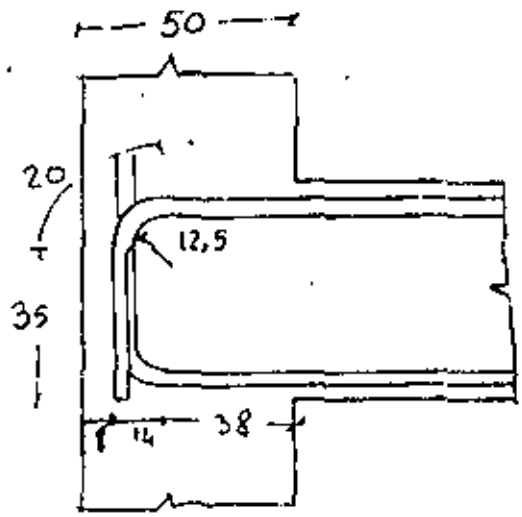
Según el ACI se requiere un gancho estándar y que la longitud a partir del paño sea igual a 2/3 de la longitud de desarrollo dada por

$$\ell_d = 0.06 \frac{A_b f_y}{\sqrt{f'_c}} \geq 0.0057 d_b f_y$$

$$\ell_d = \frac{0.06 \times 8.2 \times 4200}{\sqrt{280}} = 123 \text{ cm} > 0.005 \times 3.23 \times 4200 = 77.2 \text{ cm}$$

$2/3\ \ell_d = 82.3$ cm

En la figura la longitud requerida se da como 38 cm en columna
20 - doblez
35 - vertical



Revisión según el comité 352

$$\ell_s = \frac{0.06 A_b (d f_y - f_h)}{\psi \sqrt{f'_c}}$$

$f_h = 185\,(1 - 0.12\,d_b)\,\lambda\,\sqrt{f'_c} = 185\,(1 - 0.12 \times 3.23)\,1.4\,\sqrt{280} = 2650$ Kg/cm²

$\ell_s = 0.06 \times 8.2\,(1.25 \times 4200 - 2650)/\,1.4 \times \sqrt{280} = 54$ cm

Estos 54 cm son a partir del nucleo y antes del doblez, por tanto no caben en el ancho de columna.

d) Refuerzo por cortante

En B $V_u = \dfrac{M^+_{Au} + M^-_{Bu}}{L} + \dfrac{W_u L}{2} =$ ~~23.54~~

$M^-_{AB} = 24.4 \times 4200 \times 0.92 \times 55 = 51.8$ ton-m

$M^+_{Au} = \dfrac{11.4}{24.4} \times 51.8 = 24.2$ ton-m

$V_u = \dfrac{24.2 + 51.8}{6.60} + \dfrac{5.8 \times 6.6}{2} = 11.5 + 19.1 = 30.6$ ton

En A $V_u = \dfrac{M^-_{Au} + M^+_{Bu}}{L} + 19.1$ ton

$M^-_A = \dfrac{16.3}{24.4} \times 51.8 = 34.6$

$M^+_B = M^+_A = 24.2$

$V_u = \dfrac{34.6 + 24.2}{6.6} + 19.1 = 28$ ton

En B $v_u = \dfrac{V_u}{\varphi b d} = \dfrac{30600}{0.85 \times 50 \times 55} = 13.1$ Kg/cm²

$v_c = 0.5\,\sqrt{f'_c} = 0.5\,\sqrt{210} = 8.4$ Kg/cm² < 13.1

Se requieren estribos mínimo #3 dos ramas $A_v = 2 \times 0.71 = 1.42$

$s = \dfrac{A_v f_y}{(v_u - v_c)\,b} = \dfrac{1.42 \times 4200}{(13.1 - 8.4)\,50} = 25.4$

A lo largo de toda la viga se requiere $s \leq d/2 = 27$ cm

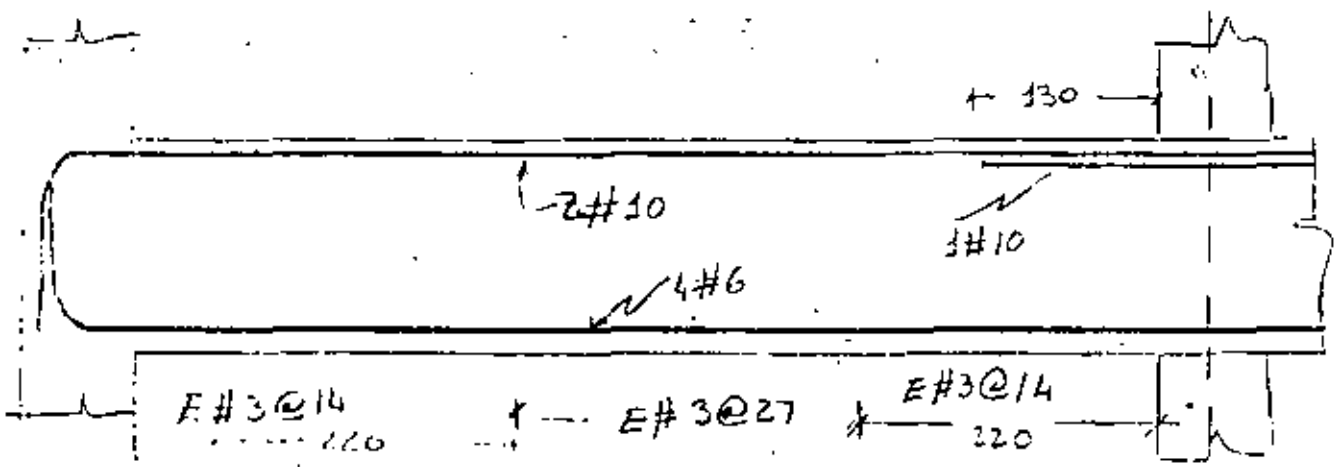
En una distancia de $4d = 220$ cm se requiere

$s \leq d/4 = 14\ cm < \frac{A_v d}{0.15 A_s} = \frac{1.42 \times 55}{0.15 \times 24.4} = 21.3\ cm$

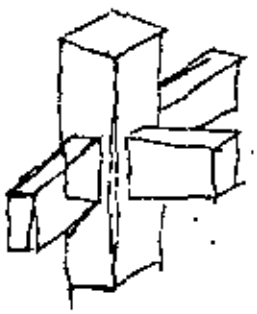
Rige en ambos extremos viga $s = d/4 = 14\ cm$

f.) Corte de barras

No se revisará aquí; resulta que la barra # 10 adicional en el extremo B puede cortarse a 130 cm de la cara del apoyo. El refuerzo queda como se ve en la figura



EJEMPLO 2



Diseñar una columna exterior de un marco. Las cargas verticales y de sismo producen una combinación crítica que resulte

$P = 360$ ton $\quad M = 19$ ton-m

La sección se ha elegido como de 50×50 cm y $f'_c = 280$ Kg/cm^2 $\quad f_y = 4200$ Kg/cm^2

a) Cuantía mínima de refuerzo

$\rho = 0.01 \qquad A_s = 0.01 \times 50 \times 50 = 25$ cm^2

b) Revisión de la capacidad de la columna

Usando las gráficas de interacción construidas con el reglamento ACI (Publicación SP-17 Chart No 87)

para $f'_c = 4$ Kg/cm^2 $\quad f_y = 60$ Ksi $\quad g = 0.8$

$$K = \frac{P_u}{f'_c b t} = \frac{360000}{280 \times 2500} = 0.86$$

$$\frac{e}{t} = \frac{M}{Pt} = \frac{19}{360 \times 0.5} = 0.105$$

Se obtiene $p_{mec}\, m = 0.09 = \rho \frac{f_y}{.85 f'_c}$

$$\rho = 0.09 \times .85 \times \frac{280}{4200} = 0.005 < 0.01$$

Se reforzará por acero mínimo $\rho = 0.01$

Si se usan $6\ \#8 \quad A_s = 30$ cm^2

$$\rho = \frac{30}{2500} = 0.012$$

c) Revisión de que la suma de capacidades de las columnas es mayor que la de vigas

A Para la columna $p_t m = 0.012 \frac{4200}{.85 \times 280} = 0.21$

para $K = 0.51$ resulta de la misma gráfica $\frac{M_R}{bt^2 f'_c} = 0.08$

$$M_R = 0.08 \times 50^3 \times 280 = 28 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

la viga en dirección x tiene un momento resistente (negativo) de 35 ton

por tanto $\Sigma M_c = 2 \cdot 28 = 56 > 35$ ton-m

d). Refuerzo por confinamiento

de la gráfica anterior se obtiene $P_b = 280$ ton

$P_u = 360$ ton $> 0.4 P_b$

se requiere confinamiento

$$\rho_s = 0.45\left(\frac{A_g}{A_c} - 1\right)\frac{f'_c}{f_y} \geq 0.12\frac{f'_c}{f_y}$$

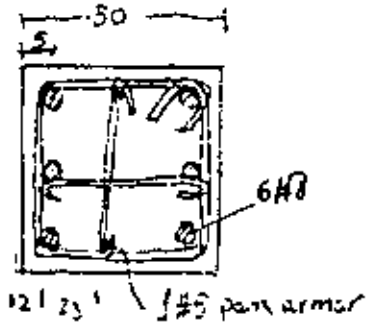
$$0.45\left(\frac{A_g}{A_c} - 1\right)\frac{f'_c}{f_y} = 0.45\left(\frac{50^2}{43^2} - 1\right)\frac{280}{4200} = 0.0114$$

$$0.12\frac{f'_c}{f_y} = \frac{0.12 \times 280}{4200} = 0.008 < 0.0114$$

Usando barras # 4 con la disposición mostrada

$l_h = 24$ cm $\quad A_{sh} = 1.2$ cm^2

$$s_h = \frac{2A_{sh}}{l_h \rho_s} = \frac{2 \times 1.2}{24 \times 0.0114} = 8.85 \text{ cm} < 10 \text{ cm}$$



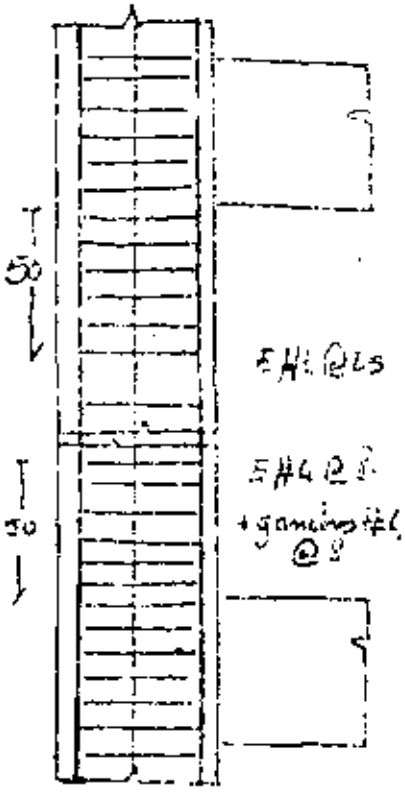
Estos estribos se requerirán en una longitud a partir del paño de c, 45, H/c viga $t = 50$ cm

e) Revisión por cortante

$$V_u = \frac{M_u}{H} = \frac{3.5}{3.6} = 9.7 \text{ ton}$$

$$v_u = \frac{9700}{0.85 \times 50 \times 43} = 5.3 \text{ Kg/cm}^2 < 0.5\sqrt{f'_c} = 8.4 \text{ Kg/cm}^2$$

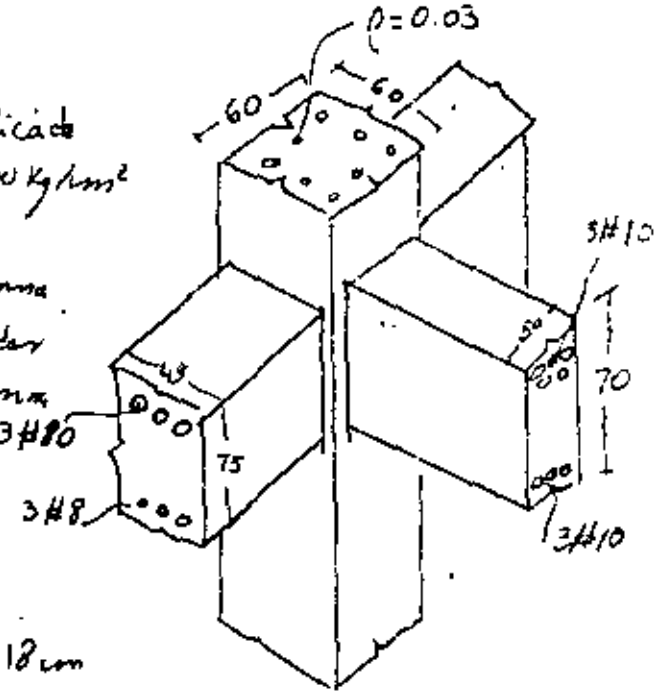
No requiere refuerzo transversal, se pondrán estribos a $s = d/2 = 22$ cm



EJEMPLO 3

Diseñar una conexión para marco dúctil para los requisitos del comité ACI-ASCE 352 (ACI journal jul 1976)

Las vigas y columnas tienen el refuerzo indicado en la figura y $f'_c = 280\ Kg/cm^2$, $f_y = 4200\ Kg/cm^2$



a) Anclaje de las barras #10 en la columna. Hay que proporcionar una escuadra estándar y revisar la longitud ℓ_s dentro de la columna

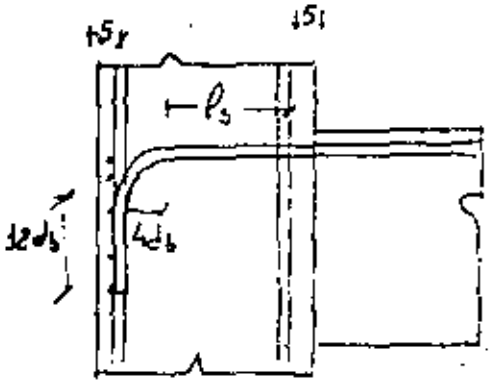
$$\ell_s = \frac{0.06\, A_b (\alpha f_y - f_h)}{\psi \sqrt{f'_c}}$$

$\alpha = 1.25$; $\psi = 1.4$; $A_b = 8.19\ cm^2$; $d_b = 3.18\ cm$

$$f_h = 185 (1 - 0.12 d_b)\, \psi \sqrt{f'_c}$$

$$f_h = 185 (1 - 0.12 \times 3.18)\, 1.4 \sqrt{280} = 2680\ Kg/cm^2$$

$$\ell_s = \frac{0.06 \times 8.19 (1.25 \times 4200 - 2680)}{1.4 \sqrt{280}} = 53.9\ cm$$



Longitud disponible (ver figura)

$$60 - 5 - 5 - d_b - 4 d_b = 36\ cm < \ell_s$$

No puede realizarse el anclaje adecuado

Hay dos alternativas 1) reducir el diámetro de la barra colocar confinamiento para poder emplear $\psi = 1.8$

si se ~~reduce~~ cambia el refuerzo por barras #8

$A_b = 5\ cm^2$ $d_b = 2.5\ cm$

$$f_h = 185 (1 - 0.12 \times 2.5) 1.4 \sqrt{280} = 3010\ Kg/cm^2$$

$$\ell_s = \frac{0.06 \times 5 (1.25 \times 4200 - 3010)}{1.4 \sqrt{280}} = 28.6\ cm$$

Longitud disponible $= 60 - 5 - 5 - 5 \times 2.54 = 37.5 > \ell_s$ O.K.

b). Revisión del cortante en la unión

Fuerza de diseño en la dirección de la viga principal

$M_u = \alpha A_s f_y j'd = 1.25 \times 40.9 \times 4200 \times 0.9 \times 62 = 119.8$ ton-m

$V_{col} = \frac{M_u}{h} = \frac{119.8}{3.6} = 33.3$ ton

$V_u = \alpha A_s f_y - V_{col} = 1.25 \times 40.9 \times 4200 - 33.3 = 214.1 - 33.3$

$V_u = 181.4$ ton

$v_u = \frac{V_u}{\varphi b d} = \frac{181400}{0.85 \times 60 \times 54} = 65.5$ Kg/cm²

$v_u)_{max} = 5\sqrt{f'_c} = 5\sqrt{280} = 83.7$ Kg/cm² > 65.9 O.K.

$v_c = 0.8 \gamma \sqrt{f'_c\left(1 + 0.03 \frac{P_u}{A_g}\right)}$

Considerando que la unión se va a confinar $\gamma = 1.4$

Para una carga axial en la condición más desfavorable (mínima)

$P_u = 120$ Ton

$v_c = 0.9 \times 1.4 \sqrt{280\left(1 + 0.03 \cdot \frac{120000}{60 \times 60}\right)} = 29.8$ Kg/cm²

$v_u - v_c = 65.9 - 29.8 = 36.1$ Kg/cm²

$\frac{A_v}{s} = (v_u - v_c)\frac{b}{f_y} = 36.1 \times \frac{60}{4200} = 0.52$

Si se emplean 4 ramas de estribos #4

$A_v = 4 \times 1.26 = 5.08$ cm²

$s = \frac{A_v}{0.52} = \frac{5.08}{0.52} = 9.8$ cm

Fuerza de diseño en la dirección de las vigas transversales

$M_{uE} = \alpha A_{sE} f_y j'd = 1.25 \times 3 \times 8.19 \times 4200 \times .9 \times 68 = 78.9$ ton-m

$M_{uD} = \alpha A_{sD} f_y j'd = 1.25 \times 3 \times 5 \times 4200 \times .9 \times 68 = 48.4$ Ton-m

$V_{col} = \frac{M_{uE} + M_{uD}}{H} = \frac{79.8 + 48.4}{3.6} = 35.6$ Ton

$V_u = \phi f_y (A_{st} + A_{sb}) = V_{col} = 1.25 \times 4200 (24.5 + 15) = 35.6 = 171.8$ ton

$$v_u = \frac{171800}{0.85 \times 54 \times 60} \cong 62.3 \text{ Kg/cm}^2 < 5\sqrt{f'_c}$$

$$v_c = 0.9 \gamma \sqrt{f'_c \left(1 + 0.03 \frac{P_u}{A_g}\right)} \gamma$$

en esta fase $\gamma = 1.0$ ya que la unión no está confinada por vigas transversales en ambos lados

$$v_c = 0.9 \sqrt{280 \left(1 + 0.03 \frac{440}{60 \times 60}\right)} = 21.3 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_u - v_c = 62.3 - 21.3 = 41 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{A_v}{s} = (v_u - v_c) \frac{b}{f_y} = \frac{41 \times 54}{4200} = 0.55$$

Con 4 ramas de estribo #4 $A_v = 5.08$

$$s = \frac{5.08}{0.55} = 9.3 \text{ cm} \Rightarrow$$

~~viga esta condición~~ $s = 9$ cm

c) Estribos por confinamiento

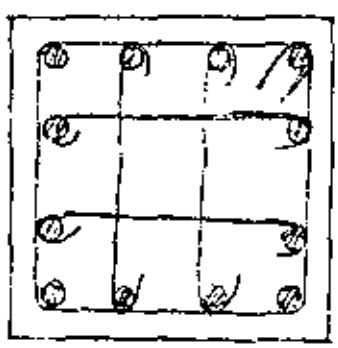
Supóngase que en la condición más desfavorable $P > 0.4 P_o$

$$A_{sh} = 0.3 h_h s_h \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right) \frac{f'_c}{f_y} \geq 0.12 \frac{f'_c}{f_y} h_h s_h$$

$$\frac{A_{sh}}{s_h} = 0.3 \times 55 \left[\left(\frac{60}{53}\right)^2 - 1\right] \frac{280}{4200} = .0.21 \gamma \quad 0.12 \times \frac{280}{4200} 55 = 0.44$$

aun considerando la longitud total del estribo la cuantía de refuerzo es menor que la requerida por cortante

Se usarán E #4 @ 9 ~~total~~ (4 ramas)



DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.

VII CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERIA SISMICA.

DISEÑO SISMICO DE EDIFICIOS

EJEMPLOS

PROF. DR. OCTAVIO A. RASCON CHAVEZ.

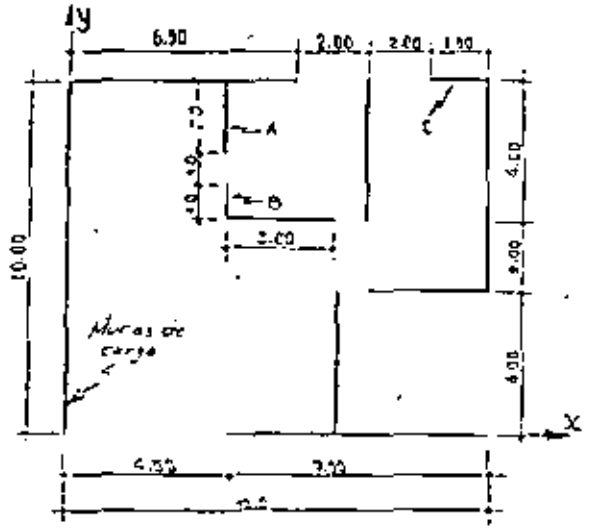
AGOSTO, 1981.

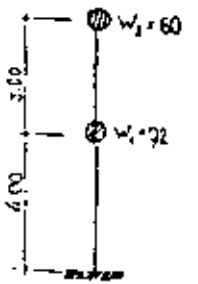
5. EJEMPLOS DE ANALISIS SISMICO DE ACUERDO CON EL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL - 1977

Por Dr. Octavio A. Rascón Ch.

5.1 EJEMPLO DEL METODO SIMPLIFICADO

La figura siguiente muestra esquemáticamente las plantas, alturas y pesos de una estructura. Se verificará que se satisface las condiciones que se exigen en el artículo 236 y se efectuará el análisis mediante el método simplificado.





Nota: las distancias están en metros y los pesos en toneladas.

Los muros son de tabique recocido, de 14 cm de espesor, cuya resistencia al esfuerzo cortante es 1.5 kg/cm².

PLANTA DE DOS PISOS

Observando la planta se puede afirmar que más del 75% de las cargas verticales están soportadas por los muros. Se aprecia también que existen en cada dirección dos muros perimetrales paralelos; las longitudes en que estos muros están ligados a las losas son, en la dirección X: 7.50 m y 6.50 m, mayores que 0.5 x 12 = 6.00 m, y en la dirección Y, 10.00 m y 6.00 m, mayores que 0.5 x 10 = 5.00 m. La relación entre la longitud y anchura de la planta es 12/10 = 1.2, menor que 2.0; la relación entre la altura y la dimensión mínima en planta es 7/10 = 0.7, menor que 1.5 y la altura del edificio es menor que 13 m. En conclusión se puede aplicar el método simplificado en ambas direcciones..

Paso 1. Se determina el coeficiente sísmico de acuerdo con la tabla del artículo 239. Suponiendo que la estructura se edificará en la zona I y teniendo en cuenta que la altura es 7 m, encontramos que el coeficiente sísmico es 0.08

Paso 2. Se calculan las fuerzas y cortantes sísmicas, de la manera especificado en el artículo 240, es decir, como se indica en la tabla siguiente:

Nivel o entrepiso i	W_i ton	h_i m	$W_i h_i$ ton-m	P_i ton	V_i ton
2	60	7	420	6.30	6.32
1	72	4	288	4.32	10.62
Sumas	132		708	10.62	

donde: h_i es la altura del nivel i respecto a la base,

$$P_i = \frac{W_i h_i}{\Sigma W_i h_i}(0.08\Sigma W_i) = \frac{W_i h_i}{708}(1.08 \times 132) = 0.015\, W_i h_i$$

Las fuerzas P_i actúan en las direcciones X y Y

Paso 3. Se calculan las fuerzas resistentes en las direcciones X, Y. Los muros cuya relación $\frac{h}{L}$ sea menor que 1.33 tendrán una capacidad de 1.5 kg/cm² (sin ninguna reducción), en la planta baja esto ocurre para muros con una longitud mayor que 4.0/1.33 = 3 m.

En la dirección X hay (6.5+3.0+3.5+7.5) = 20.5 m que cumplen tal condición, y (10.0+4.0+4.0+6.0) = 24 m, en la dirección Y.

Los muros A, B y C tienen L < 3.0 m y sus esfuerzos resistentes se reducen a

$$\sigma_A = 1.5\ (1.33 \times \frac{2.0}{4.0})^3 = 0.66\ kg/cm^2$$

$$\sigma_B = 1.5\ (1.33 \times \frac{1.0}{4.0})^3 = 0.17\ kg/cm^2$$

$$\sigma_C = 1.5\ (1.33 \times \frac{1.5}{4.0})^3 = 0.37\ kg/cm^2$$

La resistencia total en la dirección x es:

$$\frac{2050 \times 14 \times 1.5 + 150 \times 14 \times .37}{1000} = 43.83\ ton$$

y en la dirección Y:

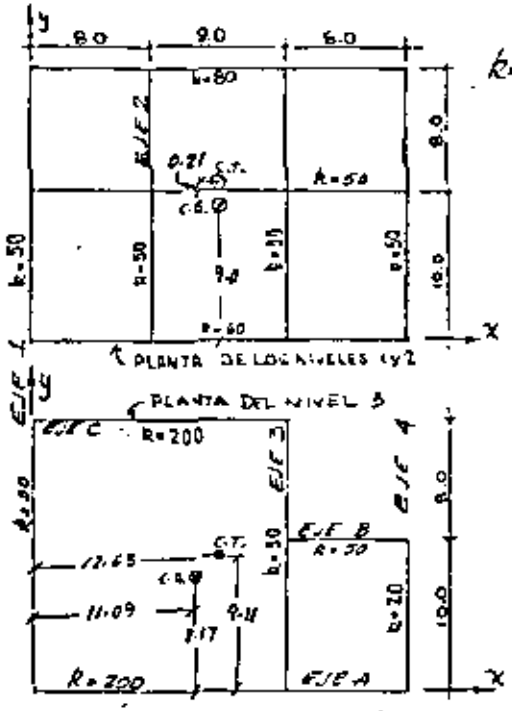
$$\frac{2400 \times 14 \times 1.5 + 200 \times 14 \times 0.66 + 100 \times 14 \times .17}{1000} =$$

52.49 ton

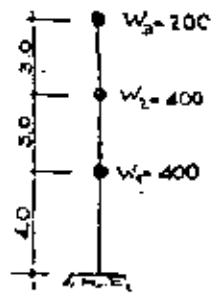
ambas mayores que la fuerza cortante actuante 10.62 ton.

5.2 EJEMPLO DE ANALISIS ESTATICO

En las figuras siguientes se muestran la elevación y las plantas esquemáticas de un hospital de tres niveles que se construirá en la zona de terreno firme del Distrito Federal.



Rigidez de entrepiso



Nota: las distancias están en metros, los pesos en toneladas y las rigideces de entrepiso en toneladas sobre centímetro.

Los detalles constructivos y los materiales que se usarán permiten utilizar Q=4. Se dan los valores de las rigideces de entrepiso de los marcos, los pesos concentrados en los niveles y las dimensiones. Se determinarán las fuerzas cortantes que correspondan a cada marco utilizando el método estático propuesto en el artículo 240 del Reglamento.

Paso 1. Determinación del coeficiente sísmico: el artículo 240 especifica que la relación entre la fuerza cortante en la base V y el peso total W igual a $\frac{c}{Q}$ o a_o, el que sea mayor. El valor de C se obtiene de la tabla del artículo 234 y el de a_o, de la tabla del artículo 236, y son parte de la definición del espectro de diseño sísmico.

Enseguida se indican los valores correspondientes a la zona de terreno firme (zona I) y a un edificio que se va a usar como hospital (construcción del grupo A, según el artículo 232):

$a_o = 0.03$, $c = 0.16$; $C=0.16 \times 1.3=0.208$

Usar $\frac{C}{Q} = \frac{0.208}{4} = 0.052 > a_o$

Paso 2. Cálculo de fuerzas sísmicas en los niveles: según el artículo 240 la fuerza sísmica P_i en el nivel i es igual a $C_i W_i$, donde W_i es el peso de tal nivel y C_i es una constante proporcional a h_i, que es la correspondiente altura con respecto a la base. Digamos:

$$P_i = C_i W_i = a\, h_i W_i$$

Para determinar a se toma en cuenta que

$$\frac{V}{W} = \frac{\sum P_i}{\sum W_i} = \text{coeficiente sísmico} = S_a$$

$$\therefore S_a = \frac{a \sum h_i W_i}{\sum W_i} \quad \text{de donde:} \quad a = \frac{S_a \sum W_i}{\sum h_i W_i}$$

$$\boxed{P_i = \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i} S_a \sum W_i}$$

El cálculo de las P_i para este ejemplo se presenta en la siguiente tabla

Nivel o entrepiso i	W_i (ton)	h_i (m)	$W_i h_i$	P_i (ton)	V_i (ton)
3	200	10	2000	16.25	16.25
2	400	7	2800	22.75	39.00
1	400	4	1600	13.00	52.00
sumas	1000		6400	52.00	

$S_a = 0.052$

$P_i = \frac{0.052 \times 1000}{6400} W_i h_i$

$P_i = 0.008125\, W_i h_i$

Paso 3. Determinación de la posición de las fuerzas cortantes, los centros de rigidez de cada piso, y los momentos torsionantes:

Las fuerzas en los niveles P_i están ubicadas en los centros de gravedad de las cargas W_i. Como las fuerzas cortantes son resultado de las fuerzas P_i, su ubicación estará dada por:

$$X_V = \frac{\Sigma P_j X_j}{V} \quad ; \quad Y_V = \frac{\Sigma P_j Y_j}{V}$$

donde $V = \Sigma P_j$ y las sumas son sólo hasta el nivel en que está aplicada la fuerza cortante V. Supondremos en este ejemplo que los centros de gravedad de las cargas coinciden con el centro de gravedad de las áreas de las plantas, es decir que, con referencia a los ejes indicados en las figuras donde se presentan las plantas, las cordenadas de los puntos de aplicación de las fuerzas sísmicas en los niveles son

Nivel j	X_j (m)	Y_j (m)
3	11.09	8.17
1,2	12.50	9.00

En la siguiente tabla se muestran los cálculos para determinar la posición de las fuerzas cortantes.

Nivel o entrepiso	FUERZAS EN DIRECCION X						FUERZAS EN DIRECCION Y					
	P_j	Y_j	$P_j Y_j$	$\Sigma P_j Y_j$	V	Y_V	P_j	X_j	$P_j X_j$	$\Sigma P_j X_j$	V	X_V
3	16.25	8.17	132.76	132.76	16.25	8.17	16.25	11.09	180.21	180.21	16.25	11.09
2	22.75	9.00	204.75	337.51	39.00	8.65	22.75	12.50	284.38	464.59	39.00	11.91
1	13.00	9.00	117.00	454.51	52.00	8.74	13.00	12.50	162.50	627.09	52.00	12.06

El centro de torsión es el punto por el que debe pasar la línea de acción de la fuerza cortante sísmica para que el movimiento relativo de los niveles que limitan el entrepiso sea exclusivamente de traslación. Si esto no ocurre existe torsión o rotación relativa entre tales niveles. Las expresiones para calcular el centro de torsión será, en cada entrepiso:

$$X_T = \frac{\Sigma K_y X}{\Sigma K_y} \quad ; \quad Y_T = \frac{\Sigma K_x Y}{\Sigma K_x}$$

donde K_y son las rigideces de entrepiso de los marcos orientados en la dirección Y, cuya posición está dada por X. K_x son las rigideces de entrepiso de los marcos orientados en la dirección x, cuya posición está dada por Y. Las sumas se refieren a todos los marcos que hay en el entrepiso en la correspondiente dirección

En la siguiente tabla se muestran los cálculos para el ejemplo que estamos tratando.

MARCOS EN LA DIRECCION Y											
ENTRE PISO	EJE 1		EJE 2		EJE 3		EJE 4		ΣK_y	$\Sigma K_y X$	X_T
	K_y	X	K_y	X	K_y	X	K_y	X			
3	30	0	—	—	30	17	20	25	80	1010	12.63
2	50	0	50	8	50	17	50	25	200	2500	12.50
1	50	0	50	8	50	17	50	25	200	2500	12.50

MARCOS EN LA DIRECCION X									
ENTRE-PISO	EJE A		EJE B		EJE C		ΣK_x	$\Sigma K_x Y$	Y_T
	K_x	Y	K_x	Y	K_x	Y			
3	200	0	50	10	200	18	450	4100	9.11
2	60	0	50	10	80	18	190	1940	10.21
1	60	0	50	10	80	18	190	1940	10.21

Para determinar los momentos torsionantes es necesario conocer las excentricidades calculadas de las fuerzas cortantes y añadir las amplificaciones prescritas en el punto VII del art 240. Esto se hace en las siguientes tablas, donde también se calculan los momentos torsionantes.

$$e_1 = 1.5\, e_s + 0.1b$$

$$e_2 = e_s - 0.1b$$

SISMO EN DIRECCION X

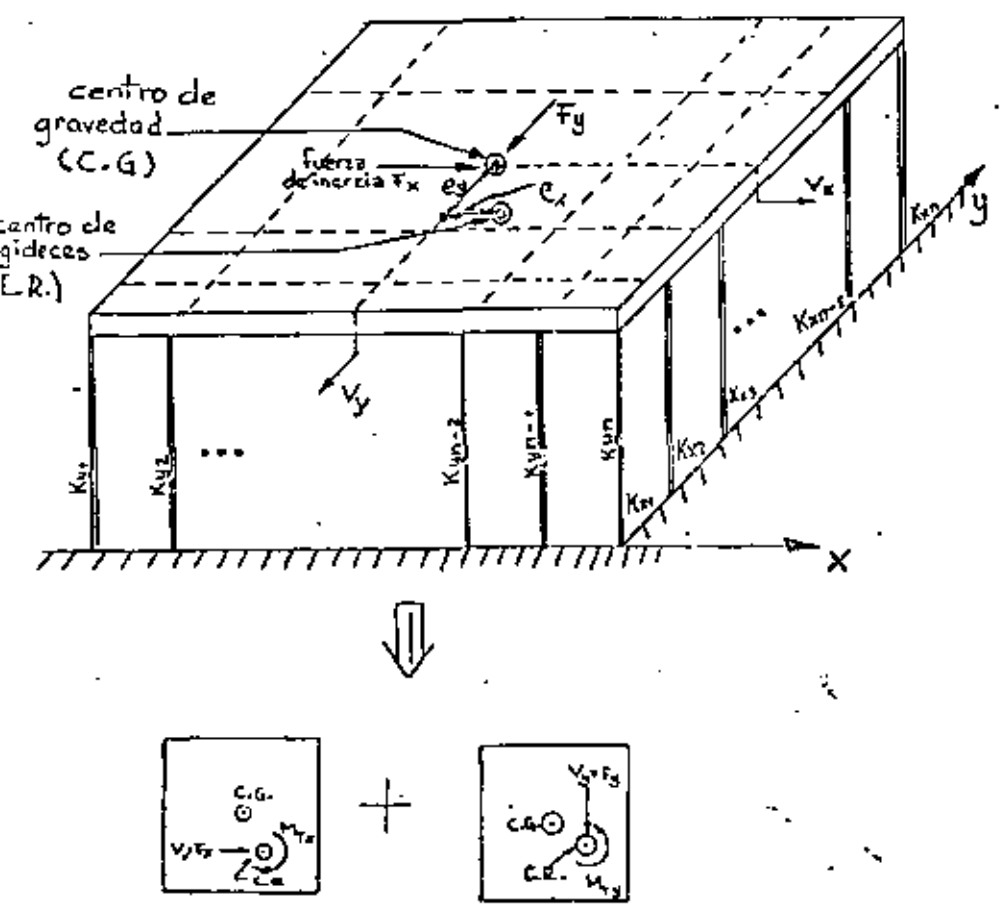
ENTRE-PISO	Y_V (m)	Y_T (m)	$e_s = Y_V - Y_T$ (m)	b (m)	e_1 (m)	e_2 (m)	V_X (m)	M_{1X} (ton-m)	M_{2X} (ton-m)
3	8.17	9.11	-0.94	18.0	-3.21	0.86	16.25	-52.16	13.98
2	8.65	10.21	-1.56	18.0	-4.14	0.24	39.00	-161.46	9.36
1	8.74	10.21	-1.47	18.0	-4.01	0.33	52.00	-208.52	17.16

SISMO EN DIRECCION Y

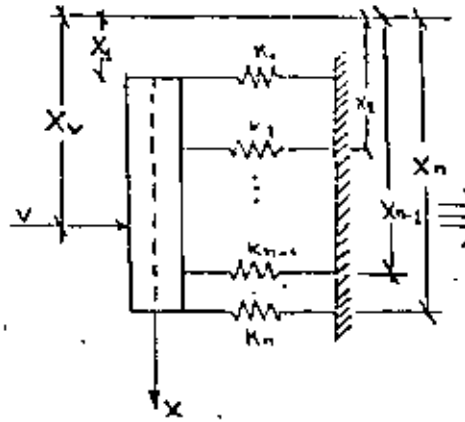
ENTRE PISO	X_V (m)	X_T (m)	$e_s = X_V - X_T$ (m)	b (m)	e_1	e_2	V_Y	M_{1Y}	M_{2Y}
3	11.09	12.63	-1.54	25.0	-4.81	0.96	16.25	-78.16	15.6
2	11.91	12.50	-0.59	25.0	-3.39	1.91	39.00	-132.21	74.49
1	12.06	12.50	-0.44	25.0	-3.16	2.06	52.00	-164.32	107.12

PASO 4 Distribución de las fuerzas cortantes sísmicas en los marcos. La fuerza cortante que debe resistir un marco cualquiera debe ser la suma de dos efectos: el debido a la fuerza cortante del piso actuando en el centro de rigideces y el debido al momento torsionante del piso. Cuando todos los marcos son paralelos a uno de los ejes X o Y, son válidas las siguientes expresiones:

DISTRIBUCION DE FUERZAS CORTANTES DIRECTAS Y POR TORSION

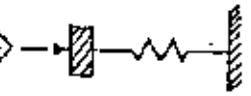


DISTRIBUCION DE LAS FUERZAS CORTANTES EN UN ENTREPISO



$$\Sigma F_i = K_1\delta + K_2\delta + \ldots + K_n\delta = V = K_{eq}\delta$$

$$\delta\Sigma K_i = \delta K_{eq}$$



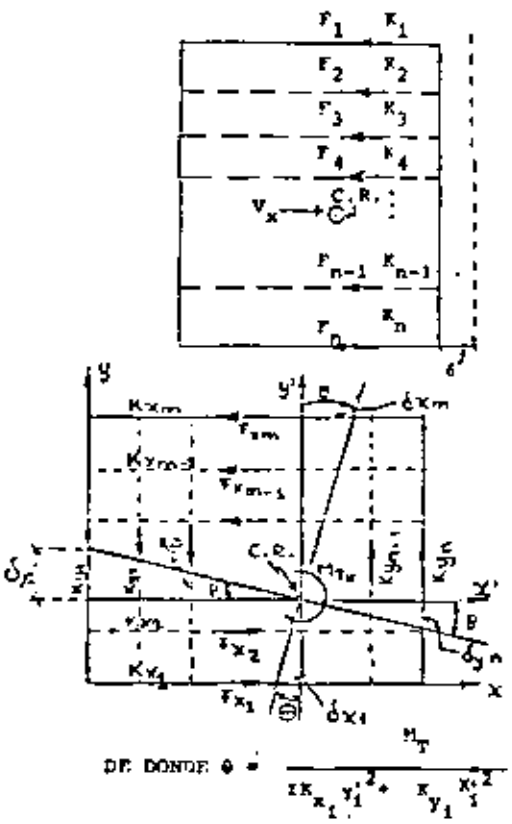
$$K_{eq} = \sum_{i=1}^{n} K_i$$

$$\Sigma M_i = \Sigma F_i X_i = \Sigma K_i \delta X_i = \delta \Sigma K_i X_i = V X_v = K_{eq} \delta X_v$$

$$X_v = \frac{\sum_{i=1}^{n} K_i X_i}{\sum_{i=1}^{n} K_i}$$

⟸ POSICION DEL CENTRO DE RIGIDECES

VEAMOS COMO SE DISTRIBUYEN LAS FUERZAS CORTANTES EN LOS MARCOS



$$F_i = K_i \delta$$

$$\Sigma F_i = \Sigma K_i \delta = V_x \quad \therefore \quad \delta = \frac{V_x}{\Sigma K_i}$$

$$F_i = V_x \frac{K_i}{\sum_{i=1}^{n} K_i}$$

$$F_{x_i} = K_{x_i} \delta_{x_i} = K_{x_i} y_i' \theta$$

$$F_{x_i} = K_{y_i} \delta_{y_i} = K_{y_i} x_i' \theta$$

$$\Sigma M_{C.R.} = \Sigma F_{x_i} Y_i' + \Sigma F_{y_i} X_i'$$

$$= \theta (\Sigma K_{x_i} Y_i'^2 + \Sigma K_{y_i} X_i'^2)$$

$$= M_{T_x}$$

DE DONDE $\theta = \dfrac{M_T}{\Sigma K_{x_i} Y_i'^2 + K_{y_i} X_i'^2}$

POR LO QUE

$$F_{x_i} = M_{TX} \frac{K_{x_i} Y_i'}{\Sigma K_{x_i} Y_i'^2 + K_{y_i} X_i'^2}$$

y

$$F_{y_i} = M_{TX} \frac{K_{y_i} X_i'}{\Sigma K_{x_i} Y_i'^2 + \Sigma K_{y_i} X_i'^2}$$

PARA LOS MARCOS PARALELOS A X

1. $V_X \dfrac{K_X}{\Sigma K_X}$ (Sismo en X) Directo

2. $\dfrac{M_X K_X \hat{Y}}{R_o}$ (Sismo en X) torsión

3. $\dfrac{|K_Y X_X \hat{Y}|}{R_o}$ (Sismo en Y) torsión

PARA MARCOS PARALELOS A Y

1. $V_Y \dfrac{K_Y}{\Sigma K_Y}$ (Sismo en Y) Directo

2. $\dfrac{M_Y K_Y \hat{X}}{R_o}$ (Sismo en Y) torsión

3. $\dfrac{|K_X X_Y \hat{X}|}{R_o}$ (Sismo en X) torsión

donde $R_o = \Sigma K_X \hat{Y}^2 + \Sigma K_Y \hat{X}^2$

$\hat{X}$, $\hat{Y}$ son las coordenadas de los marcos con respecto al centro de torsión: $\hat{X} = X - X_T$

$\hat{Y} = Y - Y_T$

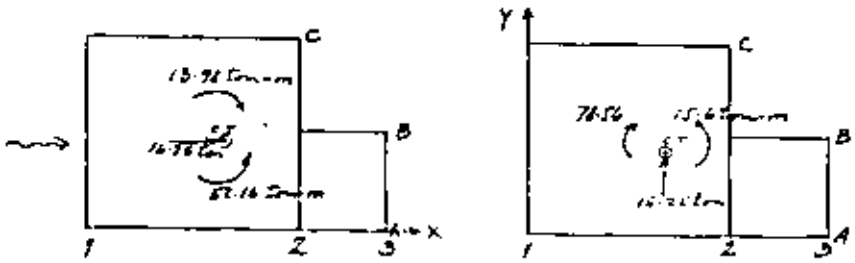
Nótese que las contribuciones directas (1) y las de torsión que se producen en los marcos perpendiculares a la dirección del sismo (3) son siempre positivas. La contribución (2) puede ser positiva o negativa. Los valores de M_x y M_y se escogerán, para cada marco, de forma que produzcan la máxima contribución.

El art 237 del Reglamento exige que las estructuras se analicen bajo la acción de dos componentes otorgonales del movimiento del terreno y que en cada sección crítica se sumarán vectorialmente los efectos gravitacionales con los de un componente del movimiento del terreno y, cuando sea significativo, 0.3 de los efectos del otro. En rigor tal combinación debe hacerse a nivel de desplazamiento y de elementos mecánicos, pero es razonable efectuarla a nivel de

fuerzas cortantes, que es como se hace en las siguientes tablas.

ENTRE PISO 3 V_x = 16.25 ton X_T = 12.63 m

V_y = 16.25 ton Y_T = 9.11 m



MARCO	K_x	Y	$\bar{Y}$= Y-Y_T	$K_x \bar{Y}$	$K_x \bar{Y}^2$	Sismo en X Dir.	Sismo en X Tors	en Y Tors	T(X) +.3(Y)	.3(X) +T(Y)	V Diseño
A	200	0	-9.11	-1822.	16 598.42	7.22	2.33	3.48	10.59	6.35	10.59
B	50	10.	0.89	44.5	39.61	1.81	0.02	0.09	1.86	0.64	1.86
C	200	18.	8.89	1778	15 806.42	7.22	0.61	3.40	8.85	5.75	8.85
Σ	450			Σ 0	32 444.45	16.25					21.30

MARCO	K_y	X	$\bar{X}$= X-X_T	$K_y \bar{X}$	$K_y \bar{X}^2$	Sismo en Y Dir.	Sismo en Y Tors	en X Tors	T(X) +.3(Y)	.3(X) +T(Y)	V Diseño
1	30	0	-12.63	-378.9	9785.51	6.09	0.72	0.48	2.52	6.95	6.95
2	30	17.	4.37	131.1	572.91	6.09	0.05	0.17	2.01	6.19	6.19
3	20	25.	12.37	247.4	3060.31	4.07	0.09	0.35	1.60	4.26	4.26
Σ	80			Σ 0	13418.76	16.25					17.39

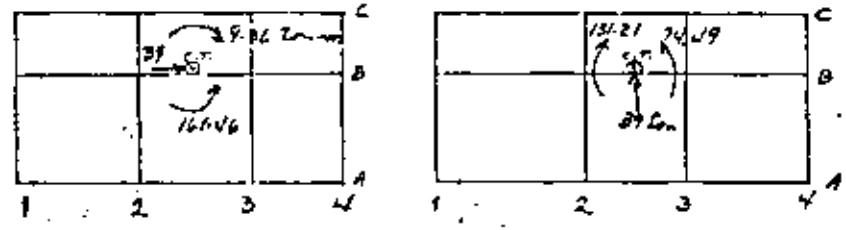
Σ =40,863.21

Como comprobación la suma de $X_x \bar{Y}$ y $X_y \bar{X}$ debe ser cero, la suma de los cortantes directos debe ser igual a los respectivos actuantes y la de los de diseño debe ser mayor que tal valor.

ENTREPISO 2

V_x = 28.0 ton V_y = 39.0 ton

X_T = 12.50 m Y_T = 10.21 m



MARCO	K_x	Y	$\bar{Y}$= Y-Y_T	$K_x \bar{Y}$	$K_x \bar{Y}^2$	Sismo en X Dir	Sismo en X Tors	en Y Tors	T(X) + .3(Y)	.3(X) + T(Y)	V diseño
A	60	0	-10.21	-612.6	6254.7	12.32	3.44	2.82	16.61	7.55	16.61
B	50	10	-0.21	-10.5	2.2	10.26	0.06	0.05	10.34	5.15	10.34
C	80	18	7.79	623.2	4854.7	16.42	0.20	2.86	17.48	7.85	17.48
Σ	190			Σ 0	Σ 111.6	39.0					44.43

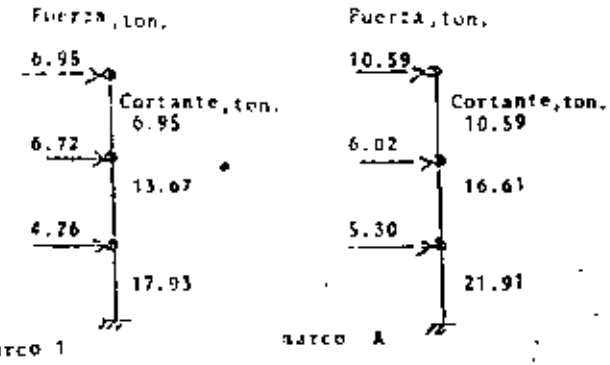
MARCO	K_y	X	$\bar{X}$= X-X_T	$K_y \bar{X}$	$K_y \bar{X}^2$	Sismo en Y Dir	Sismo en Y Tors	en X Tors	T(X) + .3(Y)	.3(X) + T(Y)	V diseño
1	50	0	-12.5	-625	7812.5	9.75	2.87	3.51	7.30	13.67	13.67
2	50	8	- 4.5	-225	1012.5	9.75	1.03	1.26	4.49	11.16	11.16
3	50	17	4.5	225	1012.5	9.75	0.58	1.26	4.49	11.16	11.16
4	50	25	12.5	625	7812.5	9.75	1.62	3.56	7.30	13.67	13.67
	200			= 0	17650.0	39.0					49.66

Σ = 28,761.6

De manera similar resulta para el primer entrepiso:

Marco	A	B	C	1	2	3	4
V diseño	21.91	16.78	23.33	17.93	14.78	14.78	17.93

Al lado se muestran las fuerzas que servirán para analizar los marcos 1 y A



Dividiendo las fuerzas cortantes entre las rigideces de entrepiso se pueden calcular los desplazamientos de entrepiso, para revisar si son o no aceptables; es importante tener presente que deben multiplicarse por Q, puesto que la reducción por ductilidad se aplica sólo a las fuerzas y no a los desplazamientos. Para los marcos 1 y A tenemos:

	Marco 1			Marco A			
Entrepiso	V (ton)	K (ton/cm)	$\delta = Q\frac{V}{K}$ (cm)	V (ton)	K (ton/cm)	$\delta = Q\frac{V}{K}$ (cm)	$\delta_{máx}$ (cm)
1	17.93	50	1.43	21.91	60	1.46	3.20
2	13.67	50	1.09	16.61	60	1.11	2.40
3	6.95	30	0.93	10.59	200	0.21	2.40

$\delta_{máx} = 0.008\ h$ (art 242) Todas las deformaciones son aceptables

5.2 EJEMPLO DE REDUCCION DE LAS FUERZAS CORTANTES EN ANALISIS ESTATICO, TOMANDO EN CUENTA EL VALOR DEL PERIODO FUNDAMENTAL.

En la tabla 5.1 que se muestran los valores de los pesos, rigideces de entrepiso, fuerzas cortantes obtenidas en el ejemplo 5.2.

Para calcular el periodo fundamental, el inciso II del artículo 240 da la expresión:

$$T = 6.3\left[\frac{\sum W_i X_i^2}{g\sum P_i X_i}\right]^{1/2}$$

donde g es la aceleración de la gravedad.

Los cálculos se presentan en la siguiente tabla:

Entrepiso o nivel	W_i (ton)	P_i (ton)	X_i (ton/cm)	V_i (ton)	Δ_i (cm)	X_i (cm)	X_i^2	$W_i X_i^2$ (ton-cm^2)	$P_i X_i$ (ton-cm)
3	200	16.25	80	16.25	0.2031	0.6581	.43310	86.620	10.694
2	400	22.75	200	39.00	0.1950	0.4550	.20703	82.810	10.351
1	400	15.00	200	52.00	0.2600	0.2600	.06760	27.040	3.380
Σ								196.67	24.425

$$T = 6.3\left[\frac{1}{981} \times \frac{196.67}{24.425}\right]^{1/2} = 0.571 \text{ seg}$$

Para la zona 1, $T_1 = 0.3$ y $T_2 = 0.8$ seg

Entonces:

$$0.3 < 0.571 < 0.8 \quad , \quad T_1 < T < T_2$$

por lo que no se permite reducción en este caso.

EJEMPLO DE ANALISIS DINAMICO

Calcular las fuerzas cortantes de diseño sísmico según el Regla-
mento del DDF, de una estructura de dos grados de libertad, con
$m_1 = 4$ y $m_2 = 2$ ton-seg^2/cm, y $k_1 = 60$ y $k_2 = 40$ ton/cm.

La estructura será, tipo B y se construirá en la zona II.

Utilizar el método de análisis dinámico.

Solución

Las frecuencias se obtienen resolviendo el determinante:

$$|[K] - \omega^2[M]| = 0 = (100 - 4\omega^2)(40 - 2\omega^2) - 40^2 = 0$$

donde $[K] = \begin{bmatrix} k_1+k_2 & -k_2 \\ -k_2 & k_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 100 & -40 \\ -40 & 40 \end{bmatrix}$, y $[M] = \begin{bmatrix} 4 & 0 \\ 0 & 2 \end{bmatrix}$

$\omega_1^2 = 8.139$, $\omega_1 = 2.853$; $T_1 = 2.203$ seg

$\omega_2^2 = 36.861$, $\omega_2 = 6.071$; $T_2 = 1.035$ seg

Los vectores modales se obtuvieron resolviendo los sistemas de ecuaciones

$$\begin{bmatrix} 100 - 4(\omega_i^2) & -40 \\ -40 & 40 - 2(\omega_i^2) \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} x_1 \\ x_2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \end{Bmatrix}$$

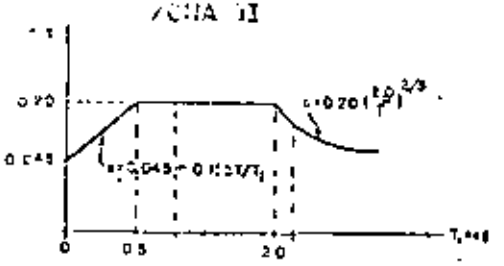
$z_1^T = [0.5931, 1]$; $z_2^T = [-0.8431, 1]$

Consideremos que se trata de una estructura tipo B que se construirá en la zona II.

En tal caso: $C = 0.20$, $a_o = 0.045$, $T_1 = 0.5$, $T_2 = 2.0$ y $r = 2/3$

Considérese $Q = 2$. El espectro sísmico será entonces:

ZONA II



Para $T = 2.20$ seg, $a = 0.2\left(\frac{2.0}{2.2}\right)^{2/3} = 0.188g$

Para $T = 1.03$ seg, $a = 0.20g$

Las ordenadas espectrales reducidas serán:

$A_1 = 0.188g/2 = 0.094g$; $A_2 = 0.20g/2 = 0.10g$

Coeficientes de participación:

$$\alpha_1 = \frac{\underline{z}_1^T \underline{M}\, \underline{i}}{\underline{z}_1^T \underline{M}\, \underline{z}_1} = \frac{\sum m_i z_{i1}}{\sum m_i z_{11}^2} = \frac{4.37}{3.41} = 1.28$$

$$\underline{M}\,\underline{i} = \begin{bmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \end{bmatrix}\begin{bmatrix} 1 \\ 1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} m_1 \\ m_2 \end{bmatrix} ; \quad \underline{z}_1^T \underline{M}\, \underline{i} = \begin{bmatrix} z_{11} & z_{21} \end{bmatrix}\begin{bmatrix} m_1 \\ m_2 \end{bmatrix} = z_{11} m_1 + z_{21} m_2$$

$$= 0.5931 \times 4 + 1 \times 2 = 4.37$$

$$\underline{M}\,\underline{z}_1 = \begin{bmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_1 \end{bmatrix}\begin{bmatrix} z_{11} \\ z_{21} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} m_1 z_{11} \\ m_2 z_{21} \end{bmatrix} ; \quad \underline{z}_1^T \underline{M}\, \underline{z}_1 = \begin{bmatrix} z_{11} & z_{21} \end{bmatrix}\begin{bmatrix} m_1 z_{11} \\ m_2 z_{21} \end{bmatrix} = m_1 z_{11}^2 + m_2 z_{21}^2$$

$$= (0.5931)^2 \times 4 + 1^2 \times 2 = 3.41$$

Análogamente

$$\alpha_2 = \frac{z_{12} m_1 + z_{22} m_2}{z_{12}^2 m_1 + z_{22}^2 m_2} = \frac{-0.8431 \times 4 + 1 \times 2}{(-0.8431)^2 \times 4 + 1^2 \times 2} = \frac{-1.37}{4.84} = -0.28$$

$$Y_1 = \frac{a_1}{\omega_1^2} A_1 \Sigma_1 = \frac{0.094 \times 981 \times 1.28}{8.139} \begin{bmatrix} 0.5931 \\ 1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 8.60 \\ 5.90 \end{bmatrix} \text{ cm}$$

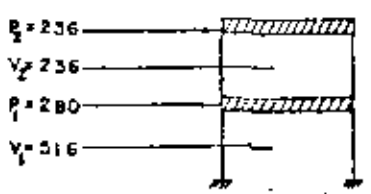
$$Y_2 = \frac{a_1}{\omega_2^2} \frac{A_2}{} a_2 = \frac{-0.26 \times 0.1 \times 981}{36.961} \begin{bmatrix} -0.2463 \\ 1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.63 \\ -1.38 \end{bmatrix} \text{ cm}$$

Desplazamientos Relativos:

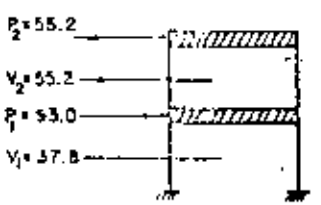
$$\Delta y_1 = \begin{bmatrix} 8.60 \\ 5.90 \end{bmatrix} \text{ cm} \; ; \qquad \Delta y_2 = \begin{bmatrix} 0.63 \\ -1.38 \end{bmatrix} \text{ cm}$$

Fuerzas Cortantes

MODO	ENTREPISO	Δy	K	CORTANTE
1	1	8.60	60	516 ton.
	2	5.90	40	236 ton.
2	1	0.63	60	37.8 ton.
	2	−1.38	40	−55.2 ton.



Modo I



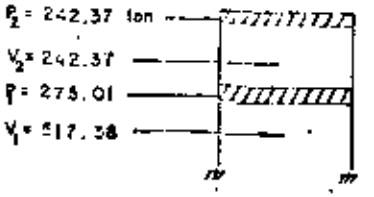
Modo 2

Fuerzas Totales

$V_1 = 516 + 37.8 = 553.8$ ton. ; $V_2 = 236 + 55.2 = 291.2$ ton.

$V_1 = \sqrt{516^2 + 37.8^2} = \sqrt{267684} = 517.38$ ton

$V_2 = \sqrt{236^2 + 55.2^2} = \sqrt{58743} = 242.37$ ton



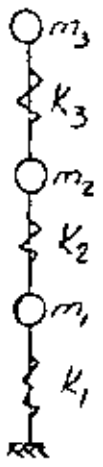
5.3 EJEMPLO DE ANALISIS DINAMICO

for A.A. RASCON TH.

El art 241 del Reglamento acepta que el análisis dinámico puede hacerse por el método denominado modal (en realidad debe llamarse modal espectral), y se aplicará este método al edificio del ejemplo 5.2, cuando el sismo actúa en la dirección Y.

PASO 1. Determinación de modos y frecuencias de vibrar.

El Reglamento exige que se consideren todos los modos con período mayor o igual que 0.4 seg, y nunca menos de 3 modos. Cuando se tienen definidas las rigideces de entrepiso y las masas, el edificio se puede idealizar como se ilustra enseguida:



M_i = masa del nivel i

K_i = rigidez del entrepiso i = Σ rigideces de entrepiso de los marcos en esa dirección

En el ejemplo:

$$m_1 = m_2 = \frac{400}{981} = 0.407750 \frac{T\text{-seg}^2}{cm}$$

$$m_3 = \frac{200}{981} = 0.203875 \frac{T\text{-seg}^2}{cm}$$

$K_1 = 50 \times 4 = 200$ T/cm $= K_2$

$K_3 = 30 + 30 + 20 = 80$ T/cm

Con estos valores se pueden determinar los períodos y modos de vibrar por varios procedimientos de los que ilustraremos dos:

I. *Método matricial*

Las matrices de masas y de rigideces del sistema son:

$$\underline{M} = \begin{vmatrix} m_1 & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 \\ 0 & 0 & m_3 \end{vmatrix} \quad ; \quad \underline{K} = \begin{vmatrix} K_1+K_2 & -K_2 & \\ -K_2 & K_2+K_3 & -K_3 \\ & -K_3 & K_3 \end{vmatrix}$$

$$M = \begin{vmatrix} 0.40775 & 0 & \\ 0 & 0.40775 & 0 \\ 0 & 0 & 0.203875 \end{vmatrix} \quad ; \quad \underline{K} = 80 \begin{vmatrix} 5 & -2.5 & 0 \\ -2.5 & 3.5 & -1 \\ 0 & -1 & 1 \end{vmatrix}$$

Necesitamos los valores de ω^2 que cumplen:

$$(\underline{K} - \omega^2 \underline{M})\ \underline{X} = 0 \qquad (a)$$

es decir $|\underline{K} - \omega^2 \underline{M}| = 0$, o sea:

$$80 \begin{vmatrix} 5 - 0.40775 \frac{\omega^2}{80} & -2.5 & 0 \\ -2.5 & 3.5 - 0.40775 \frac{\omega^2}{80} & -1 \\ 0 & -1 & 1 - 0.203875 \frac{\omega^2}{80} \end{vmatrix} = 0$$

haciendo $\frac{\omega^2}{80} = y$ y desarrollando el determinante se llega a:

$$y^3 - 25.7539\, y^2 + 157.91\, y - 164.42 = 0 \qquad (b)$$

cuyas soluciones son:

$y_1 = 1.525$

$y_2 = 7.030$

$y_3 = 17.190$

que, teniendo en cuenta que $T = 2\pi/\omega$, conducen a:

$\omega_1^2 = 122.0$, $\omega_1 = 11.05\ seg^{-1}$; $T_1 = 0.5686$ seg

$\omega_2^2 = 567.4$, $\omega_2 = 23.71\ seg^{-1}$; $T_2 = 0.2650$ seg

$\omega_3^2 = 1370.2$, $\omega_3 = 37.08\ seg^{-1}$; $T_3 = 0.1694$ seg

Los modos se calculan a partir de la expresión (a), reemplazando los valores correspondientes de ω^2. Para $\omega_1^2 = 122$, tenemos:

$$\begin{bmatrix} (400 - 122\times .40775) & -200 & 0 \\ -200 & (280 - 122\times .40775) & -80 \\ 0 & -80 & (80 - 122\times .203875) \end{bmatrix} \begin{bmatrix} x_1 \\ x_2 \\ x_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

$$350.2545\, x_1 - 200\, x_2 = 0 \rightarrow x_2 = 1.751\, x_1$$

$$-200\, x_1 + 230.2545\, x_2 + 80\, x_3 = 0$$

$$-80.\, x_2 + 55.1273\, x_3 = 0 \rightarrow x_3 = 1.45117\, x_2$$

Si tomamos $x_1 = 1$, entonces: $x_2 = 1.751$

$x_3 = 2.541$

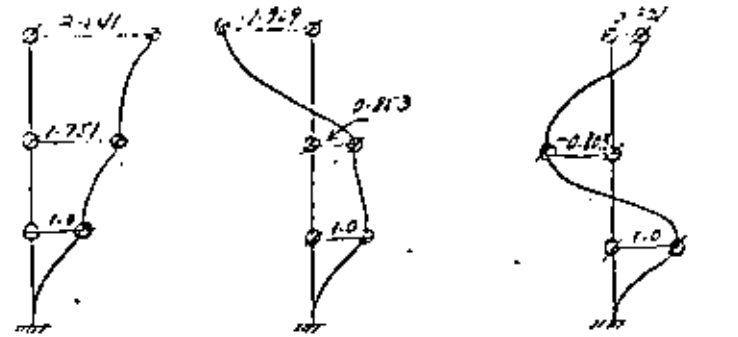
y el vector que corresponde al primer modo es:

$$\underline{\phi}_1 = \begin{bmatrix} 1.000 \\ 1.751 \\ 2.541 \end{bmatrix}$$

Análogamente se obtienen los vectores correspondientes a los modos segundo y tercero:

$$\underline{\phi}_2 = \begin{bmatrix} 1.000 \\ 0.853 \\ -1.969 \end{bmatrix} \quad ; \quad \underline{\phi}_3 = \begin{bmatrix} 1.000 \\ -0.803 \\ 0.321 \end{bmatrix}$$

que dibujados aparecen como:



$T_1 = 0.5686$ seg $T_2 = 0.2650$ seg $T_3 = 0.1694$ seg

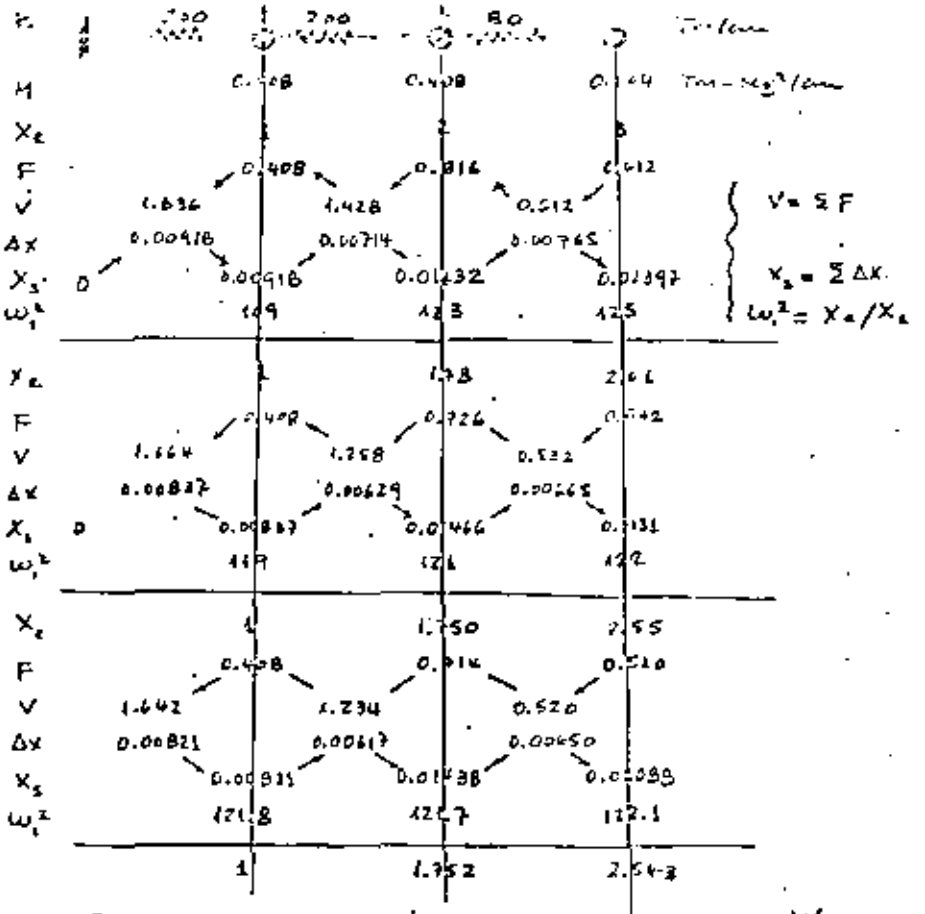
La matriz modal $\underline{R}$ es:

$$\underline{R} = [\underline{\phi}_1 \ \underline{\phi}_2 \ \underline{\phi}_3]$$

$$R = \left[\begin{array}{c|c|c} 1.0 & 1.0 & 1.0 \\ 1.751 & 0.853 & -0.803 \\ 2.541 & -1.969 & 0.321 \end{array}\right]$$

E. Métodos de Stodolla-Newmark y Holzer

Estos métodos son apropiados para hacer un calculo-
nes de recursión. El Método de Stodolla-Newmark se
funda en integración, y sirve para el 1er modo:

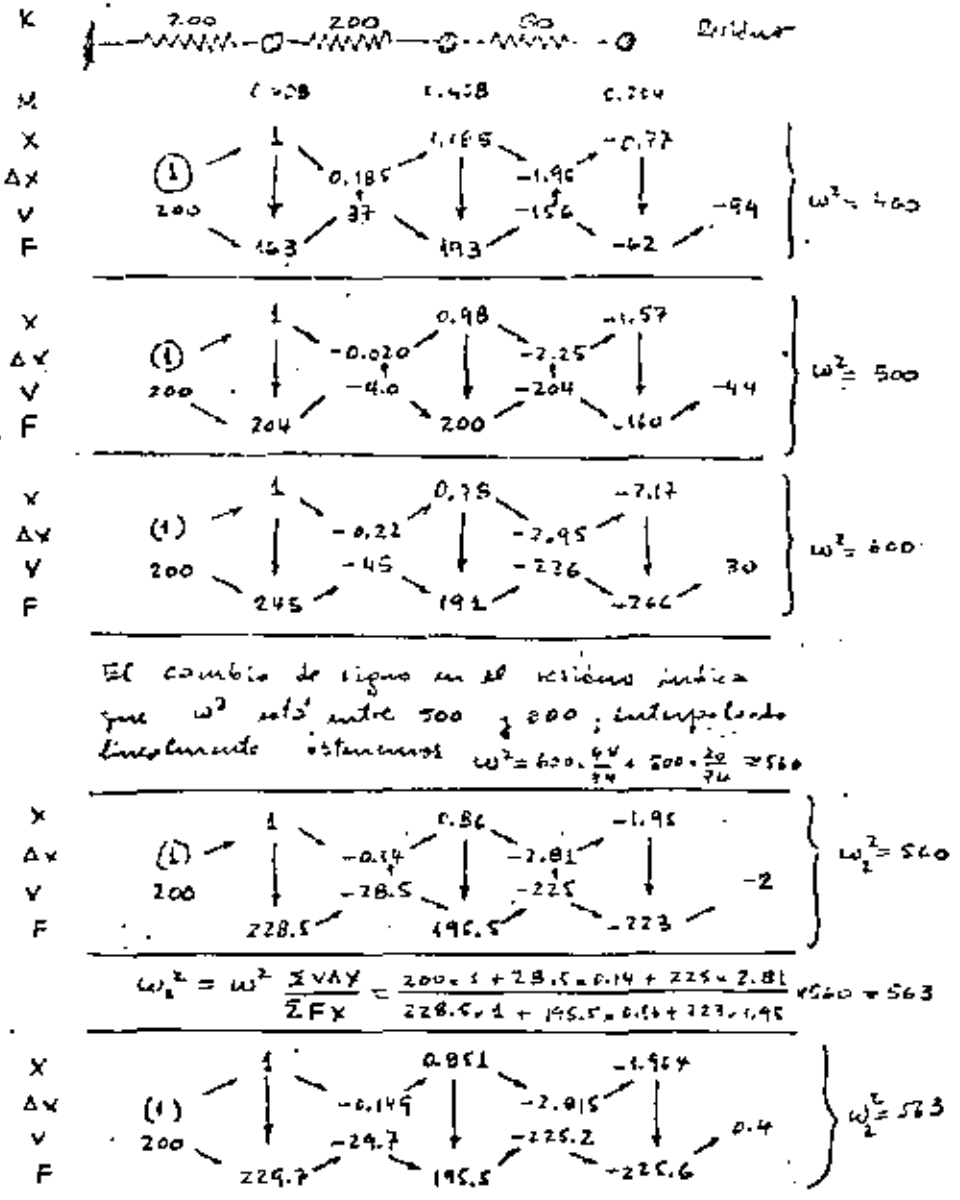


Para ω_1^2 podemos tomar el promedio del último ciclo:

$$\omega_1^2 = 121.9\ seg^{-2} \quad ; \quad \Phi_1 = \begin{Bmatrix} 1.00 \\ 1.752 \\ 2.548 \end{Bmatrix}$$

$$T_1 = 0.5686\ seg$$

El método de Holzer sirve para los modos superiores y para este ejemplo se aplica como sigue:

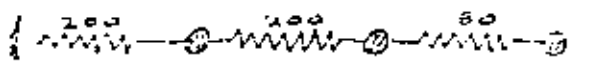


La frecuencia del segundo modo está dada por:

$$\omega_2^2 = \frac{200 \times 1 + 24.7 \times -144 + 225.2 \times 2.915}{224.7 + 196.5 \times -.851 + 225.6 \times 1.916} \times 543 = 562.6$$

$T_2 = 0.2550\ \text{seg}$ $\quad \Phi_2 = \begin{Bmatrix} 1.00 \\ -.851 \\ 1.916 \end{Bmatrix}$

K

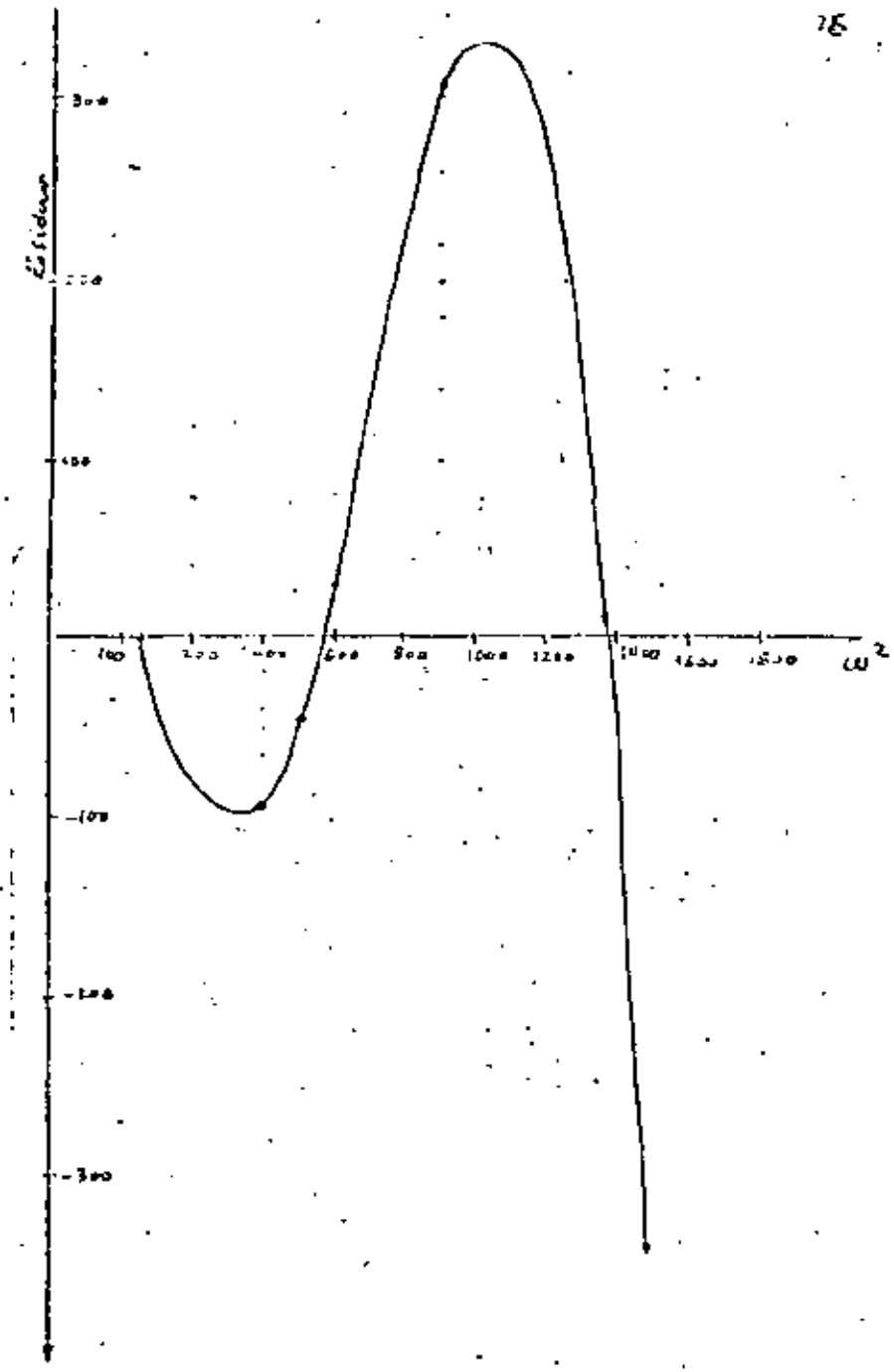


Distancias

	1	2	3	
M	0.108	0.408	0.204	
X	1	-0.04	-3.74	
ΔX	(1)	-1.04	-2.40	$\omega^2 = 1000$
V	100	-208	-192	306
F	408	-16	-498	
X	1	-1.06	1.90	
ΔX	(1)	-2.06	2.96	$\omega^2 = 1500$
V	200	-412	237	-340
F	612	-649	581	
X	1	-0.52	-1.05	$1000 \times \frac{306}{650}$
ΔX	(1)	-1.52	-0.53	$+1500 \times \frac{306}{650}$
V	200	-304	-42	223
F	504	-262	-265	$= 1235$
X	1	-0.74	-.01	$1235 \times \frac{306}{543}$
ΔX	(1)	-1.74	0.73	$+1500 \times \frac{223}{543}$
V	200	-347	58	61
F	547	-905	-3	$= 1340$
X	1	-0.79	0.25	$1340 \times \frac{306}{405}$
ΔX	(1)	-1.79	1.04	$+1500 \times \frac{61}{405}$
V	200	-357	83	13
F	557	-940	70	$= 1365$

$$\omega_3^2 = \frac{-200 \times 1 + 357 \times 1.79 + 83 \times 1.04}{557 \times 1 + 940 \times .79 + 70 \times 0.25} \times 1365 = 1370$$

	1	2	3	
X	1	-0.80	0.30	
ΔX	(1)	-1.80	1.10	$\omega^2 = 1370$
V	200	-359	88	4
F	559	-447	84	



$$\omega_3^2 = \frac{200 \times 1 + 359 \times 1.8 + 88 \times 1.1}{559 \times 1 + 447 \times 0.8 + 84 \times 0.3} \times 1370 = 1372$$

podemos tomar entonces:

$$\omega_3^2 = 1372 \qquad \underline{\phi}_3 = \begin{Bmatrix} 1.00 \\ -0.80 \\ 0.30 \end{Bmatrix}$$

$$T_3 = 0.1696$$

Estos resultados prácticamente coinciden con los del método matricial.

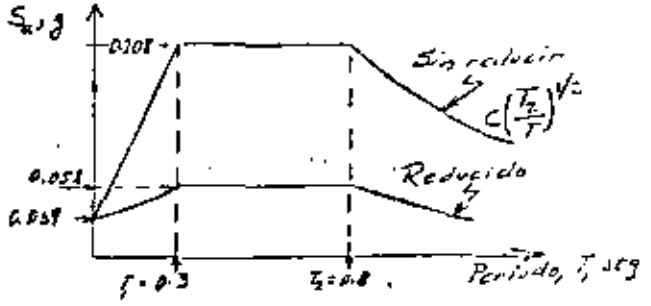
PASO II Obtención de las ordenadas espectrales de diseño.

El espectro para diseño sísmico está definido en el art 236 (acápite II). La estructura que estamos tratando se encuentra en la zona I, y le corresponden, siendo la estructura del grupo A:

$a_o = 0.03$, $T_1 = 0.3$, $T_2 = 0.8$, $r = 1/2$ } de la tabla del art 236

$c = 0.16 \times 1.3 = 0.208$ } de la tabla del art 234.

y el espectro queda como la siguiente figura:



Tiene que aplicarse luego la reducción por ductilidad que consiste en dividir entre el factor Q'

$$Q' = \begin{cases} Q & \text{si } T > T_1 \\ 1 + (Q-1)\frac{T}{T_1} & \text{si } T \leq T_1 \end{cases}$$

Para el primer modo $T = 0.5686 > 0.30 = T_1$ entonces $Q' = 4$ y la ordenada espectral y la aceleración correspondientes valen:

$$S_{a1} = \frac{0.208}{4} = 0.052 \quad , \quad a_1 = 0.052g = 51 \text{ cm/seg}^2$$

Para el segundo modo, $T = 0.2650 < 0.30$, por tanto:

$$Q' = 1 + (4-1)\frac{0.2650}{0.3} = 3.650$$

$$S_{a2} = \frac{0.039 + (0.208 - 0.039) \times 0.2650/0.3}{3.65} = 0.05158$$

$$a_2 = 0.05158g = 50.6 \text{ cm/seg}^2$$

y, para el tercer modo, $T = 0.1694 < 0.30$, entonces:

$$Q' = 1 + (4-1)\frac{0.1694}{0.3} = 2.694$$

$$S_{a3} = \frac{0.039 + (0.208 - 0.039) \times 0.1694/0.3}{2.694} = 0.040899$$

$$a_3 = 0.040899g = 48.95 \text{cm/seg}^2$$

PASO III Cálculo de las fuerzas cortantes máximas para cada modo de vibración.

La siguiente expresión sirve para calcular los desplazamientos de entrepiso:

$$\underline{u}_{j\max} = \frac{a_j}{\omega_j^2} \; C_j \; \underline{\phi}_j$$

donde ω_j es la frecuencia del modo j; $\underline{\phi}_j$ el correspondiente vector [illegible], a_j, la ordenada espectral respectiva y c_j, que se denomina coeficiente de participación del j-ésimo modo, está dado por:

$$c_j = \frac{\sum_i m_i \phi_{ji}}{\sum_i m_i \phi_{ji}^2}$$

en esta expresión m_i es la masa del nivel i, y ϕ_{ji} es la componente i del vector modal j.

Los valores de C_j para los modos 1, 2, 3 son:

$$C_1 = \frac{0.40775 \times 1 + 0.40775 \times 1.751 + 0.203875 \times 2.541}{0.40775 \times 1^2 + 0.40775 \times (1.751)^2 + 0.203875 \times (2.541)^2} = 0.5510$$

$$C_2 = \frac{0.40775 \times 1 + 0.40775 \times 1.751 + 0.203876 \times (-1.969)}{0.40775 \times 1^2 + 0.40775 \times 1.751^2 + 0.203875 \times (-1.969)^2} = 0.2369$$

$$C_3 = \frac{0.40775 \times 1 + 0.40775 \times (-0.803) + 0.203875 \times 0.321}{0.40775 \times 1^2 + 0.40775 \times (-0.803)^2 + 0.203875 \times 0.321^2} = 0.2107$$

y los desplazamientos máximos son:

$$\underline{U}_1 = \frac{51.0}{122} \times 0.5510 \begin{Bmatrix} 1.000 \\ 1.751 \\ 2.541 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0.2304 \\ 0.4035 \\ 0.5855 \end{Bmatrix} \; ; \; \Delta\underline{u}_1 = \begin{Bmatrix} 0.2304 \\ 0.1731 \\ 0.1820 \end{Bmatrix}$$

$$\underline{U}_2 = \frac{50.6}{562.4} \times 0.2369 \begin{Bmatrix} 1.000 \\ 0.693 \\ -1.969 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0.0213 \\ 0.0182 \\ -.0470 \end{Bmatrix} \; ; \; \Delta\underline{u}_2 = \begin{Bmatrix} 0.0213 \\ -.0031 \\ -.0602 \end{Bmatrix}$$

$$\underline{U}_3 = \frac{48.95}{1375.2} \times 0.2107 \begin{Bmatrix} 1.000 \\ -0.803 \\ 0.321 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0.0075 \\ -.0060 \\ 0.0024 \end{Bmatrix} \; ; \; \Delta\underline{u}_3 = \begin{Bmatrix} 0.0075 \\ -.0135 \\ 0.0084 \end{Bmatrix}$$

Los vectores $\Delta\underline{u}$ son los desplazamientos de entrepiso.

Las fuerzas cortantes se obtienen multiplicando los desplazamientos de entrepiso por la respectiva rigidez, como se hace en la siguiente tabla:

MODO	ENTREPISO	Δ	K	CORTANTE
1	1	0.2304	200	46.08
	2	0.1731	200	34.62
	3	0.1820	80	14.56
2	1	0.0213	200	4.26
	2	-.0031	200	-0.62
	3	-.0602	80	-4.82
3	1	0.0075	200	1.50
	2	-.0135	200	-2.70
	3	0.0084	80	0.67

PASO IV Superposición de los efectos de los modos considerados.

El artículo 241 autoriza, cuando no hay apéndices o no consideran los grados de libertad correspondientes a torsión, que se puede estimar cualquier respuesta de interés R en la expresión

$R = \sqrt{R_i^2}$ DONDE R_i ES LA RESPUESTA QUE SE OBTIENE EN EL MODO i.

LAS FUERZAS CORTANTES SERIAN ASI:

ENTREPISO	CORTANTE	
1	$\sqrt{46.06^2 + 4.26^2 + 1.50^2}$	= 46.30 ton
2	$\sqrt{34.62^2 + 0.62^2 + 2.70^2}$	= 34.73 ton
3	$\sqrt{14.56^2 + 4.82^2 + 0.67^2}$	= 15.35 ton

5.4 EJEMPLO DE CALCULO DEL MOMENTO DE VOLTEO

Se calculará el momento de volteo para el edificio del ejemplo 5.3.

De acuerdo con el inciso VI del art 240 del Reglamento, el momento de volteo que se puede obtener integrando el diagrama de cortantes, puede reducirse "tomándolo igual al calculado multiplicado por 0.8 + 0.2z (siendo z la relación entre la altura a la que se calcula el factor reductivo por momento de volteo y la altura de la construcción), pero no menor que el producto de la fuerza cortante en el nivel en cuestión multiplicada por el centro de gravedad de la parte de la estructura que se encuentra por encima de dicho nivel".

Esta última distancia se puede calcular sabiendo que:

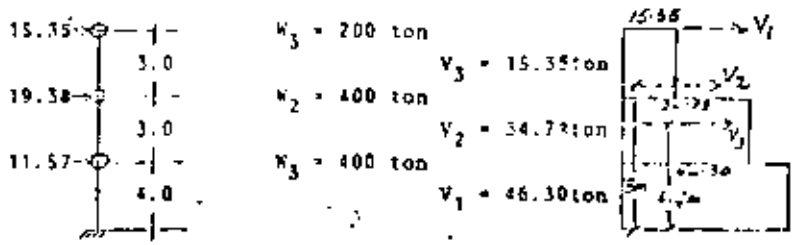
$$h_{Gj} = \frac{\sum_i W_i h_i}{\sum_i W_i}$$

donde W_i y h_i son el peso y la altura del nivel i, y la suma se hace para todos los niveles que están encima de aquel en el cual se calcula el momento de volteo (nivel j)

$$d_j = h_{Gj} - h_j$$

Las fuerzas cortantes obtenidas en el ejemplo 3, así como las fuerzas correspondientes en los niveles se muestran a continuación:

Diagrama de cortantes



En las siguientes tablas se muestran los cálculos necesarios para determinar los momentos de volteo reducidos en los tres niveles

NIVEL	W_i (Ton)	$\sum W_i$ (ton)	h_i (m)	$W_i h_i$ (ton·m)	$\sum W_i h_i$ (ton·m)	h_{Gj} (m)
3	200	200	10	2000	2000	10.0
2	400	600	7	2800	4800	8.0
1	400	1000	4	1600	6400	6.4

NIVEL j	h_{Gj} (m)	h_j (m)	h_{pj} (m)	V_j (ton)	$h_{pj}V_j$ (ton·m)	Mcal (ton-m)	d_j M_1 (ton-m)(ton·m)
2	10	7	3	15.35	46.05	46.05	3.0 46.05
1	8.0	4	3	34.73	104.19	150.24	4.0 138.92
0	6.4	0	4	46.30	185.20	335.44	6.4 296.32

$M_{cal} = \sum h_{pj} V_j$; $M_1 = V_j d_j$; $M_2 = M_{cal} \times F$

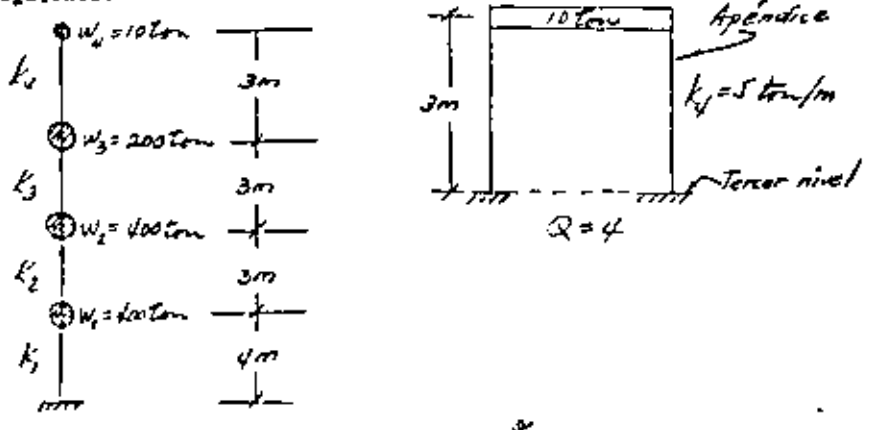
NIVEL	Z	Factor reductivo F	M_2 (ton-m)	USAR
2	7/10 = 0.7	0.8+0.14=0.94	43.29	46.05
1	4/10 = 0.4	0.8+0.08=0.88	132.21	138.92
0	0/10 = 0.	0.8+0 =0.80	268.35	296.32

USAR el mayor entre M_1 y M_2

5.5. *EJEMPLO DE UN EDIFICIO CON APENDICES*

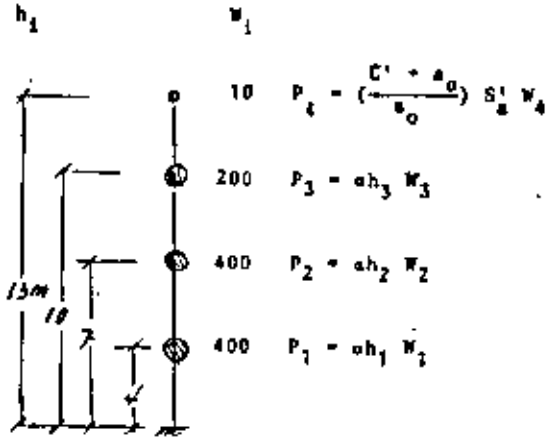
Supóngase que el edificio que se presentó en el ejemplo 5.1 tiene sobre el tercer nivel un tanque de almacenamiento que pesa 10 toneladas y que está soportado por dos marcos que tienen 3 metros de altura sobre el tercer nivel como se indica en la figura. En este ejemplo se calcula la distribución de fuerzas sísmicas que corresponden a este caso, con el método estático del Reglamento.

Esquemáticamente el edificio queda como se muestra en la figura siguiente:



En el inciso V del art 240 del Reglamento se establece que debe suponerse que sobre los apéndices actúa la misma distribución de aceleraciones que le correspondería como si estuviese apoyado directamente sobre el terreno, multiplicada por $\frac{C' + a_o}{a_o}$ donde c' es el mismo factor por el que se multiplican los pesos a la altura de desplante del apéndice cuando se valúan las fuerzas laterales sobre la construcción.

Recordemos que según el método estático la fuerza sísmica es proporcional a $W_i\ h_i$, según se muestra en la figura.



El factor por el que se multiplica el peso en el nivel de desplante del apéndice es ah_3, y teniendo presente que para la zona I se tiene $a_o = 0.05$, se llega a que:

$$\frac{C' + a_o}{a_o} = \frac{ah_3 + 0.05}{0.05}$$

Si el apéndice estuviese apoyado directamente en el suelo, la ordenada espectral que le correspondería sería el mayor entre $\frac{C}{Q}$ y a_o, que según se vió en el ejemplo 5.4 valen:

$\frac{C}{Q} = \frac{0.208}{4} + 0.052$

$a_o = 0.03$

} Entonces para el apéndice se toma $S_a' = 0.052$

Para el edificio completo se tiene, también como se vió en el ejemplo 5.1, que

$$S_a = 0.052$$

y para conocer a debemos tomar en cuenta que:

$$\frac{\Sigma P_i}{\Sigma W_i} = S_a$$

Es decir:

$$a(h_1 W_1 + h_2 W_2 + h_3 W_3) + \left(\frac{ah_3 + 0.03}{0.03}\right) S_a' W_4 = S_a(W_1 + W_2 + W_3 + W_4)$$

$$a(4\times400 + 7\times400 + 10\times200) + \frac{a_x 10\, S_a' \times 10}{0.03} = S_a(400+400+200+10) - S_a' \times 10$$

reemplazando los valores de S_a' y S_a y despejando:

$$a = 0.007911$$

y la distribución de fuerzas es:

		cortante
$P_4 = \frac{0.00791 \times 10 + 0.03}{0.03} \times 0.052 \times 10 =$	1.89	1.89
$P_3 = 0.007911 \times 10 \times 200 =$	15.82	17.71
$P_2 = 0.00791 \times 7 \times 400 =$	22.15	39.86
$P_1 = 0.00791 \times 4 \times 400 =$	12.66	52.52

Comprobación: $\frac{52.52}{1010} = 0.052 = S_a$

DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.

VII CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERIA SISMICA

DISEÑO SISMICO DE EDIFICIOS

TEMA 7

ESTRUCTURAS DE ACERO

Ing Oscar de Buen López de Heredia

Julio, 1981

CAPITULO 4. ESTRUCTURAS DE ACERO

Oscar de Buen

4.1 INTRODUCCION. Toda la energía que recibe un edificio que se comporta elásticamente durante un temblor, cada vez que su base se mueve en un sentido, es almacenada como energía de deformación, y devuelta durante el movimiento en sentido contrario. En cambio, si el comportamiento es inelástico, una parte de la energía se disipa en forma de amortiguamiento y flujo plástico, y sólamente se almacena el resto.

Puesto que los edificios modernos se diseñan en general tomando como base respuestas mucho menores que las que corresponden a un comportamiento elástico ilimitado, bajo sismos intensos sufren deformaciones plásticas en zonas localizadas, en las que se disipa un porcentaje elevado de la energía; además, a diferencia de las construcciones antiguas, carecen cási totalmente de muros divisorios y otros elementos no estructurales, de manera que la estructura propiamente dicha debe disipar casi toda la energía impartida por los temblores.

Una estructura reticular hiperestática dúctil puede admitir deformaciones inelásticas importantes, localizadas en las zonas en que las solicitaciones son máximas, las que se convierten eventualmente en articulaciones plásticas que permiten que haya una redistribución de elementos mecánicos, de manera que en emergencias severas los miembros menos cargados acuden en ayuda de las más cargados, y la resistencia máxima depende del conjunto y no del elemento más débil en el intervalo elástico. Además, si el número de articulaciones plásticas asociadas con el mecanismo de colapso es elevado, durante su formación y rotación se disipa una gran cantidad de energía, y se reduce considerablemente la demanda de capacidad de absorción en las zonas en que los esfuerzos se mantienen por debajo del límite de elasticidad.

El acero estructural es un material muy dúctil, con el que se pueden obtener estructuras hiperestáticas que llenan los requisitos de los párrafos anteriores; es, por consiguiente, muy adecuado para la construcción en zonas sísmicas. Sin —

embargo, su ductilidad no se conserva necesariamente en las estructuras, por lo - que el diseño y la construcción deben hacerse de manera que no se pierda esa propiedad. O bien deben hacerse tomando en cuenta la pérdida de ductilidad, lo que lleva al empleo de coeficientes sísmicos más elevados, para que la estructura no se salga del intervalo elástico. (hojas 2A y 3A)

4.2 COMPORTAMIENTO DE ESTRUCTURAS DE ACERO DURANTE TEMBLORES REALES

4.2.1 MARCOS RIGIDOS. El comportamiento de un marco rígido completo, o de un entrepiso de uno de varios niveles, sometido a la acción de cargas verticales constantes y fuerzas horizontales crecientes, queda definido por su gráfica Q-Δ, - fuerza horizontal-desplazamiento lateral (Fig. 4.1).

Desde que se inicia el proceso de carga, y hasta que se forma la primera articulación plástica, todo el marco está en el intervalo elástico. (Para simplificar la - discusión se están ignorando los esfuerzos residuales y se está suponiendo que el factor de forma de las secciones empleadas en la estructura es igual a 1.0).

Los incrementos adicionales de carga son resistidos por una estructura de rigidez deteriorada por la aparición de la primera articulación plástica, la que — experimenta rotaciones crecientes bajo momento flexionante constante, igual al momento plástico resistente de la sección, M_p, cuando aumentan los desplazamientos - laterales.

Cuando aparece la segunda articulación plástica disminuye otra vez la rigidez del conjunto, y el proceso continúa, formándose un número cada vez mayor de articulaciones, hasta que la estructura se convierte en un mecanismo que se desplaza lateralmente mientras disminuye la fuerza horizontal. Todas las articulaciones experimentan rotaciones plásticas, que son generalmente máximas en las que se forman primero y disminuyen de magnitud en las siguientes, mientras los momentos se conservan iguales a los momentos plásticos resistentes de las secciones respectivas.

La que se acaba de describir es la forma de trabajo más eficiente de una — estructura de acero, ya que la carga que ocasiona la formación del mecanismo de - colapso en la estructura completa es la máxima que puede soportar y a la que corresponde una mayor absorción de energía antes de la falla; sin embargo, hay un número

4.2 COMPORTAMIENTO DE ESTRUCTURAS DE ACERO DURANTE TEMBLORES REALES. El comportamiento de edificios con estructura de acero durante sismos reales ha sido satisfactorio en general, desde el punto de vista de su resistencia. Las estructuras han tenido resistencia suficiente aún en edificios de hasta 10 ó 12 pisos diseñados exclusivamente por carga vertical o con juntas flexibles, capaces de transmitir únicamente momentos reducidos. Sin embargo, los muros, canceles y otros elementos no estructurales han sufrido en ocasiones daños considerables, debido a una rigidez lateral insuficiente.

Sólo dos temblores intensos han afectado ciudades con un número elevado de edificios altos con estructura de acero: el de San Francisco de 1906 (magnitud 8 1/4, según la escala de Richter) y el de julio de 1957 en la Ciudad de México, de magnitud 7.5.

En San Francisco, los edificios altos con estructura de acero completa se comportaron satisfactoriamente; algunos de ellos estaban provistos de marcos rígidos o contraventeo en diagonal, mientras que otros no tenían más resistencia lateral adicional que la proporcionada por los muros de relleno, omitidos en planta baja la mayoría de los casos; a pesar de que las juntas viga-columna eran semirígidas, los daños en las estructuras fueron despreciables. Los edificios afectados fueron uno de 19 pisos, uno de 16, ocho entre 11 y 15 y once de 6 a 10 pisos.

Había tambien un cierto número de construcciones con muros exteriores de carga y marcos interiores de acero, aunque sufrieron más daños, no se produjo ningún colapso (ref.4.1).

En 1957 había en la Ciudad de México un número importante de edificios con estructura de acero de alturas comprendidas entre 10 y 22 pisos; además, un par de años antes se terminó la construcción de uno de 45 pisos; este, la Torre Latinoamericana, es bien conocido por su excelente comportamiento, ya que no sufrió daños de ningún tipo durante el temblor.

Un edificio de 20 pisos, totalmente soldado en taller y en obra, tampoco resintió daños aunque se diseñó para fuerzas horizontales estáticas correspondientes a un coeficiente sísmico de tan sólo 0.025, constante en toda la altura.

En la época en que se construyeron estos edificios se utilizaban exclusivamente métodos elásticos de análisis y diseño, y no se tomaba ninguna precaución especial para asegurar un comportamiento adecuado en el intervalo inelástico; sin embargo, conviene señalar que las especificaciones de diseño en vigor llevaban probablemente a estructuras más robustas que las que se obtendrían ahora.

Muchos edificios diseñados exclusivamente para cargas verticales, o con fuerzas horizontales muy reducidas, soportaron el temblor sin daños estructurales, pero con problemas excesivos en muros, canceles, etc; varios de ellos tuvieron que ser rigidizados posteriormente, y cuando menos uno fué demolido.

El comportamiento descrito pone en evidencia la alta capacidad que tienen las estructuras de acero para resistir temblores de intensidad mucho mayor que la de diseño, aún cuando no se tomen precauciones especiales para aumentar su capacidad de absorción de energía, y la necesidad de utilizar en muchas ocasiones elementos rigidizantes para evitar daños no estructurales excesivos.

Los edificios altos con estructura de acero afectados en temblores posteriores (Anchorage, Alaska, 1964; Caracas, Venezuela, 1967; Managua, Nicaragua, 1972; Ciudad de Guatemala, 1976) han sido pocos, y han tenido también un comportamiento excelente. También se han comportado muy bien durante el sismo del 14 de marzo de 1979, en la ciudad de México.

Daños típicos de las estructuras (Mucho más importantes en las de concreto que en las de acero).

grande de factores que pueden hacer que el comportamiento no sea el descrito y que la estructura falle bajo cargas menores que la de colapso plástico.

Los fenómenos más importantes que pueden ocasionar una falla prematura son - los siguientes:

1. Incapacidad de alcanzar el momento plástico resistente en alguna o algunas de las secciones en que deben aparecer articulaciones plásticas.

2. Capacidad de rotación insuficiente.

3. Falla de miembros aislados.

4. Falla de conexiones.

5. Inestabilidad de conjunto de la estructura completa o de parte de ella.

El pandeo local de alguno de los elementos planos que la componen, el pandeo lateral del miembro del que forma parte, o la fractura debida a ductilidad insuficiente del material (algunos aceros de alta resistencia, por ejemplo), o a que la pierda durante procesos inadecuados de fabricación, por trabajar a temperaturas muy bajas o sometido a estados triaxiales de esfuerzos o a solicitaciones que ocasionen fatiga, son fenómenos que pueden hacer que una sección falle cuando el momento no llega todavía al plástico teórico, o bajo el momento plástico pero cuando las rotaciones son menores que las necesarias para que se forme el mecanismo de — colapso.

La falla de una viga o columna fuera de las articulaciones plásticas puede - deberse a pandeo local o lateral o a una combinación de ambos, y las conexiones - pueden ser incapaces de resistir los elementos mecánicos que les transmiten las vigas y columnas que concurren en ellas.

Finalmente, si la estructura es poco rígida lateralmente los efectos de segundo orden producidos por las cargas verticales al obrar sobre la estructura deformada pueden ocasionar una falla por inestabilidad de conjunto de la estructura completa o de alguno de sus entrepisos, bajo fuerzas horizontales menores que las que ocasionarían la formación del mecanismo de colapso.

Todos los fenómenos anteriores han sido objeto de copiosas investigaciones, teóricas y experimentales, en elementos estructurales y marcos rígidos completos sometidos a cargas que crecen monotónicamente hasta la falla, pero qu comportamiento bajo solicitaciones cíclicas se ha empezado a estudiar hace relativamente pocos años, y no se cuenta todavía con información suficiente para conocerlo por completo.

Las estructuras deben diseñarse de manera que las deformaciones plásticas se presenten en zonas en las que las solicitaciones conservan magnitudes elevadas, - puesto que el trabajo absorbido es función de las deformaciones y de las fuerzas interiores correspondientes; por este motivo, en los marcos rígidos conviene buscar que las articulaciones se formen en las vigas, que pueden admitir rotaciones importantes cuando actúa en ellas el momento plástico íntegro, y no en las columnas, — cuya capacidad de rotación se vé disminuída por fuerza axial y que, aún en los casos en que admiten rotaciones importantes lo haben bajo un momento reducido, Mpc, que puede ser mucho menor que el plástico completo, sobre todo si la compresión es — importante.

Además, debe lograrse un equilibrio entre la rigidez y la resistencia de las diversas partes, porque las más rígidas atraen una porción más elevada de la fuerza sísmica, y si no pueden resistirla constituyen eslabones débiles de la estructura; este aspecto debe tenerse en cuenta durante todo el proceso de diseño, desde que - empieza a planearse la estructuración hasta que se dimensionen los últimos detalles.

4.4 MIEMBROS ESTRUCTURALES. COMPORTAMIENTO Y DISEÑO. Una curva como la de la Fig. 4.1 contiene toda la información necesaria sobre el comportamiento de un — marco bajo cargas verticales constantes y fuerzas horizontales que crecen monotónicamente hasta la falla, pues además de proporcionar su resistencia máxima permite - determinar el desplazamiento correspondiente a cualquier intensidad de las fuerzas horizontales y dá una medida de su capacidad de absorción de energía. Conocida la curva carga-desplazamiento se puede determinar el coeficiente de seguridad con res-

pecto al colapso y la magnitud de los desplazamientos que experimenta el marco bajo cargas de trabajo; si el primero o los segundos no son aceptables se modifican perfiles, ajustándolos hasta que la curva indique que el comportamiento es el deseado. En marcos de edificios de varios niveles se necesita, en teoría, la curva de cada uno de los entrepisos, pero para fines prácticos de diseño suele bastar con conocer la de un número reducido de ellos, representativos de todos los demás.

El comportamiento de un marco durante un temblor no es igual al que tendría si obraran sobre él fuerzas horizontales de magnitud creciente aplicadas siempre en el mismo sentido, pero las curvas Q-Δ que se obtienen en esas condiciones proporcionan una buena indicación de su respuesta bajo solicitaciones sísmicas. Más adelante se discuten algunos resultados relativos al comportamiento de marcos con cargas horizontales cíclicas.

Para obtener la curva Q-Δ de una estructura deben conocerse las características de los elementos que la componen, de manera que primero hay que diseñar vigas y columnas y conexiones entre ellas, y determinar después la curva fuerza horizontal-desplazamiento, para saber si el trabajo de la estructura en conjunto es adecuado. De aquí la necesidad de estudiar el comportamiento y los métodos de diseño de los elementos que componen la estructura y de las uniones entre ellos.

4.4.1 VIGAS. Las vigas soportan directamente las cargas verticales, vivas y muertas, que obran sobre la estructura, al mismo tiempo que mantienen a las columnas con la configuración necesaria para que puedan resistir fuerzas horizontales (en marcos no contraventeados) y contribuyen a la rigidez del conjunto. Obran sobre ellas fuerzas transversales y momentos aplicados en los extremos que producen flexiones importantes, acompañadas por fuerzas cortantes; las fuerzas normales suelen ser despreciables, excepto cuando las vigas forman parte de crujías contraventeadas. Se tratan básicamente como miembros en flexión, y la fuerza cortante influye en su comportamiento sólo en casos poco frecuentes.

Los aspectos fundamentales del comportamiento de las barras flexionadas por momentos de intensidad creciente se determinan estudiando experimentalmente vigas con cargas transversales alojadas en su plano de simetría, que crecen lentamente desde cero hasta llegar a la resistencia máxima de la barra, y trazando las curvas que relacionan las deflexiones en el plano de carga y en planos normales a él con la magnitud de las fuerzas exteriores.

En la Fig. 4.2 se ha dibujado el conjunto de curvas que se obtiene experimentalmente al cargar hasta el colapso la viga mostrada, cuyo tercio central trabaja en flexión pura[4.1,4.3]; los puntos de aplicación de las cargas y los apoyos están provistos de soportes que impiden los desplazamientos laterales de los dos patines y la rotación de las secciones transversales alrededor del eje longitudinal.

En la Fig. 4.2 se muestra el comportamiento de la viga en el plano de la flexión y fuera de él, por medio de las curvas momento-deflexión vertical y momento-deflexión lateral de los patines, trazadas para la sección media del tramo central.

La respuesta inicial, elástica lineal, termina al comenzar el flujo plástico, cuando la suma de los esfuerzos residuales y los normales producidos por las cargas llega por primera vez al esfuerzo de fluencia σ_y, en alguna de las secciones del tramo central.

Al fluir plásticamente una porción cada vez mayor del material de la parte de la viga que está en flexión uniforme disminuye su capacidad para soportar incrementos adicionales de carga, hasta que finalmente desaparece, cuando el momento flexionante iguala al plástico resistente de la sección, Mp; a partir de ese instante la curva $M-U_o$ se hace aproximadamente horizontal, pues la deformación crece sin cambio apreciable en la carga hasta que llega a ser varias veces mayor que la existente cuando se inicia el flujo plástico.

El patín comprimido del tramo central se empieza a desplazar lateralmente cuando el momento flexionante vale Mp, y sus deflexiones aumentan gradualmente al mismo

tiempo que crecen los desplazamientos verticales v_o ; las secciones transversales pierden su forma inicial y se distorsionan como se muestra esquemáticamente en la figura 4.2b .

Finalmente, la resistencia de la viga se agota cuando se pandea localmente el lado crítico del patín comprimido, en la región central.

El comportamiento que se acaba de describir es típico de vigas provistas de contraventeo lateral y formadas por elementos planos con relaciones ancho/grueso adecuadas para posponer la falla por pandeo lateral o local hasta después de que se presenten deformaciones plásticas importantes bajo un momento igual al de plastificación de sus secciones transversales, pero hay otros posibles comportamientos; algunos de ellos se ilustran en la Fig. 4.3 , por medio de sus curvas momento-deflexión en el plano de la carga.

La curva OAB corresponde a vigas que no se pandean lateral ni localmente, material llega a entrar en el intervalo de endurecimiento por deformación; este caso es poco frecuente en estructuras reales.

La situación más común, que se describió tomando como base la Fig. 4.2 , es la correspondiente a la curva OAC.

OADE corresponde a una viga en la que el momento flexionante varía rápidamente a lo largo del eje: el endurecimiento por deformación en la zona de momento máximo hace que éste suba por arriba de Mp; después la curva desciende, cuando se inician fenómenos de pandeo lateral y local.

Las curvas OABG, OAHI y OJK describen fallas por pandeo lateral o local o por combinación de ambos, las dos primeras en el intervalo inelástico y la tercera en el elástico.

La curva OAB representa el mejor comportamiento posible y OAC corresponde a un comportamiento que es también muy satisfactorio, siempre que la zona DE, durante que se presentan deformaciones crecientes bajo momento Mp constante, sea de amplitud

suficiente para que la barra tenga la ductilidad necesaria para el trabajo correcto de la estructura de la que forma parte.

PANDEO LATERAL. Las curvas de la Fig. 4.4 muestran esquemáticamente el comportamiento de una viga en flexión; la curva M_o-θ , momento-rotación en un extremo, representa el comportamiento en el plano de cargas y las curvas M_o-u ó M_o-ϕ , momento-desplazamiento lateral o momento-rotación alrededor del eje longitudinal, describen el pandeo lateral. Si la viga fuese perfectamente recta y no hubiese ninguna excentricidad en las cargas, las curvas M_o-u y M_o-θ serían como las trazadas con líneas llena, y el punto A correspondería a la bifurcación del equilibrio; a partir de él la viga puede, en teoría, admitir momentos mayores manteniéndose en su plano (trayectoria AB) o desplazarse lateralmente bajo momento prácticamente constante, de acuerdo con AC.

En las vigas reales no hay nunca bifurcación del equilibrio, pues las imperfecciones iniciales inevitables hacen que los desplazamientos laterales comiencen desde que se empiezan a aplicar las cargas, y la falla no es por pandeo propiamente dicho; sin embargo, la carga crítica teórica es un límite superior de la resistencia real, que se utiliza con fines de diseño.

Desde el punto de vista de su resistencia al pandeo lateral, una viga de acero en flexión se comporta de alguna de las maneras siguientes: si es muy corta, sus secciones transversales se plastifican por completo antes de pandearse, de manera que resiste el momento M_p y aún lo supera, gracias al endurecimiento por deformación; si es de longitud intermedia su resistencia disminuye por la plastificación parcial que precede al pandeo, que se inicia en el intervalo inelástico, y si es larga su capacidad de carga queda controlada por pandeo elástico; un mismo perfil puede tener cualquiera de los tres comportamientos, dependiendo de la separación que haya entre las secciones transversales fijas lateralmente.

Los tres intervalos en que se descompone el comportamiento de las barras flexionadas se ilustran en la Fig. 4.5 , en la que se muestran los momentos resistentes en función de las longitudes libres de pandeo. En las zonas en que se prevea la formación de articulaciones plásticas correspondientes al mecanismo de colapso, las vigas de marcos rígidos de edificios que se construyan en zonas sísmicas deben estar en el primer intervalo, en el que la inestabilidad lateral no evita que se alcance, o aún sobrepase, el momento plástico resistente, ni reduce sustancialmente la capacidad de rotación del perfil. En zonas alejadas de las articulaciones plásticas pueden estar en cualquiera de los otros dos intervalos, pero deben diseñarse con coeficientes de seguridad adecuados para evitar fallas por inestabilidad antes de que se forme el mecanismo.

INESTABILIDAD DE VIGAS COMPLETAMENTE PLASTIFICADAS. En los perfiles de acero de sección I ó H flexionados alrededor del eje de mayor momento de inercia se presentan dos fenómenos de inestabilidad, pandeo lateral y pandeo local, que constituyen debilidades propias de esos perfiles por lo que aparecen siempre, eventualmente, aunque se tomen precauciones para evitarlos; sin embargo, si las relaciones ancho/grueso de los elementos planos que los constituyen se conservan dentro de ciertos límites, y se coloca un contraventeo lateral adecuado, se logra que las dos formas de pandeo se retrasen lo suficiente para que los perfiles mencionados se comporten satisfactoriamente, tanto bajo cargas estáticas como dinámicas, es decir, para que sean capaces de soportar el momento plástico y de mantenerlo durante rotaciones importantes.

Las curvas de la Fig. 4.6 muestran un comportamiento adecuado y otro inadecuado, desde el punto de vista de la capacidad de rotación de la viga. (Se supone que ésta puede resistir el momento Mp, pues de no ser así se tendría una situación más desfavorable que cualquiera de las dos mostradas, y la descarga empezaría antes de que el momento llegase a valer Mp).

En un gran número de experiencias (4.3,4.4) realizadas con perfiles H flexionados alrededor del eje de mayor momento de inercia se ha observado que las deflexiones laterales se inician en cuanto el momento llega a Mp, independientemente de la distancia entre puntos soportados lateralmente, pero si esa distancia es menor o - igual que una cierta longitud crítica el comienzo del pandeo lateral no corresponde a la falla, la que se presenta eventualmente cuando se pandea localmente el patín - comprimido, despues de que la viga ha experimentado deformaciones laterales importantes sin que disminuya su resistencia.

El comportamiento de las vigas en flexión uniforme es sustancialmente diferente del de las que están sometidas a momentos de intensidad variable a lo largo de su - eje. La disminución eventual de resistencia se debe en los dos casos a una combinación de pandeo local y lateral, pero cambia el orden en que se presentan los dos - fenómenos; cuando el momento es constante el patín comprimido se plastifica en una longitud considerable, lo que ocasiona una gran pérdida de rigidez que hace que — crezcan rápidamente las deflexiones laterales y las compresiones en la zona cóncava del patín, hasta que aparece una onda de pandeo local originada por esfuerzos de — compresión de dos tipos, unos uniformes, ocasionados por la flexión en el plano de carga, y otros que crecen linealmente a lo ancho del patín, debidos a la flexión - lateral. En cambio, cuando el momento varía a lo largo del eje de la viga la zona plastificada del patín comprimido es de longitud reducida, y conserva una rigidez apreciable que hace que las deflexiones laterales aumenten muy poco; la falla se — inicia por pandeo local debido a esfuerzos uniformes en todo el patín, ocasionados exclusivamente por flexión en el plano de carga, y el colapso se produce por pandeo lateral debido a la pérdida de rigidez producida por el pandeo local del patín comprimido. El comportamiento descrito se comprueba con resultados experimentales (4.5) en los que se demuestra que en perfiles H sometidos a flexión bajo momentos que — varían rápidamente de intensidad la descarga se debe a desplazamientos laterales — grandes, y la importancia de la relación ancho/grueso disminuye drásticamente.

Cuando se forma una articulación plástica en el extremo de una viga de un marco rígido la región plastificada queda sometida a momentos que varían de intensidad rápidamente a lo largo del eje, y las restricciones que hay en sus extremos son elevadas, pues en uno está en contacto con la zona elástica adyacente, bastante más rígida, y en el otro está ligado a la columna; en esas condiciones, se ha demostrado (4.6, 4.7) que para que el patín comprimido se pandee localmente bajo carga estática, debe plastificarse en una longitud igual a la de una onda de pandeo local (Fig. 4.7).

Si la viga está cargada cíclicamente, de manera que el momento en el extremo conectado con la columna cambia de signo en cada uno de los ciclos, los patines trabajan alternadamente en tensión y compresión; el patín comprimido se pandea localmente cuando las solicitaciones alcanzan un cierto valor, formándose una onda semejante a la que producen las cargas estáticas (Figs. 4.8 y 4.9), la que desaparece cuando cambia el sentido del momento, y se forma en el otro patín; así, las ondas de pandeo en compresión aparecen y desaparecen en cada uno de los ciclos del proceso de carga, y si el pandeo lateral está impedido la falla se inicia eventualmente al formarse una grieta en la zona en que las deformaciones son máximas (ref.4.6), Fig. 4.8, en la que las severas distorsiones de los patines causan deformaciones inelásticas considerablemente mayores que en el extremo empotrado.

En la ref. 4.8 se resumen los resultados obtenidos cargando cíclicamente vigas en voladizo, por medio de un sistema con el que se controlan los desplazamientos, hacia arriba y abajo, del extremo libre; cuando las deformaciones unitarias en la zona de los patines en contacto con el empotramiento eran de 2.5% no aparecieron grietas en la sección empotrada, y la falla se produjo siempre en la zona de deformaciones máximas de las ondas de pandeo; solamente cuando las deformaciones impuestas

se redujeron a ± 1% se inició la falla por agrietamiento en el empotramiento y no en las ondas de pandeo local, despues de un número muy elevado de ciclos de carga.

Se deduce de aquí que en estructuras sometidas a solicitaciones que producen condiciones de carga total o parcialmente reversibles el pandeo local es mucho más crítico que la fatiga de bajo número de ciclos del material en sí y, si se evita, aumenta considerablemente el número de ciclos que pueden resistir las vigas bajo una deformación dada.

En las Figs. 4.10 y [illegible] se resumen los resultados de las experiencias mencionadas.

De acuerdo con los resultados anteriores, cuando la relación ancho/grueso de los patines se hace menor que la especificada para carga estática aumenta la vida de los perfiles H cargados cíclicamente, al retrasarse la iniciación del pandeo local, y podría lograrse el mismo objeto colocando atiesadores verticales que impidiesen la distorsión de las secciones transversales críticas[4.11]. Sin embargo, esta conclusión está en desacuerdo con otros resultados experimentales; así en la ref. 4.9 se demuestra que el pandeo local de los patines no ocasiona una pérdida inmediata de resistencia, y se indica que al formarse las ondas de pandeo local y distribuirse las deformaciones máximas puede, incluso, aumentar significativamente la vida de una viga, y en la ref. 4.10 se encuentra que el comportamiento de perfiles H cuyos patines tienen una relación ancho/grueso mayor que la especificada para diseño plástico bajo carga estática (21 en vez de 17) es satisfactorio, pues aunque el pandeo local se inicia muy pronto no afecta significativamente el comportamiento del marco del que forma parte la viga.

A diferencia de las vigas de la ref. 4.8, las de la ref. 4.10 se cargaron con fuerzas verticales que permanecieron constantes mientras se aplicaban las horizontales cíclicas, lo que hizo que las ondas de pandeo local no desaparecieran completamente en cada ciclo; además, estuvieron provistas de contraventeo lateral en puntos separados distancias bastante menores que las especificadas en las normas del AISC,

~~desplazamiento Δ/h máximo de cada entrepiso, bajo el temblor de diseño más~~ ~~intenso, no límite a 0.02 para evitar problemas con otros resultados experimentales~~, así, en la ref. 4.9 se demuestra que el pandeo local de los patines no ocasiona una pérdida inmediata de resistencia, y se indica que al formarse las ondas de pandeo local y distribuírse las deformaciones máximas puede, incluso, aumentar significativamente la vida de una viga, y en la ref. 4.10 se encuentra que el comportamiento de perfiles H cuyos patines tienen una relación ancho/grueso mayor que la especificada para diseño plástico bajo carga estática (21 en vez de 17) es satisfactorio, pues aunque el pandeo local se inicia muy pronto no afecta significativamente el comportamiento del marco del que forma parte la viga.

A diferencia de las vigas de la ref. 4.8, las de la ref. 4.10 se cargaron con fuerzas verticales que permanecieron constantes mientras se aplicaban las horizontales cíclicas, lo que hizo que las ondas de pandeo local no desaparecieran completamente en cada ciclo; además, estuvieron provistas de contraventeo lateral en pun separados distancias bastante menores que las especificadas en las normas del AISC, pero que daban soporte únicamente al patín superior, ya que se trató de reproducir las condiciones existentes en estructuras reales, en las que el sistema de piso proporciona soporte lateral contínuo a los patines superiores.

En los resultados de ensayes de subconjuntos formados por una columna y dos vigas (Fig. 4.11), sometidos a cargas verticales constentes y horizontales cíclicas, reportados en la ref. 4.11, se observa que las inversiones de carga acentúan las imperfecciones locales y aceleran la iniciación del pandeo local y torsional en las regiones de las vigas en que se forman articulaciones plásticas, haciendo que disminuyan la resistencia y rigidez de la estructura, lo que lleva a recomendar que se coloque un sistema de contraventeo que proporcione soporte lateral a los patines inferiores, comprimidos, de las regiones plastificadas.

En la ref. 4.12 se describen los resultados obtenidos con dos subconjuntos que difieren exclusivamente en las relaciones ancho/grueso de los patines y almas de las

vigas (11.7 y 47 en el primero, 10.2 y 33 en el segundo), provistos de contraventeo lateral, en los patines superiores, con separaciones menores que las especificadas para carga estática; la capacidad de rotación de las vigas del segundo subconjunto fué apreciablemente mayor que las del primero; en éste apareció una onda de pandeo local en el patín comprimido cuando la rotación en la articulación plástica era de —0.040rad, y el pandeo lateral se presentó, despues de varios ciclos, al invertir la rotación a -0.028rad, con disminución en la resistencia, mientras que en aquel no hubo pandeo local bajo inversiones de la rotación plástica de 0.030rad a -0.016rad, y aunque se formó una pequeña onda al llegar a a -0.029rad. el pandeo lateral se inició con rotaciones de 0.040rad, y aún entonces no influyó en la resistencia del espécimen.

Los resultados anteriores indican que el comportamiento de las estructuras mejora cuando se utilizan vigas con relaciones ancho/grueso, en patines y alma, menores que las especificadas para diseño plástico bajo carga estática, y cuando se coloca más contraventeo lateral; sin embargo, en la ref. 4.11 se sugiere que el índice de desplazamiento Δ/h máximo de cada entrepiso, bajo el temblor de diseño más intenso, se limite a 0.03 para evitar problemas excesivos de inestabilidad; en ese caso, si se desprecia la contribución al desplazamiento de las deformaciones elásticas e inelásticas de la junta y de las deformaciones elásticas de las columnas y vigas, la capacidad de rotación máxima necesaria en las articulaciones plásticas de los extremos de las vigas puede tomarse conservadoramente igual a 0.03rad, y aunque los estudios efectuados hasta ahora no permiten asegurarlo de manera definitiva, parece que las vigas que cumplen las relaciones ancho/grueso especificadas para carga estática y que tienen el patín superior soportado lateralmente en forma contínua pueden admitir rotaciones de esa magnitud, y aún mayores, sin que disminuya su resistencia.

En resumen, aunque la información experimental con que se cuenta no es del todo concluyente, parece indicar que si las vigas están soportadas lateralmente en forma

adecuada basta con que se cumplan las relaciones ancho/grueso especificadas por - diseño plástico bajo carga estática para que su comportamiento bajo carga cíclica sea satisfactorio; la situación cambia cuando aumenta la longitud no soportada lateralmente, pues en ese caso el pandeo lateral se inicia poco después que el local, y la combinación de ambos ocasiona una falla prematura. En marcos rígidos de edificios urbanos es fácil lograr que el sistema de piso proporcione soporte lateral continuo al patín superior de las vigas y, si es necesario, el inferior puede fijarse por - medio de atiesadores verticales; sin embargo, en estructuras de otros tipos puede - ser recomendable escoger límites de las relaciones ancho/grueso y de la separación entre soportes laterales más conservadoras que las que se fijan para carga estática.

CAPACIDAD DE ROTACION. Cuando no se presentan fallas prematuras, las curvas - carga-deformación de las vigas tienen la forma indicada en la Fig. 4.12 , en la - que se han tomado el momento y la rotación en el extremo, M y θ , como parámetros representativos de los sistemas de cargas y deformaciones.

Llamando θ_u a la rotación en el instante en que se inicia la descarga, y θ_p a la rotación elástica ficticia correspondiente al momento plástico resistente de la viga (es decir, el ángulo que habría girado el extremo al llegar el momento a Mp si el comportamiento fuese elástico hasta entonces) la capacidad de rotación de la viga, R, es, por definición,

$$R = (\theta_u/\theta_p) - 1$$

R es nula cuando el miembro no puede soportar el momento Mp durante ningún - intervalo de rotaciones, pues en ese caso $\theta_u = \theta_p$.

El cociente θ_u/θ_p , o δ_u/δ_p , donde δ es un desplazamiento lineal - cualquiera, es el factor de ductilidad de la viga.

En las refs. 4.6, 4.7 y 4.13 se presentan expresiones que relacionan la capacidad de rotación R de vigas H bajo momento uniforme o variable, producido por carga estática,

con los distintos parámetros que afectan su comportamiento; con ellas se puede determinar la separación entre puntos soportados lateralmente necesaria para obtener una capacidad de rotación deseada o, inversamente, calcular la capacidad de rotación para una separación dada. Por ejemplo, si la separación entre contraventeos es — $35\,r_y$ en una viga H compacta de acero A36 con tramos adyacentes elásticos, bajo — momento uniforme, la capacidad de rotación excede de 10.5, y si se desea una R de 3 basta con soportar lateralmente puntos separados distancias iguales a $60\,r_y$. Bajo momento variable el pandeo lateral es menos importante, y longitudes no contraventeadas del orden de $75\,r_y$ suelen ser adecuadas en la mayoría de los casos.

DISEÑO. En la actualidad no se cuenta con información suficiente sobre la demanda de capacidad de rotación en estructuras sometidas a sismos intensos ni sobre la que éstas pueden proporcionar, por lo que mientras se obtiene mayor información teórica y experimental, en las zonas en que se formarán articulaciones plásticas — ligadas con el mecanismo de colapso las vigas de estructuras que se construirán en zonas sísmicas deben satisfacer, cuando menos, los requisitos relativos a relaciones ancho/grueso de patines y almas y a separación entre puntos soportados lateralmente que se exigen en diseño plástico, independientemente de que los métodos empleados para el análisis y diseño sean elásticos, basados en esfuerzos permisibles, o — plásticos.

De acuerdo con la ref. 4.15, esos requisitos son

YIELD STRESS (Esfuerzo de fluencia)	MAXIMUM ALLOWABLE WIDTH-TO-THICKNESS RATIOS[1]		MAXIMUM ALLOWABLE LATERALLY UNSUPPORTED DISTANCE[2]	
	FLANGES (PATINES)	..WEBS..(ALMAS)		
		$P/P_y \leq 0.27$	$P/P_y > 0.27$	$1.0 \geq M/M_p > -0.5$	$-0.5 \geq M/M_p > -1.0$
36 Ksi (24.84 KN/cm²)	17.0	$68.7 - 96.1\,P/P_y$	42.8	$63.2\,r_y$	$38.2\,r_y$
50 Ksi (34.50 KN/cm²)	14.0	$58.3 - 81.6\,P/P_y$	36.3	$52.5\,r_y$	$27.5\,r_y$
65 Ksi (44.85 KN/cm²)	12.0	$51.1 - 71.5\,P/P_y$	31.9	$46.2\,r_y$	$21.2\,r_y$

1. Relaciones ancho/grueso máximas admisibles
2. Distancias no soportadas lateralmente máximas admisibles

Todas las secciones en que aparezcan articulaciones plásticas asociadas con el mecanismo de colapso deben contraventearse lateralmente en forma adecuada para evitar desplazamientos laterales y torsionales, y la longitud no soportada entre esas secciones y puntos adyacentes contraventeados similarmente no debe sobrepasar la dada en las dos últimas columnas de la tabla, en las que r_y es el radio de giro del miembro alrededor del eje débil, M es el menor de los momentos en los extremos del segmento no contraventeado y M/Mp, relación entre momentos en los extremos, es positiva si el segmento se flexiona en curvatura doble y negativa si lo hace en curvatura simple.

El efecto de la fuerza cortante sobre el momento plástico resistente de las vigas es despreciable casi siempre; en la ref. 4.6 se indica que no es necesario modificarlo si la fuerza cortante no excede de $(\sigma_y/\sqrt{3})wd_w$, donde σ_y es el esfuerzo de fluencia del acero y w y dw son, respectivamente, el grueso y el peralte del alma.

En los tramos entre articulaciones las vigas se diseñan utilizando métodos elásticos y empleando factores de carga adecuados para evitar fallas prematuras, anteriores a la formación del mecanismo de colapso.

4.4.2 COLUMNAS. Las columnas de los marcos rígidos deben ser capaces de soportar las cargas que les transmiten las vigas adyacentes y los tramos de columnas que se encuentran sobre ellas, llevándolas eventualmente a la cimentación, así como los momentos producidos por cargas verticales que reciben de las vigas; además, deben ayudar a soportar las fuerzas horizontales en marcos contraventeados, y resistirlas en su totalidad en los que no tienen contraventeo, y contribuir a darle al marco la rigidez necesaria para evitar problemas de pandeo de conjunto. Trabajan fundamentalmente en flexocompresión, y suelen ser despreciables los efectos que ocasionan en ellas las fuerzas cortantes. En general están sometidas a flexocompresión biaxial, pues forman parte simultáneamente de dos marcos, frecuentemente ortogonales.

Una barra flexocomprimida puede fallar por alguna de las causas que se enumeran a continuación, o por una combinación de dos o más de ellas;

1. Porque se alcance su resistencia máxima bajo momento y fuerza axial combinados, al formarse articulaciones plásticas en la sección o secciones en las que el momento tiene su mayor intensidad.

2. Por inestabilidad en el plano de los momentos ocasionada por exceso de — flexión en ese plano, teniendo en cuenta la acción simultánea de la fuerza normal.

3. Por pandeo lateral debido a flexotorsión.

4. Por pandeo debido a compresión axial alrededor de los ejes de menor momento de inercia.

5. Por pandeo local.

Cualquiera de las cuatro últimas formas de falla puede iniciarse en el intervalo elástico o en el inelástido, dependiendo de la mayor o menor esbeltez de la pieza en consideración o de los elementos planos que la forman.

La primera forma de falla es crítica cuando la barra tiene paredes gruesas y sus condiciones de apoyo y carga son tales que pueden formarse articulaciones plásticas en la zona central o en uno o en los dos extremos, producidas por fuerzas de menor intensidad que las que ocasionarían la falla por pandeo; esta condición suele corresponder al colapso de columnas aisladas, pero no necesariamente al de las que forman parte de estructuras reticulares.

La segunda condición es crítica en barras flexionadas alrededor de sus ejes de menor momento de inercia, y también cuando la flexión se presenta en el plano de — mayor resistencia pero el pandeo lateral está impedido por las características geométricas de las secciones transversales (tubos, secciones en cajón) o por la presencia de elementos exteriores de contraventeo,

La falla por pandeo lateral (condición 3) se presenta en miembros de sección H o similar, flexionados alrededor de sus ejes de mayor momento de inercia, y desprovistos de elementos exteriores adecuados de contraventeo; se caracteriza por una —

flexión lateral de la barra en un plano perpendicular al de aplicación de los momentos, acompañada por un retorcimiento alrededor del eje longitudinal.

La condición 4 es crítica cuando la fuerza axial es mucho más importante que la flexión y el comportamiento se aproxima al de una columna en compresión axial, y la 5 cuando las relaciones ancho/grueso de patines o alma están por encima de ciertos límites.

La forma de falla más común en columnas de edificios es la correspondiente a la combinación de los dos primeros casos, es decir, por formación de un número de articulaciones plásticas suficiente para que se conviertan en un mecanismo, bajo la acción de las solicitaciones incrementadas por efectos de segundo orden debidos a la interacción de la compresión y los desplazamientos ocasionados por los momentos flexionantes.

El pandeo lateral por flexotorsión puede hacer que disminuya la resistencia, pero las longitudes y las dimensiones de las secciones transversales de las columnas de edificios son tales que ese fenómeno no suele ser crítico, y lo mismo sucede con el pandeo local. Tampoco tiene importancia el pandeo de Euler, ya que la flexión juega un papel importante en la gran mayoría de los casos.

Una columna de un marco provisto de contraventeos o de muros de cortante de rigidez y resistencia adecuadas falla cuando se forman en ella tres articulaciones plásticas (Fig. 4.13).

El comportamiento de las columnas de marcos no contraventeados es marcadamente diferente. La estabilidad del conjunto depende básicamente de las vigas; si son muy flexibles las columnas actúan esencialmente como cuerpos rígidos, y el desplazamiento horizontal se debe principalmente a la flexión de las vigas; cada entrepiso se convierte en un mecanismo cuando se forman articulaciones en los extremos de todas ellas, con lo que desaparecen las restricciones y los desplazamientos crecen ilimitadam (Fig. 4.14a).

Si las vigas son rígidas las columnas resisten las deflexiones laterales trabajando en flexión; la condición de colapso se alcanza también cuando el entrepiso se convierte en un mecanismo, al formarse articulaciones plásticas en los dos extremos de todas las columnas. (La estabilidad lateral del marco no depende de cada una de ellas en particular, sino del comportamiento de todas las de cada entrepiso, ya que el colapso no se presenta cuando una o más columnas se convierten en mecanismos, pues las restantes siguen proporcionando rigidez lateral al conjunto).

En la Fig. 4.14 b se ha representado el caso teórico de vigas infinitamente - rígidas.

Pueden presentarse situaciones intermedias, en las que algunas columnas fallan al formarse articulaciones plásticas en sus dos extremos y otras cuando desaparecen las restricciones proporcionadas por las vigas; incluso, hay casos en que las dos situaciones tienen lugar en una misma pieza, en uno y otro de sus extremos.

Cuando en un entrepiso de un marco no contraventeado se utilizan columnas de resistencias muy diferentes, alguna de ellas puede fallar como se muestra en la Fig. 4.13 b, si las restantes proporcionan resistencia lateral suficiente para posponer la falla del conjunto; sin embargo, esta situación debe evitarse en estructuras construídas en zonas sísmicas, pues se tendrían eslabones débiles que precipitarían la falla.

De acuerdo con la práctica usual, el diseño de estructuras que se construírán en zonas sísmicas se hace de manera que las articulaciones plásticas se formen en las vigas, mientras las columnas se conservan básicamente en el intervalo elástico. Por este motivo se han efectuado menos estudios referentes al comportamiento inelástico de columnas bajo carga cíclica que de vigas en condiciones análogas, pero se cuenta con alguna información, que se discutirá más adelante.

El comportamiento de una barra recta aislada sometida a la acción simultánea de fuerzas de compresión axial y pares aplicados en los extremos puede representarse por medio de la curva momento-rotación en el extremo, obtenida aplicando primero la ---

fuerza de compresión y después momentos de intensidad creciente, en uno solo o en — ambos extremos, mientras la compresión se mantiene constante.

Los parámetros principales que determinan la respuesta de la pieza son su es— beltez, la magnitud de la fuerza de compresión y la manera en que están aplicados - los momentos, que pueden producir curvatura simple o doble; además, el problema se complica si la pieza puede fallar por pandeo lateral o cuando uno de sus extremos se desplaza linealmente respecto el otro.

En la Fig. 4.15 se han trazado en forma cualitativa varias curvas $M-\theta$, todas correspondientes a columnas en las que no hay pandeo local ni lateral y cuyos extre— mos están fijos linealmente; cada colección de curvas ilustra la importancia de uno de los parámetros mencionados arriba.

La Fig. 4.15a corresponde a una columna muy corta, en la que no hay inestabilidad de ninguna clase; cuando la fuerza normal es nula se obtiene la curva $M-\theta$ carac— tica de una pieza en flexión, que resiste un momento de intensidad máxima igual a Mp y lo mantiene durante rotaciones importantes, y al crecer P gradualmente se van ob— teniendo curvas semejantes a la primera pero cuya ordenada máxima no es Mp sino Mpc, momento plástico reducido por efecto de la fuerza normal.

Las otras tres figuras describen el comportamiento de piezas largas. En la b se han trazado varias curvas, obtenidas para valores constantes de q y de L/r y para intensidades crecientes de la fuerza axial (q es el cociente del menor entre el — mayor de los momentos en los extremos); al aumentar la compresión disminuye tanto el momento máximo que resiste la pieza como su capacidad de rotación.

Cuando varía L/r, manteniéndose q y P constantes, o cuando la variable es q, — mientras las otras dos cantidades se conservan fijas, el efecto sobre el comportamien to de la columna es análogo: al aumentar la relación de esbeltez, o tender los momen— tos en los extremos hacia valores iguales que producen curvatura simple en flexión pura, disminuyen tanto la resistencia como la capacidad de rotación (Figs. 4.15 c y d).

Cualquiera de las curvas de la Fig. 4.15 puede interrumpirse prematuramente si

se presenta un fenómeno de pandeo local o lateral, cuya importancia varía también con los parámetros que caracterizan el problema.

Aún admitida la imposibilidad de que haya pandeo, la resistencia de las barras flexocomprimidas (cargas queda limitada por inestabilidad, como lo demuestra la forma de las curvas de las Figs. 4.15 b, c y d , que tienen una rama ascendente, correspondiente a configuraciones estables, seguida de un punto en el que la pendiente es nula y el equilibrio indiferente (resistencia máxima) y de una rama descendente, característica de estados de equilibrio ~~indiferente~~ inestable. La inestabilidad, que se presenta sin que la barra se salga del plano de la flexión, y que no es un fenómeno de pandeo (no hay bifurcación del equilibrio), se debe a la interacción de momentos y fuerza normal y a la disminución de rigidez producida por la plastificación parcial.

La resistencia de una columna flexionada alrededor de su eje de mayor momento de inercia, que se conserva durante todo el proceso de carga en el plano de la flexión, puede determinarse utilizando métodos elásticos o elastoplásticos. En el primer caso se toma como límite de utilidad estructural la aparición del esfuerzo de fluencia en la sección crítica, y no corresponde a la resistencia máxima de la columna, que puede admitir incrementos adicionales de carga hasta su colapso por inestabilidad en el plano de la flexión.

Despreciando los esfuerzos residuales, puede considerarse que el comportamiento elástico termina cuando

$$\sigma_{máx} = \frac{P}{A} + \frac{M_{máx}}{S_x} = \sigma_y$$

En $M_{máx}$ se incluye el momento producido por la fuerza P al actuar sobre la pieza deformada.

Dividiendo los dos miembros entre σ_y , teniendo en cuenta que $A\sigma_y = P_y$ y $S_x\sigma_y = (M_x)_y$, y expresando el momento máximo como el producto de un factor de amplificación φ por el mayor de los momentos aplicados en los extremos, la ecuación anterior se transforma en

$$\frac{P}{P_y} + \varphi \frac{M_o}{(M_x)_y} = 1.0 \qquad (1)$$

Las expresiones teóricas exactas de φ resultan inadecuadas para diseño, por lo que la ec. (1) suele sustituírse por las dos ecuaciones aproximadas siguientes, que deben satisfacerse simultáneamente:

$$\frac{P}{P_y} + \frac{C_m}{1 - P/P_E} \frac{M_o}{(M_x)_y} \leq 1.0 \qquad (2)$$

$$\frac{P}{P_y} + \frac{M_o}{(M_x)_y} \leq 1.0 \qquad (3)$$

Con la fórmula (2) se comprueba que los esfuerzos máximos amplificados por efectos de segundo orden no exceden el límite de fluencia, y con la (3) se hace la misma comprobación en el extremo de la columna en que actúa el mayor de los momentos exteriores; en los extremos no hay amplificación.

Cm Mo es un momento uniforme ficticio aproximadamente equivalente a los momentos reales variables; si los extremos de la columna no se desplazan linealmente Cm se calcula con la expresión $C_m = 0.6 + 0.4\, M/M_o \geq 0.4$, en la que M es el menor y Mo el mayor de los momentos en los extremos, y M/M_o es positivo cuando la barra se flexiona en curvatura simple y negativo cuando lo hace en curvatura doble; $1/1-P/P_E$, donde P_E es la carga crítica de Euler de pandeo en el plano de la flexión, es un factor de amplificación del momento uniforme equivalente $C_m M_o$, que tiene en cuenta, aproximadamente, la interacción fuerza axial-momento.

Se cuenta con varios métodos para calcular la resistencia máxima de las columnas en el intervalo inelástico (refs. 4.17 y 4.18), y se han desarrollado procedimientos que permiten determinar la curva completa momento-rotación en un extremo (refs. 4.19 a 4.21); esta curva es de importancia fundamental en diseño sísmico, pues con ella se obtienen la capacidad de rotación y de absorción de energía; sin embargo, las curvas han sido deducidas para miembros con carga axial constante y momentos aplicados en

uno o en los dos extremos que crecen monotónicamente hasta la falla, por lo que — proporcionan únicamente una indicación cualitativa del comportamiento de columnas - sometidas a solicitaciones dinámicas.

En la Fig. 4.16 (4.21) se muestran tres curvas momento-rotación típicas obtenidas para tres columnas iguales, con relación de esbeltez en el plano de flexión $L/r_x = 30$ y fuerzas de compresión $P = 0.30 P_y$, sometidas a momentos de intensidad creciente aplicados en los extremos que guardan entre sí relaciones diferentes en cada caso; la columna en curvatura doble es la que se encuentra en la condición más favorable, y la más crítica es la flexionada en curvatura simple; los momentos tienen intensidades iguales en los dos casos.

La columna no puede soportar el momento Mp completo en ninguno de los casos, pues parte de su resistencia debe destinarse a la fuerza de compresión, pero en a y b tiene una capacidad de rotación importante bajo momento constante igual a Mpc, mientras que en c los efectos de segundo orden son máximos, el momento resistente no llega a Mpc y la capacidad de rotación es muy pequeña; este fenómeno se agudiza cuando aumentan L/r_x y P, de manera que las columnas esbeltas y con compresión — importante resisten un momento máximo apreciablemente menor que M_{pc}, y tienen una capacidad de rotación muy reducida, o aún nula.

Las columnas de edificios construídos en zonas sísmicas son en general poco — esbeltas y la flexión suele ser predominante en su diseño, por lo que sus relaciones P/P_y son bajas; además, se flexionan en curvatura doble bajo la acción combinada - de fuerzas verticales y solicitaciones sísmicas; por todo ésto, su capacidad de rotación suele ser importante, del orden de la mitad de la predicha para vigas (ref. 4.21).

Las ecuaciones aproximadas 2 y 3 pueden utilizarse también para describir la condición de carga que ocasiona la iniciación del pandeo elástico de una columna, — fuera del plano de flexión; para ello, basta sustituír en la ec. 2 a P_y y $(M_o)_y$ — por P_{cr} y M_{cr_x}, que representan la carga crítica de Euler para pandeo alrededor del eje de menor momento de inercia y el momento crítico de pandeo elástico de la —

barra flexionada uniformemente alrededor de su eje de mayor momento de inercia; la ec. (3) se conserva sin cambio.

La resistencia de barras flexocomprimidas que fallan por exceso de flexión en el plano de los momentos es relativamente insensible a cambios en las dimensiones de las secciones transversales, por lo que un solo conjunto de curvas correspondiente a una relación q dada entre momentos extremos es aplicable a todas las secciones H, laminadas o formadas por placas, de dimensiones semejantes a las laminadas; en cambio, la resistencia al pandeo lateral depende de manera importante de la sección transversal de la columna.

Se ha determinado (ref. 4.22) que la relación adimensional K_T/Ad^2, donde K_T es la constante de torsión de Saint Venant, A el área y d el peralte de la sección, constituye el parámetro geométrico principalmente responsable de cambios en el momento crítico, tanto en el intervalo elástico como en el inelástico, y que la resistencia al pandeo lateral es proporcional a él; todas las variables restantes que definen la geometría de las secciones transversales, reducidas a una forma adimensional, son aproximadamente constantes para relaciones P/P_y y L/r_y fijas, aún en el intervalo inelástico, de manera que pueden construírse curvas (ref. 4.22) que proporcionan las relaciones de esbeltez límite en función de $K_T \times 10^6/Ad^2$ y de P/P_y, y que son aplicables a todas las secciones H laminadas con aproximación suficiente para diseño.

Los resultados proporcionados por las curvas son conservadores cuando se aplican a columnas de edificios sobre los que actúan cargas horizontales, pues corresponden a piezas libremente apoyadas con momentos iguales en los extremos que las flexionan en curvatura simple, y las columnas mencionadas siempre tienen restricciones en los extremos y, además, se flexionan en curvatura doble; teniendo ésto en cuenta, y estudiando las curvas, se concluye que el pandeo lateral por flexotorsión no ocasiona disminuciones en la resistencia de la mayoría de las secciones H que se utilizan en

edificios, cuando actúan sobre ellos cargas verticales y horizontales estáticas.

Si en la ec. (2) se sustituye P_y por la carga crítica de pandeo inelástico de la columna comprimida axialmente, correspondiente a la relación de esbeltez más grande, y $(M_x)_y$ por el momento máximo que podría resistir la pieza si estuviese sometida únicamente a flexión, incluyendo efectos de pandeo lateral por flexotorsión cuando sean significativos, se obtiene la ec. (4), que proporciona pares de valores de P y Mo que ocasionan la falla por inestabilidad; aunque empírica, la ec. (4) proporciona buena precisión para diseño.

La ec. (3) se sustituye por la (5), que describe la condición correspondiente a la formación de una articulación plástica en un extremo, de manera que cuando se satisface alguna de las ecs. (4) o (5) está a punto de agotarse la resistencia de un miembro sujeto a compresión y a flexión en su plano de mayor resistencia, ya sea por pandeo lateral o por formación de una articulación plástica en uno de sus extremos.

$$\frac{P}{P_{cr}} + \frac{C_m}{1-P/P_E}\,\frac{M_o}{M_m} = 1.0 \qquad (4)$$

$$\frac{P}{P_y} + \frac{M_o}{1.18 M_p} = 1.0 \qquad (5)$$

Mm, momento máximo que puede resistir el miembro en ausencia de fuerza normal, puede calcularse aproximadamente con la expresión empírica (ref. 4.15)

$$M_m = \left[1.07 - \frac{(L/r_y)\sqrt{\sigma_y}}{26500}\right] M_p \leq M_p$$

Esta ecuación proporciona un valor aproximado del momento crítico de pandeo lateral para $q = +1.0$; cuando los valores de los momentos en los extremos guardan otra relación, puede corregirse utilizando el coeficiente Cm.

De las ecs. (4) y (5) se obtienen dos valores del momento exterior M_o ; el menor de ellos es el máximo que resiste la columna en combinación con la fuerza axial P.

$$M_o = \frac{1}{C_m}\left(1-\frac{P}{P_E}\right)\left(1-\frac{P}{P_{cr}}\right) M_m \qquad (4')$$

$$M_o = 1.18\left(1 - P/P_y\right) M_p \qquad (5')$$

FLEXION BIAXIAL. El problema por resolver es determinar la intensidad máxima de las solicitaciones que puede resistir una columna cuando actúan en ella, simultáneamente, una fuerza axial de compresión y momentos aplicados alrededor de los dos ejes centroidales y principales de sus secciones extremas; no es un problema de — pandeo por bifurcación del equilibrio, pues las secciones transversales se desplazan lineal y angularmente desde un principio, sino de inestabilidad producida por la interacción de momentos y fuerza axial.

En la ref. 23 se desarrolla un método aproximado para el diseño elástico de — columnas de sección transversal H con pares aplicados en los extremos alrededor de los dos ejes centroidales y principales, que constituye la base de las recomendaciones contenidas en las refs. 4.24 y 4.25.

Para que el esfuerzo normal no sobrepase al de fluencia en ningún punto deben satisfacerse simultáneamente las tres condiciones siguientes:

$$\sigma_a + \sigma'_{bx} + \sigma'_{by} \leq \sigma_y \qquad (6)$$

$$\sigma_a + \sigma''_{bx} + \sigma''_{by} \leq \sigma_y \qquad (7)$$

$$\sigma_a + N_x \sigma_{bx} + N_y \sigma_{by} \leq \sigma \qquad (8)$$

σ_a, σ_{bx} y σ_{by} son los esfuerzos normales directos producidos por la fuerza axial y por momentos uniformes ficticios equivalentes aplicados alrededor de x y y, que se calculan con las expresiones

$$(M_x)_{eq.} = \left(1/\sqrt{F}\right)_x M_{ox} \doteq C_{mx} M_{ox}$$

$$(M_y)_{eq.} = \left(1/\sqrt{F}\right)_y M_{oy} \doteq C_{my} M_{oy}$$

en las que M_{ox} y M_{oy} son los momentos mayores alrededor de x y y y los factores $1/\sqrt{F}$, que están tabulados en la ref. 4.23, son muy semejantes a los coeficientes C_m, calculados para flexión alrededor de cada uno de los ejes centroidales y princi-

poles.

$\sigma'_{bx}, \sigma'_{by}, \sigma''_{bx}$ y σ''_{by} son los esfuerzos máximos en los extremos de la columna, calculados con los momentos exteriores aplicados en ellos, N_x y N_y son factores de amplificación que se determinan con las fórmulas de la ref. 4.23, [illegible] y σ es un esfuerzo normal reducido para tener en cuenta los efectos de las imperfecciones geométricas inevitables en las columnas.

Los esfuerzos en los dos extremos se revisan con las ecs. 6 y 7 y la condición de estabilidad con la ec. 8 .

La resistencia máxima real, en el intervalo inelástico, de columnas aisladas de sección H en flexocompresión biaxial, se ha determinado estableciendo su relación carga-deformación completa, por medio de métodos numéricos en los que las cargas exteriores se aplican en una secuencia de incrementos suficientemente pequeños; se han obtenido así ecuaciones de interacción que expresan las condiciones de falla por formación de una articulación plástica en alguna sección transversal, o por inestabilidad de la columna (refs. 4.26 a 4.30).

En secciones contraventeadas (extremos de la columna) debe satisfacerse la condición

$$\left(\frac{M_x}{M_{pcx}}\right)^5 + \left(\frac{M_y}{M_{pcy}}\right)^5 \leq 1.0 \qquad (9)$$

M_x y M_y son los momentos que actúan en la sección considerada y M_{pcx} y M_{pcy} los momentos plásticos, reducidos por fuerza axial, correspondientes a flexión alrededor de x y y, que se calculan con las ecuaciones

$$M_{pcx} = 1.18\, M_{px}\left[1-(P/P_y)\right] \leq M_{px}$$

$$M_{pcy} = 1.19\, M_{py}\left[1-(P/P_y)^2\right] \leq M_{py}$$

en los que M_{px} y M_{py} son los momentos plásticos de la sección.

En secciones H en las que la relación del ancho del patín al peralte del alma está comprendida entre 0.5 y 1.0, ξ está dado por

$$\xi = 1.6 - \frac{P/P_y}{2\rho_n (P/P_y)}$$

donde ρ_n indica logaritmo natural.

La estabilidad entre puntos contraventeados se comprueba con la ecuación

$$\left(\frac{C_{mx} M_x}{M_{ucx}}\right)^{\eta} + \left(\frac{C_{my} M_y}{M_{ucy}}\right)^{\eta} \leq 1.0 \qquad (10)$$

M_x y M_y son los momentos mayores, aplicados en uno u otro extremo de la columna, y M_{ucx} y M_{ucy} son los momentos resistentes en flexión, disminuídos por pandeo lateral por flexotorsión, cuando éste es crítico.

$$M_{ucx} = M_{ux}\left[1-(P/P_u)\right]\left[1-(P/P_{ex})\right]$$

$$M_{ucy} = M_{py}\left[1-(P/P_u)\right]\left[1-(P/P_{ey})\right]$$

P_u es la carga crítica de pandeo inelástico de la columna (Por en la ec. 4), P_{ex} y P_{ey} las de pandeo elástico, M_{ux} el momento plástico para flexión alrededor de X, reducido por pandeo lateral cuando sea necesario (Mm, p. 36), y el exponente η vale

$$\eta = 0.4 + P/P_y + b_f/d \geq 1.0 \text{ , cuando } b_f/d \geq 0.3$$

$$\eta = 1.0 \text{ , cuando } b_f/d < 0.3$$

b_f y d son el ancho del patín y el peralte de la sección I o H.

Para utilizar las ecs. (9) y (10) en el diseño de columnas de marcos no contraventeados (sway frames) deben determinarse los momentos producidos por la carga última por medio de un análisis de segundo orden en el que se incluya el efecto $P\Delta$.

En la ref. 4.30 se recomienda que cuando se utilicen las ecs. 9 y 10 para determinar la resistencia de columnas en flexocompresión biaxial se tengan en cuenta las precauciones siguientes:

1. Las secciones deben dimensionarse de manera que las solicitaciones producidas por viento o sismo, que son reversibles, no ocasionenesfuerzos que sobrepasen el límite de fluencia nominal.

2. Las secciones deben dimensionarse de manera que las solicitaciones variables, ocasionadas por viento o sismo más carga vertical (con un factor de carga de 1.5 multiplicado por 0.7, o algo así, para tener en cuenta la probabilidad de ocurrencia) no ocasionen esfuerzos que excedan del límite de fluencia nominal del material.

3. Debe recordarse que el método se ha desarrollado suponiendo que no hay — pandeo local prematuro (secciones compactas).

En la ref. 4.16 se recomienda que la resistencia de las columnas en flexocompresión biaxial, ante fallas por inestabilidad, se determine con la ecuación

$$\frac{P}{P_{cr}} + \frac{C_{mx} M_x}{M_{cx}(1 - P/P_{ex})} + \frac{C_{my} M_y}{M_{py}(1 - P/P_{ey})} \leq 1.0 \qquad (11)$$

que es una extensión de la ec. (4).

COLUMNAS CARGADAS CICLICAMENTE. La información experimental sobre el comportamiento de elementos flexocomprimidos cargados cíclicamente que se posee en la actualidad es todavía bastante reducida, y se limita a secciones flexionadas alrededor de uno sólo de sus ejes centroidales y principales; se carece totalmente de información relativa a miembros en flexocompresión biaxial.

Se han ensayado especímenes aislados de sección transversal H de los tipos que se muestran en la Fig. 4.17 ; en las experiencias reportadas en las refs, 4.31 a 4.33 se ha utilizado la barra libremente apoyada con una carga aplicada en el centro del claro, y la pieza en voladizo con una fuerza horizontal en el extremo libre se ha empleado en las refs. 4.34 y 4.35; en todos los casos la fuerza transversal Q se aplica cíclicamente mientras la normal P se mantiene constante, cambiando su intensidad de un ensaye a otro para determinar cómo influye en el comportamiento de la columna.

Los incrementos de fuerza axial (que se expresa en general en la forma adimensional P/Py) producen siempre un efecto desfavorable en la respuesta de la columna, si se evitan los desplazamientos laterales, la falla se inicia siempre por pandeo local de los patines, que crece en ciclos sucesivos de carga y se extiende eventualmente al alma; la combinación de las dos formas de pandeo local ocasiona el colapso del miembro, precedido por un retorcimiento alrededor del eje longitudinal.

Los resultados obtenidos en la ref. 4.31 se resumen en la Fig. 4.18, en la que se muestra la relación entre las amplitudes de las deflexiones y el número de ciclos de carga que resiste la columna hasta la fractura, para dos valores de P/Py; cuando la fuerza axial crece disminuyen las amplitudes de las deflexiones y el número de ciclos que produce la falla.

En la ref. 4.34 se muestra que la capacidad de rotación disminuye cuando aumentan las relaciones ancho/grueso de patines y alma, o cuando crece la fuerza axial mi as se conservan fijas esas relaciones.

Como los estudios sobre columnas sometidas a cargas cíclicas en el intervalo inelástico distan mucho de ser completos, y no se conoce la influencia de su comportamiento en la respuesta de entrepisos de marcos rígidos, el diseño de éstos se hace, como ya se ha mencionado, de manera que las articulaciones plásticas se formen en las vigas mientras que las columnas se conserven básicamente en el intervalo elástico hasta el colapso (la única excepción la constituyen las articulaciones plásticas en sus bases). Sin embargo, la respuesta real de una estructura sometida a la acción simultánea de cargas gravitacionales y solicitaciones sísmicas es tan compleja que es imposible asegurar que durante temblores intensos no se formarán articulaciones plásticas en algunas columnas, aunque al hacer el diseño se haya tratado de evitarlas; varios son los factores que pueden ocasionar el comportamiento mencionado:

1. El diseño se hace siempre con las dimensiones de las secciones tabuladas en los manuales y tomando como base el esfuerzo de fluencia nominal del acero, y en perfiles reales tanto éste como aquellas difieren, a veces sustancialmente, de los valores teóricos; como una consecuencia, las resistencias reales pueden ser bastante

diferentes de las calculadas, y la combinación de un aumento de resistencia en una trabe con una disminución en la columna en que se apoya puede hacer que la articulación que teóricamente debería formarse en la primera aparezca en realidad en la segunda.

2. En el análisis y el diseño no suelen tenerse en cuenta las aceleraciones verticales de las masas del edificio, las que incrementan las fuerzas axiales en las columnas, con respecto a las calculadas, y hacen que disminuya su capacidad para resistir flexión.

3. Los efectos de los modos superiores de vibración, que suelen despreciarse, pueden también hacer que se formen articulaciones plásticas en algunas columnas.

Los factores mencionados son tan complejos y las incertidumbres ligadas con ellos tan grandes que no se pueden tener en cuenta explícitamente en el diseño, por lo que es importante reconocer la posibilidad de que se formen articulaciones plásticas en las columnas y prever el comportamiento correspondiente.

En la ref. 4.36 se reportan los resultados obtenidos estudiando experimentalmente seis subconjuntos formados por una columna y las dos vigas que conectan en ella, semejantes a los de las refs. 4.11, 4.12 y 4.37, sometidos a compresión constante y fuerzas horizontales cíclicas, cuyas vigas se sobrediseñaron deliberadamente para obligar a que las articulaciones plásticas se formasen en los extremos de las columnas; éstas se flexionan alrededor del eje de mayor momento de inercia en cuatro de los subconjuntos y del de menor en los otros dos. Tomando como base el número limitado de pruebas realizadas, se concluye que puede admitirse que se formen articulaciones plásticas en las columnas en las que P/P_y no excede de 0.5, ya que tienen un comportamiento satisfactorio, gracias en gran parte al endurecimiento por deformación, pero que deben evitarse cuando la fuerza axial excede de la mitad de P_y, pues se observó una disminución drástica de resistencia en especímenes con P/P_y de 0.6 y 0.8.

En la ref. 4.10 se llega a conclusiones semejantes en dos marcos, en uno de los cuales las columnas se flexionan alrededor del eje X mientras que en el otro el eje de flexión fué el Y; las relaciones P/P_y fueron 0.20 y 0.41, respectivamente.

En todas las columnas de las estructuras estudiadas en las refs. 4.10, 4.36 se empleó una sección W8x48, que tiene relaciones ancho/grueso de 14.4 en los patines y 16.3 en el alma; la esbeltez L/r_y de las columnas de la ref. 4.36 fué mucho menor que la máxima admisible para diseño plástico bajo carga estática, pero la de las columnas del marco de la ref. 4.10 flexionadas alrededor de X fué de 52, valor no muy alejado del máximo admisible en secciones H de acero A36 bajo momento variable producido por carga estática, que es 63.2. Aunque la información reportada es limitada, parece indicar que las columnas con relaciones de esbeltez usuales en edificios, cuyos patines y alma cumplen las relaciones ancho/grueso especificadas para diseño plástico, deben tener un comportamiento adecuado en marcos sometidos a efectos sísmicos, e incluso admitir la formación y rotación de articulaciones plásticas, siempre que fuerza de compresión no exceda de alrededor del cincuenta por ciento de P_y.

4.3.3 CONEXIONES. Las conexiones transmiten los elementos mecánicos, momentos flexionantes y fuerzas cortantes y normales, de las vigas a las columnas y viceversa, así como las fuerzas de las diagonales de contraventeo del marco propiamente dicho, con lo que se logra que todos los elementos de la estructura trabajen en conjunto. En este capítulo se considera únicamente el caso en que los marcos están provistos de juntas rígidas entre vigas y columnas, capaces de transmitir de unas a otras los elementos mecánicos íntegros que hay en ellas, de manera que los únicos desplazamientos lineales o angulares relativos entre sus extremos son los debidos a las deformaciones de la conexión.

En la Fig. 4.19 se muestran tres tipos de conexiones viga-columna que se emplean comúnmente en marcos de edificios, correspondientes al nivel superior, a una columna lateral y a una interior.

Aunque casi todos los estudios que se han realizado hasta ahora corresponden a marcos planos con las vigas unidas a los patines de las columnas (se ha efectuado también un número reducido de pruebas de laboratorio con especímenes en los que — llegan al alma), en estructuras reales casi siempre hay tres o cuatro vigas en dada conexión, que llegan a los patines y a los dos lados del almay y que forman parte - de los dos marcos planos que se cruzan en la columna.

Si la columna pasa corrida a través de la junta, que es lo más común en marcos de edificios, el diseño de la conexión consiste fundamentalmente en:

1. Proyecto de los medios de unión entre trabes y columna para transmitir a ésta los elementos mecánicos que hay en las secciones extremas de cada una de aquellas, utilizando soldadura o pernos de alta resistencia (los remaches no se usan en estructuras modernas); en juntas soldadas la unión puede realizarse en forma directa o por medio de placas soldadas a los patines, ángulos en el alma, etc.

2. Revisión de la columna para determinar si su resistencia y rigidez son adecuadas para soportar los elementos mecánicos que le transmiten las vigas, y, en su caso, 3. Diseño, de los refuerzos necesarios (atiesadores, placas adosadas al alma, etc).

El diseño de conexiones realizado de acuerdo con la práctica norteamericana — (refs 45 y 46) se basa en los resultados reportados en la ref. 439, en la que se determinan los factores que deben tenerse en cuenta, y la manera de satisfacerlos, para lograr un comportamiento satisfactorio de conexiones viga-columna de marcos rígidos con carga estática, diseñados plásticamente.

Se ensayaron conexiones de dos tipos, unas con dos vigas, soldadas a los patines de la columna, y otras con cuatro, que llegan a los patines y al alma. Las vigas se soldaron directamente a la columna en todos los casos, por que estas conexiones tienen ciertas ventajas económicas y funcionales y, además, al suprimir las placas en los patines y las ménsulas de asiento se eliminan algunas variables que dificultarían la determinación de esfuerzos y deformaciones en la zona de la conexión. Sin embargo, las fórmulas desarrolladas pueden utilizarse también cuando las fuerzas en los patines se transmiten a la columna por medio de placas.

Las vigas fueron iguales en todos los especímenes, trece en total, mientras que se variaron los perfiles de las columnas para simular las condiciones existentes en los niveles superiores, intermedios e inferiores; ~~de diez~~ diez especímenes estuvieron formados por un tramo de columna y dos vigas soldadas a sus patines, y a algunos de ellos se reforzaron con atiesadores horizontales colocados entre los patines de las vigas o con placas verticales adosadas al alma de la columna, o paralelas a ella, mientras que en otros no se colocó ningún refuerzo. Las cargas se aplicaron, en todos los casos, como se muestra en la Fig. 4.20 , y se incrementaron lentamente hasta la falla.

Tres de los especímenes se hicieron con cuatro vigas, dos conectadas a uno y otro lado del alma de la columna, pero cada uno de ellos idéntico en todo lo demás a uno de los del primer grupo, pues su objeto fué determinar la influencia de las vigas que llegan al alma; se encontró que las juntas del segundo tipo son más rígidas y resistentes que las del primero.

La compresión axial tuvo poca influencia en el comportamiento de las conexiones; las columnas no mostraron ningún indicio particular de falla bajo cargas de 1.65 veces la de trabajo, ni tampoco cuando al final de cada prueba se aumentaron al doble de las de trabajo, conservando al mismo tiempo las fuerzas finales en las vigas (las cargas de trabajo correspondieron a un esfuerzo axial medio de alrededor de 1000 Kg/cm^2; el acero empleado fué ASTM A7, con un límite de fluencia teórico de 2320 Kg/cm^2).

Una conexión es satisfactoria cuando puede desarrollar el momento plástico de las vigas mientras obra sobre la columna la compresión producida por las cargas correspondientes y tiene, además, capacidad de rotación suficiente para que se forme una segunda articulación plástica en la zona central de las vigas sin que disminuya su resistencia, o resistencia adecuada para permitir en la primera articulación las rotaciones necesarias para que aparezca la segunda.

Para determinar si el comportamiento es satisfactorio deben investigarse los puntos siguientes:

1. Resistencia de las regiones de la columna adyacentes a los patines en — tensión y compresión de las vigas, cuando no se colocan atiesadores.

2. Aumento de la resistencia de la conexión debido a la presencia de atiesadores.

3. Posibilidad de falla de la columna ocasionada por una combinación de esfuerzos normales y cortantes.

4. Efecto sobre el comportamiento de la conexión del par de vigas ligadas al alma de la columna.

5. Rotación requerida en las conexiones y capacidad de giro de las mismas.

Del estudio de los resultados experimentales se deduce que puede despreciarse el efecto de la carga axial en la columna, y que se obtienen resultados conservadores analizando y diseñando las conexiones de cuatro vigas como si no existiesen las que llegan por alma, pues éstas proporcionan una acción atiesadora que refuerza la conexión más que lo que la debilitan los esfuerzos triaxiales que se desarrollan en ella.

El punto 5 se ha investigado analítica y experimentalmente, y aunque la rotación requerida varía con la geometría de la estructura y las condiciones de carga, se ha calculado una rotación tipo, mayor que la necesaria en la mayoría de los casos; — todas las juntas ensayadas admiten rotaciones más grandes, bajo momento prácticamente constante. Además, si se le dá a la conexión la resistencia adecuada, la rotación necesaria para la formación del mecanismo de colapso se presenta en el extremo de - la viga adyacente a ella.

En la Fig. 4.21a se muestran esquemáticamente los momentos y fuerzas existentes en una junta interior de un marco con cargas verticales, y en la Fig. 4.21b se sustituyen los efectos que ocasiona una de los vigas por las fuerzas que aplican sus patines a la columna; se desprecian las fuerzas que actúan en el alma, cuya importancia es secundaria.

Las fuerzas que transmiten los patines a la columna se reparten en un área cada vez mayor, de manera que la intensidad de los esfuerzos disminuye al aumentar la distancia a la cara exterior; puede considerarse que los esfuerzos normales se distribuyen como se muestra en la Fig. 4.21 b , de manera que en la sección donde termina la curva de unión entre el patín y el alma de la columna cada una de las fuerzas es resistida por una porción del alma de longitud $t_b + 5k_c$, donde t_b es el grueso del patín de la viga y k_c la distancia del exterior de la columna a la sección definida arriba.

Si el producto del esfuerzo de fluencia por el área $w(t_b + 5k_c)$, donde w es el grueso del alma de la columna, es menor que la fuerza $A_f \sigma_y$ que transmite uno de los patines de la viga cuando se plastifica su sección extrema (A_f es el área del patín), la columna fluye plásticamente en tensión o compresión frente a los pat de la viga; además, pueden presentarse fallas prematuras por pandeo del alma en la zona comprimida o por fractura de la soldadura del patín en tensión, como se muestra en la Fig. 4.22 , en la que se ha dibujado la columna deformada, exagerando, para mayor claridad, la magnitud de las deformaciones.

Para evitar el flujo plástico del alma de la columna frente a cualquiera de los patines de la viga y la posible fractura en la zona de tensión, debe satisfacerse la condición

$$\sigma_y w (t_b + 5k_c) \geq A_f \sigma_y \qquad (12)$$

de manera que desde este punto de vista no hacen falta atiesadores si

$$w \geq A_f / (t_b + 5k_c) \qquad (13)$$

Si las vigas y la columna están hechas de aceros diferentes, sus esfuerzos de fluencia se conservan al pasar de la ec. (12) a la (13).

Además, para evitar el pandeo de la zona comprimida del alma debe cumplirse — también la condición expresada por la fórmula (14), ref. 4.15:

d_c en cm, σ_y en kg/cm²

$$w \geq d_c\sqrt{\sigma_y}/1509 \qquad (14)$$

d_c es el peralte del alma de la columna, medido entre los bordes de las curvas de transición.

La falla más común frente al patín de tensión suele producirse como se describe a continuación: el patín de la columna está compuesto por dos placas que pueden considerarse empotradas en tres de sus bordes, uno en contacto con el alma y dos normales a ella, a una distancia que se determina experimentalmente, y libre a lo largo del otro, cargadas con la fuerza existente en el patín de la viga, que permanece más o menos uniformemente repartida hasta que las placas alcanzan su resistencia última; cuando ésto sucede los bordes exteriores de los patines se curvan hacia fuera, causando una deformación excesiva en la parte central de la soldadura, en la parte central del patín de la columna adyacente a ella y en su unión con el alma, y la falla se presenta eventualmente por agrietamiento de alguna de esas regiones, generalmente la soldadura, cuando se agota su capacidad de fluír plásticamente y no puede seguir la deformación de los patines.

La resistencia total del patín de la columna es aproximadamente igual a la suma de las resistencias de las dos placas y la parte central, rígida, de ancho m (Fig. 4.22), adyacente al alma, que admite esfuerzos de intensidad σ_y ; teniendo ésto en cuenta y haciendo algunas hipótesis conservadoras, se obtiene una expresión con la que se calcula el grueso mínimo del patín de la columna para el que no se — necesitan atiesadores:

$$t_c = 0.4\sqrt{A_f} \qquad (15)$$

El factor 0.4 se ha obtenido para secciones H laminadas, y puede requerir modificación cuando la ec. (15) se aplique a perfiles hechos con tres placas soldadas.

En resumen, no se necesitan atiesadores frente a los patines comprimidos de -

las vigas si se satisfacen simultáneamente las ecuaciones (13) y (14), ni frente a los que están en tensión si se cumple la condición (13) y el grueso del patín de la columna es igual o mayor que el dado por la ec. (15); en caso contrario deben colocarse atiesadores de las dimensiones necesarias para que su resistencia, sumada a la de la columna, iguale a la fuerza aplicada por la viga. (De acuerdo con las especificaciones AISC, frente a los patines en tensión basta con reunir la ec. 15).

Cuando los momentos en las dos vigas de una conexión interior son de signos contrarios y de magnitudes considerablemente diferentes, o cuando son del mismo signo, como sucede en los niveles inferiores de edificios sometidos a efectos sísmicos, aparecen esfuerzos cortantes elevados en el tablero de alma de la columna comprendido entre los patines de las vigas, que pueden hacer que sea necesario reforzarlo.

En la Fig. 4.23 a se muestran los momentos y fuerzas cortantes y normales que actúan en una conexión interior típica, y en la Fig. 4.23 b se ha dibujado el diagrama de cuerpo libre del atiesador superior; las fuerzas horizontales que obran sobre él son la fuerza cortante en la columna superior, V_{col}, las que ejercen patines de las vigas, T_b y T_c, que son aproximadamente iguales a los momentos respectivos divididos entre el peralte, y la fuerza cortante en el alma, $\tau w d_c$, que debe resistir a las anteriores.

Por consiguiente,

$$\tau w d_c = \frac{M_b}{d_b} + \frac{M_c}{d_b} - V_{col}$$

Haciendo $\tau = \tau_y = \sigma_y/\sqrt{3}$ y despejando w se obtiene el grueso del alma necesario para resistir las fuerzas cortantes:

$$w = \frac{\sqrt{3}}{\sigma_y d_c}\left(\frac{M_b + M_c}{d_b} - V_{col}\right) \qquad (16)$$

Cuando el grueso del alma de la columna es menor que el calculado con la ec. (16), debe reforzarse por medio de placas adosadas o paralelas a ella o con atiesadores diagonal.

Si la columna es extrema, los momentos M_b y M_c se reducen a uno sólo.

En el Comentario de la ref. 415 se recomienda que el grueso mínimo del alma - para el que todavía no se requiere refuerzo se calcule con la ecuación

$$w = \frac{\sqrt{3}}{G_3} \frac{\Delta M}{0.95 d_b + 0.95 d_c} \qquad (17)$$

Se obtienen espesores 20 a 30 por ciento mayores que con la ec. (16), debido a que en la ec. (17) se incluyen factores de 0.95 en los peraltes de viga y columna y no se tiene en cuenta el efecto benéfico de la fuerza cortante en la columna.

Estudios posteriores han confirmado que las reglas propuestas en las especificaciones AISC (ref. 415), que son las que se acaban de desarrollar (con excepción de la ec. 16, que proviene de la ref. 416), son adecuadas para diseñar conexiones completamente soldadas, o con soldadura en los patines y ménsulas o placas verticales soldadas a la columna y ligadas al alma de la viga con pernos de alta resistencia, cargadas estáticamente; en la ref. 439, por ejemplo, se comprueba que las conexiones diseñadas así pueden utilizarse en diseño plástico, pues permiten que se alcance la carga plástica límite de las vigas y tienen rigidez elástica adecuada y capacidad de - rotación suficiente.

CONEXIONES VIGA-COLUMNA CARGADAS CICLICAMENTE. Para determinar el comportamiento bajo solicitaciones sísmicas de los diversos medios de unión que se utilizan en - conexiones viga-columna, se han efectuado experiencias de laboratorio con vigas en voladizo ligadas en un extremo a una columna y sometidas en el otro a cargas normales a su eje, de magnitud y sentido variables, aplicadas cíclicamente; las uniones se - han hecho con soldadura, pernos de alta resistencia o una combinación de ambos, y en las columnas se han utilizado perfiles de resistencia suficiente para que no ocurran fallas en ellas; en la mayoría de los casos la viga se ha conectado a un patín de la columna, pero en algunos la conexión se ha hecho por el alma (refs. 439, 440, 441 y 442).

Se ha estudiado también el comportamiento del tablero de columna comprendido entre los patines de las vigas, en los subconjuntos sometidos a cargas cíclicas a las refs.4.11, 4.12, 4.36 y 4.37.

En la ref. 4.9 se reportan los resultados obtenidos al ensayar 17 especímenes - de los tipos mostrados en las Figs. 4.24 y 4.25 ([redacted]) y 6 especímenes en los que la viga se conecta al alma de la columna.

Las conexiones en que los patines y el alma de la viga están soldados directamente a la columna, los primeros con soldaduras de penetración completa y la segunda con soldaduras de filete, fueron las más satisfactorias.

Se ensayaron además ocho especímenes adicionales, todos con los patines soldados directamente a la columna, dos de ellos con el alma también soldada, cinco con el — alma unida por medio de pernos de alta resistencia y uno sin ninguna liga entre alma de la viga y la columna (refs.4.10, 41); los especímenes con pernos tuvieron por - objeto determinar el comportamiento de este tipo de juntas, que se emplean con alguna frecuencia en estructuras reales, y el último, en el que no se conectó el alma de la viga, tuvo un carácter exploratorio.

Las conclusiones generales que se obtienen de las experiencias descritas son:

1. Todas las conexiones, incluyendo la que no se soldó en el alma*, desarrollaron resistencias superiores a las predichas por la teoría plástica simple, al mismo tiempo que transmitían fuerzas cortantes importantes; el endurecimiento por deformación contribuye significativamente a ese comportamiento muy satisfactorio.

2. Los diagramas histeréticos carga-deflexión producidos por cargas repetidas son muy estables en todas las juntas ensayadas, y se conservan sin cambio durante — ciclos consecutivos de la misma intensidad, lo que indica que las conexiones son muy

* Esto difiere del comportamiento de una conexión semejante reportada en la ref. 4.39 en la que, bajo carga estática exclusivamente, resistió solamente el 51% de la carga máxima predicha por la teoría plástica simple; aunque un solo espécimen no es concluyente, este resultado parece señalar que las juntas cargadas cíclicamente tienen un comportamiento superior al de otras iguales sin [illegible]

confiables y absorben una cantidad definida de energía en cada ciclo, para un desplazamiento prescrito (Figs 4.26 y 4.27).

3. Las curvas histeréticas de los especímenes conectados con pernos de alta resistencia en patines y alma tienen una forma característica (Fig. 4.28), ocasionada por el deslizamiento de las superficies de falla. También deslizaron los pernos colocados en el alma de juntas con patines soldados.

4. La capacidad de soportar cargas cíclicas severas parece asegurada en conexiones debidamente diseñadas y fabricadas; su capacidad intrínseca de absorción de energía es grande, y pueden resistir con seguridad adecuada un número de ciclos de carga aparentemente mayor que el que puede esperarse durante la vida útil de estructuras reales.

5. La calidad de la mano de obra y la inspección durante y después de la fabricación son de importancia fundamental para obtener buenos resultados; ésto fué puesto en evidencia por la falla prematura de dos especímenes con soldaduras defectuosas.

COMPORTAMIENTO DE LA ZONA DE LA COLUMNA COMPRENDIDA ENTRE LAS VIGAS (" PANEL ZONE") (refs.4.41, 4.42 y 4.43). La falla de una junta viga-columna puede deberse a aplastamiento o pandeo del alma de la columna, a distorsión de sus patines por flujo o pandeo por cortante del tablero de alma. Ya se han dado recomendaciones para diseño que evitan las tres primeras formas de falla; aunque deducidas para carga estática, se ha comprobado experimentalmente que las conexiones diseñadas de acuerdo con ellas tienen un comportamiento satisfactorio bajo carga cíclica. En lo que sigue se estudia la última forma de falla, y se dan recomendaciones de diseño para lograr un comportamiento correcto, desde ese punto de vista, en estructuras cargadas cíclicamente.

La respuesta de una junta viga-columna de un marco rígido sometido a la acción combinada de fuerzas verticales y horizontales queda representada adecuadamente por

un diagrama $\Delta M - \gamma_p^{av.}$, donde $\gamma_p^{av.}$ es la distorsión angular media de la conexión y ΔM es la suma de los momentos que le transmiten las dos vigas, o la única llega a la junta en columnas extremas.

La complejidad del problema hace que sea necesario recurrir a simplificaciones para trazar la curva mencionada, conservando únicamente los parámetros más importantes: resistencia al cortante del tablero, incluyendo placas de refuerzo paralelas al alma de la columna cuando las haya, resistencia de los elementos que rodean al tablero (la resistencia a la flexión de los patines de la columna y la rigidez en el plano de las almas de las vigas juegan un papel muy importante en el comportamiento post-elástico de las juntas), efectos benéficos de las fuerzas cortantes en las columnas, que tienen sentido contrario a las producidas por los momentos de las vigas, y efecto de la carga axial en la columna.

No se ha estudiado la influencia de los elementos de unión en el comportamiento del tablero de alma, pues todos los especímenes ensayados se han fabricado con vigas soldadas a las columnas, en alma y patines.

En las refs. 4.11, 4.12 , en las que se reportan los resultados obtenidos al ensayar ocho subconjuntos formados por una columna y dos vigas, sujetos a cargas cíclicas representativas de temblores severos, se estudia en detalle el comportamiento de los tableros de alma; en todas las conexiones se evitó el aplastamiento del alma de la columna y la distorsión de sus patines diseñándolas según las recomendaciones de las refs. 4.15 y 4.16, y colocando atiesadores horizontales cuando se necesitaron de acuerdo con ellas; el comportamiento de todas las juntas demostró, como se mencionó arriba, que las recomendaciones indicadas son válidas para estructuras cargadas cíclicamente, aunque se dedujeron originalmente para carga estática.

En dos especímenes de características representativas de los pisos superiores se revisó el tablero de alma utilizando el criterio basado en esfuerzos permisibles; de acuerdo con él no se necesitaron refuerzos en el alma, pero sí atiesadores entre patines superiores e inferiores de las vigas. Debido a distorsiones importantes del alma de la columna por cortante inelástico no se pudieron formar las articulaciones

plásticas de las vigas, lo que hizo que la resistencia lateral de los especímenes fuese baja, pues la junta constituyó un eslabón débil. Otros dos especímenes semejantes, reforzados con placas adosadas al alma de la columna o paralelas a ella, — tuvieron un comportamiento satisfactorio.

Los otros cuatro subconjuntos, característicos de niveles bajos, en los que la rigidez y resistencia de las columnas son grandes respecto a las de las vigas, no — requirieron refuerzos de ningún tipo, y las vigas pudieron desarrollar su momento - plástico completo.

Las deformaciones excesivas del tablero de alma de las dos primeras conexiones ocasionaron un cambio brusco en la curvatura de la columna al nivel de los atiesadores horizontales, que produjo a su vez dobleces locales en los patines acompañados - por concentraciones de esfuerzos elevadas, que llevaron a una fractura del material (Fig. 4.29).

En la Fig. 4.30 se reproducen diagramas histeréticos típicos de dos de las juntas; la A1 pertenece a un subconjunto representativo de un nivel superior, y la B1 a uno inferior; se ve en ellos que las conexiones son elementos muy dúctiles y - con una gran reserva de resistencia por encima de la iniciación del flujo plástico, que la disminución de rigidez en el intervalo inelástico es pequeña y gradual, y — que los ciclos histeréticos son muy estables, aún para distorsiones grandes. Todo ésto indica que las juntas detalladas cuidadosamente, en las que se evita el aplastamiento del alma y la distorsión de los patines de la columna por medio de atiesadores adecuados, y en las que todas las soldaduras se hacen correctamente, son elementos con gran capacidad de disipación de energía.

Los experimentos muestran claramente que para desarrollar la capacidad total de carga del subconjunto es indispensable que la resistencia de la junta sea igual o — mayor que la requerida para desarrollar la capacidad total de las vigas; sin embargo, conviene hacer el diseño de manera que haya cierta deformación plástica en las juntas mientras los miembros que llegan a ellas alcanzan su capacidad última, ya que es preferible que se presenten deformaciones plásticas reducidas en varios elementos estruc

turales a que se concentren en uno sólo; si las conexiones se hacen dominando - das se obliga a que toda la deformación plástica se presente en las vigas, y su -- capacidad de rotación puede agotarse antes de tiempo, a menos que las relaciones — ancho/grueso de patines y alma sean muy reducidas y las secciones soportadas lateral mente estén muy cerca unas de otras.

En las refs.41 y 42 se propone la ec. 18 para determinar el esfuerzo cortante medi en el tablero de alma:

$$\tau_{av.} = \frac{(\Delta M/d_b)(1-P)}{(d_c - t_c)w + 62.4\, I_{cc}/d_b^2} \qquad (18)$$

$P = V_{col} \cdot d_b/\Delta M$ corresponde a la acción benéfica de la fuerza cortante en las columnas, arriba y abajo de la junta, y los dos términos del denominador representan las resistencias al cortante del tablero y a la flexión de los patines de la columna; el segundo término es generalmente pequeño comparado con el primero, pero tiene cierta importancia cuando los patines de la columna son gruesos. Se recomienda hacer ΔM igual a la suma de los momentos plásticos resistentes de las dos vigas, para garantizar que se alcanzará la resistencia máxima de los miembros individuales antes de que haya una falla de la junta.

El efecto de la fuerza axial se tiene en cuenta, con buena precisión, calculando un esfuerzo de fluencia por cortante reducido, dado por

$$\bar{\tau}_y = \frac{\sigma_y}{\sqrt{3}} \sqrt{1 - \left(\frac{P}{P_y}\right)^2} \qquad (19)$$

De acuerdo con los estudios efectuados hasta ahora, esta ecuación es aplicable para $P/P_y \leq 0.5$.

Si τ_{av} es menor o igual que $\bar{\tau}_y$ no hay flujo plástico general del tablero y no hace falta reforzarlo; en caso contrario, deben colocarse placas adosadas al alma o paralelas a ella, que resistan el exceso de fuerza cortante.

4.5 DISEÑO DE MARCOS RIGIDOS. No se puede determinar la cantidad de energía que deberá absorber y disipar una estructura durante el temblor más intenso a que quedará sometida durante su vida útil, ni se sabe el número de ciclos de carga y descarga que tendrá que resistir; tampoco puede conocerse con exactitud la capacidad de rotación requerida en sus articulaciones plásticas ni, en general, el factor de ductilidad que deberá desarrollar cada uno de sus miembros.

En esas condiciones, la información con que se cuenta sobre la ductilidad y capacidad de absorción de energía de elementos aislados, vigas, columnas y conexiones, o de subconjuntos o marcos completos, no puede utilizarse en forma directa en el diseño. Sin embargo, sí se pueden diseñar las estructuras de manera que su respuesta ante solicitaciones sísmicas intensas sea la más adecuada, a la que correspondan la resistencia y capacidad de absorción de energía máximas posibles.

Para ello, cualquiera que sea el método de análisis y diseño, elástico o plástico, los perfiles de vigas y columnas deben escogerse de manera que tengan capacidades de rotación elevadas, y las juntas diseñarse para que no constituyan eslabones débiles; además, se buscará en general que las articulaciones plásticas ligadas con el mecanismo de colapso se formen en las vigas (con excepción de las que aparecen en las bases de las columnas), aunque se tomarán las medidas necesarias para que los extremos de las columnas puedan admitir rotaciones plásticas importantes sin que disminuya su resistencia.

Así, en estructuras en zonas sísmicas no se utilizarán, por ejemplo, trabes armadas aperaltadas formadas por placas delgadas, aunque desde un punto de vista elástico sean muy eficientes.

En todos los casos deben calcularse los desplazamientos relativos de entrepiso producidos por las solicitaciones de trabajo y la resistencia máxima de la estructura, para saber si los primeros no ocasionan daños excesivos en elementos no estructurales y conocer el coeficiente de seguridad respecto al colapso.

Una manera más conveniente de estudiar el comportamiento de una estructura bajo cargas de trabajo y cerca del colapso es utilizando un método elasto-plástico pa. determinar las curvas completas fuerza horizontal-desplazamiento correspondientes a los perfiles obtenidos en un diseño preliminar. Se cuenta con varios programas de computadora, algunos muy completos, para resolver el problema; sin embargo, hasta la fecha se han utilizado principalmente procedimientos simplificados, en los que la estructura se descompone en varios subconjuntos sencillos y relativamente fáciles de analizar, y se obtiene su respuesta como la suma de las de esos subconjuntos (refs. 4.43 a 4.45).

El método aproximado que más se ha utilizado, y que tiene probablemente más ventajas, es el de las refs. 4.44 y 4.45, con el que se determinan las curvas fuerza horizontal-desplazamiento lateral de entrepisos aislados de marcos rígidos; para ello se separa del resto de la estructura el entrepiso que se desea estudiar, sustituyendo las columnas superiores por sus acciones sobre los nudos, se descompone en una serie de subconjuntos, formados por una columna y la viga o vigas que llegan a ella, se obtiene la curva fuerza horizontal-desplazamiento de cada subconjunto y, finalmente, se superponen para determinar la del entrepiso completo.

En la forma en que se suele emplear, el método descrito subestima el efecto PΔ, pues en el cálculo de los desplazamientos laterales no se tienen en cuenta las deformaciones de las juntas; no es difícil incluírlas, sin embargo, ya sea efectuando un estudio preciso (ref. 4.46) o incrementando los desplazamientos Δ calculados en forma usual en un cierto porcentaje, que depende de la rigidez al cortante de las juntas.

Si en el diseño de vigas, columnas y conexiones, se tienen en cuenta los aspectos discutidos en las secciones anteriores, en lo que se refieren a relaciones ancho/grueso, contraventeo lateral, refuerzo de las conexiones, etc, el comportamiento bajo solicitaciones sísmicas de los marcos diseñados siguiendo este camino es satisfactorio, como lo demuestran los resultados experimentales reportados.

En las refs. 4.10 a 4.12, 4.16, 4.31 se comprueba que los subconjuntos y marcos completos diseñados de acuerdo con las normas AISC para diseño plástico, y hechos con juntas

viga-columna totalmente soldadas, son sumamente dúctiles y pueden admitir deformaciones inelásticas muy importantes cuando están sometidos a desplazamientos laterales repetidos y de sentido variable; además, su resistencia máxima bajo cargas verticales constantes y horizontales cíclicas excede considerablemente la que tienen cuando las fuerzas horizontales crecen monotónicamente, lo que se debe principalmente al endurecimiento por deformación y al efecto PΔ (ref.44). Por ejemplo, tres de los marcos de la ref.40 experimentaron deformaciones inelásticas 14 veces mayores que las producidas por las cargas de trabajo, que corresponden a un índice nominal de desplazamiento ("nominal drift index") de 0.043. En la ref.41 se recomienda que el diseño se haga de manera que aún bajo temblores extremos los índices de desplazamiento ("story drifts") permanezcan por debajo de 0.05, para evitar problemas de inestabilidad producidos por el efecto PΔ; para ello se sugiere que tanto las vigas como las columnas que concurren en cada nudo sean capaces de resistir el momento total que hay en él aumentado en 0.05 Ph, donde P es la fuerza de compresión en la columna y h su altura, y se recomienda que se eviten relaciones P/P_y demasiado altas.

Los ciclos histeréticos carga lateral-desplazamiento son sumamente reproducibles, aún para desplazamientos mucho mayores que los que corresponden a la carga máxima.

Es una práctica común limitar los desplazamientos de entrepiso, bajo condiciones de servicio, a valores comprendidos entre 0.0025 y 0.003h, que se pueden incrementar en 30 por ciento, aproximadamente, cuando en los desplazamientos calculados se incluyen las deformaciones de las juntas; los desplazamientos reales suelen ser menores, pues en los cálculos no se incluye generalmente el efecto rigidizador de elementos no estructurales como cubos de escaleras, muros divisorios, etc, ni la influencia de los losas u otros sistemas de piso.

Cuando el piso es una losa de concreto u otro sistema rígido y resistente, conviene diseñarlo y construirlo para que trabaje en conjunto con las vigas; se logra así que aumente la rigidez del sistema y disminuyan los desplazamientos laterales, al mismo tiempo que crece la resistencia de las vigas, cuando menos en algu-

nas secciones.

Al reconocer el trabajo de conjunto de las trabes y el sistema de piso se o tienen estructuras más económicas y se llega a una descripción más realista de su - comportamiento; por ejemplo, cambia la posición de algunas articulaciones plásticas, que pueden incluso formarse en las columnas en vez de en las vigas, como parecería si se tomase en cuenta únicamente la resistencia y rigidez de los elementos de acero (ref. 4.18).

4.6 CONTROL DE DESPLAZAMIENTOS. ("DRIFT CONTROL"). Cualquier control razonable de los desplazamientos de entrepiso evita la falla por inestabilidad de conjunto, aún en el intervalo inelástico, al limitar la intensidad de los momentos PΔ ; sin embargo, suele necesitarse un control más estricto para asegurar la integridad de las — conexiones y minimizar los daños no estructurales. La conservación de los desplazamientos laterales máximos por debajo de ciertos límites es, pues, esencial para lograr un comportamiento adecuado de cualquier edificio, y al efectuar el diseño debe t r se en cuenta que la manera en que se controlan los desplazamientos es fundamental - para obtener soluciones económicas y eficientes estructuralmente.

Los desplazamientos laterales de entrepiso son producidos por cinco factores principales:

1. Deformación, por flexión y cortante, de las columnas (Fig. 4.31a).

2. Rotación de los nudos, producida por las deformaciones elásticas e inelásticas de las vigas y de los medios de unión entre ellas y las columnas (Fig. 4.31b).

3. Distorsiones del tablero de las juntas (Fig. 4.31c).

4. Flexión de conjunto de la estructura, como un resultado de los cambios de longitud de las columnas.

5. Rotación del edificio como un conjunto.

En el cálculo de los desplazamientos debe incluirse el efecto PΔ , tanto b condiciones de trabajo como cerca del colapso.

En la Fig. 4.32 , tomada de la ref. 4.37, se muestran los desplazamientos totales

de las columnas de dos subconjuntos, y se indican las contribuciones de los tres primeros factores al desplazamiento. (El cambio de longitud de la columna no influye en las deformaciones de los subconjuntos ensayados en la referencia mencionada). Las contribuciones Δ_c, producidas por la deformación de las columnas, son muy pequeñas porque los especímenes ensayados se diseñaron de manera que las columnas se conservasen en el intervalo elástico durante todo el proceso de carga; en A2, que corresponde a un nivel superior y cuya conexión se diseñó elásticamente, predominan los desplazamientos ocasionados por la deformación de la junta, mientras que en B2, tomado de un nivel inferior, en el que el grueso del alma de la columna es mucho mayor, los desplazamientos más importantes son los producidos por las deformaciones de las vigas.

En los especímenes ensayados en la ref. 4.12 se manifiesta la misma tendencia que en B2, lo que indica que la importancia de los desplazamientos ocasionados por las deformaciones de las juntas disminuye drásticamente cuando se diseñan de manera que se satisfagan las condiciones expresadas por las ecs. 18 y 19.

Si las juntas no están atiesadas correctamente se producirán deformaciones del alma y los patines de las columnas, frente a los patines de las vigas, que sumadas a las deformaciones por cortante harán que aumenten todavía más los desplazamientos de los entrepisos.

Para controlar económicamente los desplazamientos laterales debe estudiarse cuál de las componentes puede disminuírse más con la menor cantidad de material adicional. Como los desplazamientos laterales son generalmente casi proporcionales a los cortantes y mano de obra en el de las vigas, suele ser más eficiente reducir los desplazamientos debidos a las deformaciones de las vigas que los ocasionados por las columnas, pero al hacerlo debe tenerse en cuenta que el aumento de resistencia de las vigas puede ser causa de que cuando se exceda la resistencia elástica de la estructura las articulaciones plásticas se formen en las columnas, lo que no suele ser conveniente.

Si se necesita reforzar los tableros de alma de las juntas para reducir su deformación, puede ser económico utilizar columnas más pesadas, con almas más

gruesas, [redacted] de colocar placas de refuerzo.

Una de las variables más importantes en el control de los desplazamientos laterales es el número de columnas que resisten la fuerza cortante total en cada entrepiso; si se aumentan las columnas aumentan también las juntas, pero cada una de ellas requiere menos soldadura, pues los patines de las vigas resultan más delgados; además, al aumentar la cantidad de columnas se reduce la longitud de las trabes y disminuye la componente del desplazamiento debida a sus deformaciones. Estas consideraciones llevan a las estructuras tubulares, con muchas columnas, muy juntas, en el perímetro, ligadas entre sí por vigas cortas y peraltadas, como una solución adecuada para edificios altos en zonas sísmicas.

En edificios de altura intermedia puede lograrse un control adecuado de los desplazamientos utilizando marcos contraventeados o muros de rigidez.

4.7 CONTRAVENTEO. Las estructuras construídas en zonas sísmicas tienen q' satisfacer, entre otros, dos requisitos fundamentales: los desplazamientos relativos de entrepiso producidos por sismos de intensidad moderada no deben sobrepasar ciertos límites, y su resistencia máxima tiene que ser la necesaria para que soporten sismos de intensidad elevada sin fallar ni sufrir daños estructurales excesivos; para ello se requiere que se satisfagan dos condiciones, una de rigidez bajo cargas de trabajo y otra de resistencia y capacidad de absorción de energía.

En estructuras formadas por marcos rígidos ordinarios es difícil satisfacer los dos requisitos simultáneamente, pues si se refuerzan hasta que los desplazamientos de entrepiso bajo cargas de trabajo queden dentro de límites admisibles se obtienen resistencias mucho mayores que las necesarias. 4.46

La rigidez lateral aumenta de una manera económica, sobre todo en edificios de altura media, colocando contraventeos en un cierto número de marcos, compatibles con los requisitos arquitectónicos y funcionales (por ejemplo, en los marcos extremos que haya muros y en el perímetro del área de elevadores, escaleras y baños); los marcos restantes se apoyan en los contraventeados a través de los diafragmas horizon

tales constituídos por los sistemas de piso. Conviene que los contraventeos se - coloquen en toda la altura, ininterrumpidamente, y pueden estar formados por elementos en X, en K o con alguna otra configuración.

Para fines de diseño, los marcos contraventeados se suelen tratar como si estuviesen formados por dos sistemas separados: un marco rígido ordinario, que soporta las cargas permanentes, y un sistema vertical de contraventeo que trabaja como una armadura y resiste las cargas horizontales, al mismo tiempo que proporciona la rigidez necesaria para evitar la inestabilidad de conjunto; las vigas y columnas - de las crujías contraventeadas son comunes a los dos sistemas. El contraventeo suele diseñarse como una armadura vertical con articulaciones en los nudos, [redacted] que debe resistir las fuerzas horizontales más el efecto $P\Delta$, así como - proporcionar rigidez adecuada bajo cargas de trabajo y evitar el pandeo de conjunto cuando actúan sobre la estructura las cargas verticales factorizadas.

En la ref.4.16 se estudia el contraventeo en X y se proporcionan fórmulas para determinar el área de las diagonales, de manera que satisfagan las condiciones mencionadas, y en la ref.4.17 se resuelve el mismo problema para contraventeo en K; en las dos referencias se utilizan fuerzas estáticas horizontales equivalentes a las - solicitaciones producidas por viento o sismo, y en ninguna de ellas se estudian — efectos dinámicos.

Para determinar la respuesta sísmica de un marco contraventeado por superposición de la del marco propiamente dicho y la de los elementos de contraventeo se necesita conocer el comportamiento de éstos, por lo que se han realizado experiencias de laboratorio con barras rectas sometidas a tensiones y compresiones alternadas.

En la Fig. 4.33 se describe el comportamiento de una barra de esbeltez moderada, articulada en los dos extremos, con una fuerza axial que es inicialmente de tensión, cambia a compresión, y vuelve a ser finalmente de tensión; para trazar la curva se supone que la barra se pandea cuando la compresión alcanza el valor predicho por la teoría de Euler, P_{cr}, o el límite plástico, P_y.

Al aplicar una tensión creciente la barra se alarga elásticamente desde el origen hasta 1, y bajo carga P_3 constante hasta 2; después de este punto empieza a disminuir la tensión axial, que llega a cero y se convierte en compresión. El miembro se conserva recto hasta que se pandea elásticamente en 3, y se deforma lateralmente hasta que aparece una articulación plástica en el centro, producida por la acción combinada de la fuerza normal P y el momento $P\delta$. Los acortamientos posteriores ocasionan aumentos de los desplazamientos laterales y disminución de la fuerza axial necesaria para que la articulación siga girando, curva 4-5; en 5 cambia la dirección de la deformación axial, y el miembro actúa elásticamente hasta llegar a 6, donde la fuerza axial y el momento se anulan, pero subsiste una deformación axial residual debida a que el eje no recupera la forma recta inicial. Al volver a aplicar fuerzas de tensión aumentan los momentos en la barra hasta que se forma de nuevo la articulación plástica, punto 7, ahora en flexo-tensión, que gira mientras la pieza continúa enderezándose, y crece la tensión hasta regresar eventualmente punto 2.

El comportamiento determinado experimentalmente concuerda bastante bien con el que se acaba de describir, como lo demuestran las curvas de la Fig. 4.34 , que se han obtenido con una barra sometida a ciclos consecutivos de fuerzas alternadas de tensión y compresión, en los que se mantienen constantes las deformaciones. [4.51]

Las experiencias realizadas con miembros aislados indican que la fuerza de compresión máxima (carga de pandeo) disminuye al aumentar el número de ciclos, que los miembros cortos tienen mayor capacidad de absorción de energía que los largos y que la respuesta histerética es casi igual a la estática. [4.51 a 4.53]

En la ref. 4.54 se demuestra que los resultados predichos analíticamente y los obtenidos experimentalmente concuerdan bastante bien en los primeros ciclos de carga, excepto en las regiones en que las fuerzas de tensión y compresión son máximas; además, la precisión de los métodos analíticos disminuye en ciclos subsecuentes, a causa, aparentemente, de las dificultades para tomar en cuenta los cambios de longitud

del espécimen; esto hace pensar que tal vez sea conveniente desarrollar relaciones fuerza-deformación empíricas.

En este campo se necesita considerable trabajo experimental y analítico adicional.

Se han efectuado también estudios sobre contraventeos compuestos por dos diagonales cruzadas [4.55] y sobre marcos de un piso y una crujía provistos de contravientos de distintos tipos, con carga vertical constante y horizontal cíclica, para comparar su respuesta con la de marcos similares no contraventeados y determinar las soluciones más eficientes; las relaciones carga-deformación propuestas para contraventeos sencillos pueden aplicarse a los dobles, o a marcos contraventeados, aplicando el método de superposición. [4.56, 4.57, 4.60]

Finalmente, se cuenta con algunas investigaciones analíticas [4.58, 4.59] en las que se ha determinado la respuesta elasto-plástica de marcos contraventeados de varios pisos, sometidos a registros de temblores reales; se ha encontrado que en general experimentan desplazamientos menores y menos actividad plástica en vigas y columnas que los no contraventeados, y que las diagonales diseñadas con los métodos recomendados en los códigos resultan demasiado esbeltas y fluyen antes que las vigas, de manera que los marcos contraventeados diseñados en forma usual son muy eficientes para resistir las fuerzas estáticas especificadas en los códigos, pero tienen una capacidad de absorción de energía reducida. Para contrarrestar parcialmente esas desventajas es frecuente que se especifique que las diagonales se diseñen con fuerzas mayores que las calculadas. [4.63]

Para que los marcos contraventeados tengan capacidad de absorción de energía adecuada debe hacerse un diseño balanceado, que produzca estructuras en las que contraventeos y vigas entren simultáneamente en el intervalo inelástico, con lo que se obtienen las ventajas del contraventeo, mayor rigidez y resistencia con costo reducido, mientras se conserva una capacidad de absorción de energía elevada. Al efectuar el diseño de esta manera los elementos de contraventeo resultan mucho más robustos que los que se obtienen al aplicar las reglas de las refs. 4.15, 4.16, 4.49.

Para incrementar la capacidad de absorción de energía del sistema de ha propuesto introducir excentricidades calculadas en las uniones de las diagonales, de manera que entre ellas y las columnas queden tramos de viga libres, sometidos predominantemente a flexión, en los que se forman articulaciones plásticas. Todavía no se ha utilizado este método en estructuras reales, aparentemente, pero se han efectuado estudios analíticos bastante completos y algunos experimentales, que indican que el concepto es prometedor. 44,462

4.8 DIAFRAGMAS. En algunos edificios construídos en los últimos tiempos en el Reino Unido y en los U.S.A. se ha utilizado la lámina de acero acanalada en fachadas y muros divisorios interiores [redacted] pues presenta ventajas estéticas, de ligereza, economía y facilidad de construcción.

Apenas que se tomen precauciones especiales para desligarlos, la deformación de los canceles de lámina durante un temblor debe ser compatible con la de la estructura, de manera que reciben una parte de las solicitaciones sísmicas proporcional a s - gidez.

Como la distancia entre columnas suele ser mayor que la altura de entrepiso, las láminas se colocan con las canales en posición vertical, para que resistan las fuerzas normales a su superficie, producidas por el viento, por ejemplo, trabajando en el - sentido corto. La conexión con las vigas y columnas de la estructura se hace por medio de elementos perimetrales diseñados para transmitir fuerzas cortantes en el plano del tablero, mientras se reduce a un mínimo la transmisión de fuerzas verticales, - para evitar el pandeo por compresión de la lámina de acero. En la Fig. 4.35 se muestra un cancel de lámina, en elevación, y un posible detalle de liga con la viga superior, que trabaja de la manera deseada.

El tablero de lámina se liga a los miembros perimetrales por medio de soldaduras de filete colocadas entre la canal y los elementos planos de la lámina, a uno y lado de ésta (o de un solo lado si se emplean ángulos como elementos perimetrales), y las láminas se unen entre sí con soldaduras verticales, [redacted]

Para valuar la contribución de los canceles de lámina a la respuesta sísmica del edificio se necesita contar con métodos para obtener su rigidez y resistencia, de manera que se puedan calcular las fuerzas sísmicas que actuarán en ellos y determinar si pueden soportarlas con un coeficiente de seguridad adecuado contra la falla; como sucede siempre en diseño sísmico, las dos propiedades deben estar adecuadamente balanceadas, para obtener los beneficios máximos sin poner en peligro la estabilidad del elemento.

Se han efectuado estudios teóricos y experimentales para determinar la rigidez y resistencia de los tableros de lámina acanalada. 4.64 a 4.67

La flexibilidad de un diafragma completo es la suma de las flexibilidades debidas a la distorsión de las canales de la lámina, a la deformación por cortante del diafragma y a los movimientos y deformaciones de los elementos de liga con las vigas y columnas del marco, y de las soldaduras que ligan las diferentes láminas entre sí; la falla puede presentarse por desgarramiento de la lámina en las uniones de los bordes, ruptura de las soldaduras en las juntas verticales, flujo plástico, inestabilidad de los elementos perimetrales o falla del tablero por pandeo producido por cortante.

En las refs. 4.64, 4.66 y 4.67 se estudian los distintos factores que intervienen en la flexibilidad y resistencia del conjunto y se dan fórmulas para evaluarlos, y en la ref. 4.65 se investiga el pandeo elástico por cortante y se proporcionan expresiones simplificadas para determinar la resistencia correspondiente. Este tipo de falla es importante porque representa la resistencia máxima que puede proporcionar un diafragma dado, por lo que en muchos casos puede ser conveniente diseñar los elementos de unión de las láminas entre sí y del conjunto con la estructura de manera que no fallen prematuramente, para que la resistencia del diafragma sea la correspondiente al pandeo por cortante.

En la referencia 4.68 se propone que las fuerzas sísmicas sean resistidas por los marcos, haciendo su análisis y diseño en forma ordinaria, y los canceles divisorios se empleen únicamente para reducir los desplazamientos laterales a valores -

aceptables; así, la seguridad de la estructura no depende de los canceles, pero éstos son fundamentales para que su comportamiento en condiciones de servicio sea adecuado; más adelante, cuando el conjunto diafragma-marco se haya estudiado más a fondo, convendrá seguramente utilizar también la resistencia de los canceles, para obtener diseños más económicos.

Calculando la rigidez de los canceles con el método del elemento finito, en la ref.4.68 se determinan los desplazamientos producidos por un sistema de fuerzas horizontales en un marco de tres crujías y veintisois niveles, suponiendo primero que el marco las resiste en su totalidad y colocando después diafragmas hechos con lámina de tres calibres diferentes, 12, 16 y 20, en el entrecje central, en toda la altura. Los diafragmas reducen los desplazamientos laterales a una fracción comprendida entre el 45 y el 65%, aproximadamente, de los del marco no rigidizado, que se mantiene prácticamente constante en toda la altura. (Los desplazamientos horizontales totales del nivel superior son de 10.09" en el marco, 5.89" (56%) cuando se emplea lámina del nº 20, y 5.28" (52%) y 4.74" (47%) cuando las láminas son del calibre 16 y 12, respectivamente).

4.9 OTRAS ESTRUCTURAS. El estudio de su comportamiento bajo temblores reales y las investigaciones teóricas y experimentales realizadas hasta la fecha, indican que los marcos rígidos de acero, contraventeados o no, constituyen sistemas estructurales capaces de resistir las solicitaciones producidas por sismos intensos y de disipar grandes cantidades de energía, gracias principalmente a que pueden admitir deformaciones inelásticas muy importantes sin pérdida de resistencia. Aunque algunos puntos requieren más estudios, todo parece indicar que se obtienen resistencia y ductilidad suficientes analizando los marcos con métodos elásticos o plásticos, diseñándolos de manera que la mayoría de las articulaciones plásticas asociadas con el mecanismo eventual de colapso se formen en las vigas, y cumpliendo los requisitos sobre relaciones ancho/grueso y contraventeo lateral que se especifican para diseño plástico de estructuras cargadas estáticamente.

Las condiciones mencionadas se pueden satisfacer sin dificultades especiales en edificios urbanos para oficinas o departamentos, pero no en otros tipos de estructuras de acero, tales como tanques elevados o chimeneas.

Los tanques elevados soportados por una estructura tridimensional formada por cuatro o más columnas ligadas entre sí con puntales horizontales y diagonales cruzadas esbeltas, que trabajan únicamente en tensión, constituyen un sistema estructural cuyo comportamiento en temblores pasados ha sido con frecuencia poco satisfactorio; la falla de una de las diagonales o de alguna de sus conexiones, generalmente en la parte superior de la torre, ocasiona una pérdida de simetría en la estructura resistente que origina momentos de torsión importantes y el colapso por flexión de las columnas que limitan el tablero; puesto que en estas estructuras es difícil obtener niveles apreciables de ductilidad, deben diseñarse para que resistan fuerzas sísmicas altas conservándose en el intervalo elástico, y las diagonales y sus uniones deben dimensionarse con coeficientes de seguridad elevados.

En chimeneas y otras torres altas autosoportadas de acero es importante evitar el pandeo de las paredes, que son generalmente de espesor relativamente pequeño. — Además, como es probable que las solicitaciones producidas por temblores intensos — excedan las utilizadas en el diseño, debe esperarse que partes de la estructura fluyan plásticamente, y conviene concentrar las deformaciones plásticas en elementos que no ocasionen la falla de la estructura y que, en caso necesario, sean fácilmente reemplazables. Los más convenientes son los pernos de anclaje, que deben hacerse de longitud suficiente para permitir deformaciones plásticas bajo las tensiones máximas — producidas por el momento de volteo, y que se construyen de manera que puedan ser — sustituídos en caso necesario, lo que se logra anclándolos en elementos especiales — ahogados en el cimiento de concreto, de los que se desprenden haciéndolos girar.

4.9 FALLA FRAGIL Y DESGARRAMIENTO LAMINAR ("LAMELLAR TEARING"). La fractura frágil es más frecuente en las estructuras soldadas que en las que se fabrican con conectores mecánicos, debido a una combinación de posibles defectos en las soldaduras, esfuerzos residuales elevados, y continuidad, que reduce la posibilidad de que se detenga la propagación de las grietas. Durante la fabricación y el montaje deben tomarse las medidas necesarias para reducir a un mínimo los fenómenos que pueden ocasionar comportamiento frágil, y si las condiciones son — especialmente severas deben utilizarse aceros con propiedades adecuadas a bajas temperaturas.

La soldadura de perfiles laminados o de placas para transmitir fuerzas en la dirección perpendicular a su grueso (Fig. 4.36) debe hacerse con especial — cuidado, ya que puede producir desgarramiento laminar del material. La resistencia del acero determinada normalmente al grueso es similar a la longitudinal o transversal, pero su capacidad de deformación en esa dirección es frecuentemente tan solo ligeramente superior a la correspondiente al límite de elasticidad.

El desgarramiento laminar se presenta en placas muy restringidas, en la superficie de contacto entre inclusiones no metálicas microscópicas y el acero que las rodea, debido a la incapacidad de éste para admitir las deformaciones en la dirección normal al grueso impuestas por la contracción de soldaduras. Puede presentarse en placas de cualquier espesor, pero es mucho más frecuente en las gruesas, porque en ellas se depositan soldaduras más grandes, que se contraen más al enfriarse.

La experiencia enseña que el desgarramiento laminar no aparece casi nunca en placas de grueso menores de 20 a 25mm, aunque ha habido algunas excepciones (ref. 4.69). La consideración de diseño más importante consiste en reducir a un mínimo las deformaciones normales al grueso de las placas que se presentan en áreas localizadas.

En la Fig. 4.37 se muestran detalles que pueden ocasionar el fenómeno en estudio, y se dán algunas ideas referentes a cómo mejorarlos.

4.1 Degenkolb, H.J., "Design of Earthquake-Resistant Structures – Steel Frame Structures", in Earthquake Engineering, R.L. Wiegel, editor, Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, N.J. (1970)

4.2 Galambos, T.V., "Structural Members and Frames", Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, N.J. (1968)

4.3 Lee, G.C., and Galambos, T.V., "Post-Buckling Strength of Wide-Flange Beams", Journal of the Engineering Mechanics Division, Proceedings, American Society of Civil Engineers, Vol. 88, N° EM1 (196

4.4 Lee, G.C., Ferrara, A.T., and Galambos, T.V., "Experiments on Biaxial Wide-Flange Beams", Bulletin N° 99, Welding Research Council, New York (1964)

4.5 Lukey, A.F., Smith, D.J., Hosain, M.U., and Adams, P.F., "Experiments on Wide-Flange Beams under Moment Gradient", Bulletin N° 142, Welding Research Council, New York (1969)

4.6 Lay, M.G., "Flange Local Buckling in Wide-Flange Shapes", Journal of the Structural Division, Proceedings, American Society of Civil Engineers, Vol. 91, N° ST6 (1965).

4.7 Lay, M.G., and Galambos, T.V., "Inelastic Beams under Moment Gradient", J. Str. Div., Proc. ASCE, Vol. 93, N° ST1 (1967).

4.8 Bertero, V.V., and Popov, E.P., "Effect of Large Alternating Strains of Steel Beams", J. Str. Div., Proc. ASCE, Vol. 91, N° ST1 (1965)

4.9 Popov, E.P., and Pinkney, L.B., "Cyclic Yield Reversal in Steel Building Connections", J. Str. Div., Proc. ASCE, Vol. 95, N° ST3 (1969).

4.10 Carpenter, L.D., and Lu, L.W., "Reversed and Repeated Load Tests of Full-Scale Steel Frames", Bulletin N° 24, American Iron and Steel Institute, New York. (1973).

4.11 Krawinkler, H., Bertero, V.V., and Popov, E.P., "Inelastic Behavior of Steel Beam-to-Column Subassemblages", Report N° EERC 71-7, Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California, Berkeley, Cal. (1971).

4.12 Bertero, V.V., Krawinkler, H., and Popov, E.P., "Further Studies on Seismic Behavior of Steel Beam-Column Subassemblages", Report N° EERC 73-27, Earth. Eng. Res. Center, College of Engr., Univ. of California, Berkeley, Cal. (1973).

4.13 Galambos, T.V., and Lay, M.G., "Studies on the Ductility of Steel Structures", J. Str. Div., Proc. ASCE, Vol. 91, N° ST6 (1965)

4.14 Lay, M.G., and Galambos, T.V., "Inelastic Steel Beams under Uniform Moment", J. Str. Div., Proc. ASCE, Vol. 91, N° ST6 (1965).

4.15 Newmark, N.M., and Rosenblueth, E., "Fundamentals of Earthquake Engineering", Prentice-Hall Inc., Englewood Cliffs, N.J. (1971).

4.16 "Specification for the Design, Fabrication and Erection of Structural Steel for Buildings" and Commentary to the Specification, American Institute of Steel Construction (1969), with Supplement N° 1, June 3.

(Sigue a la vuelta →)

of Engineering Practice N° 41, 3rd Edition (1971)

4.17 Ketter, R.L., "Stability of Beam-Columns above the Elastic Limit", Proceedings ASCE, Vol. 81, Separate N° 692 (1955).

4.18 Galambos, T.V., and Ketter, R.L., "Columns under Combined Bending and Thrust", Transactions, American Society of Civil Engineers, Vol. 126, Part. 1 (1961).

4.19 Galambos, T.V., Lecture 10, "Plastic Design of Multi-Story Frames-Lecture Notes", Fritz Engineering Laboratory Report N° 273.20, Lehigh University, Bethlehem, Pa (1965)

4.20 Ojalvo, M., and Fukumoto, Y., "Nomographs for the Solution of Beam-Columns Problems", Bulletin N° 73, Welding Research Council, New York (1962)

4.21 Galambos, T.V., and Lay, M.G., "Studies on the Ductility of Steel Structures", J. Str. Div., Proc. ASCE, Vol. 91, N° ST4 (1965)

4.22 Galambos, T.V., Adams, P.F., and Fukumoto, Y., "Further Studies on the Lateral-Torsional Buckling of Steel Beam-Columns", Bulletin N° 115, Welding Research Council, New York (1966).

4.23 Baker, J.F., Horne, M.R., and Heyman, J., "The Steel Skeleton", Vol. 2, Cambridge University Press, Cambridge, England (1956)

4.24 "Joint Committee Report on Fully Rigid Multi-Storey Welded Steel Frames", The Institution of Structural Engineers, London, England (1969)

4.25 "Joint Committee's Second Report on Fully Rigid Multi-Storey Welded Steel Frames", The Institution of Structural Engineers, London, England (1971).

4.26 Santathadaporn, S., and Chen, W.F., "Interaction Curves for Sections under Combined Biaxial Bending and Axial Forces", Bulletin N° 148, Welding Research Council, New York (1970).

4.27 Chen, W.F., and Atsuta, T., "Interaction Equations for Biaxially Loaded Sections", J. Str. Div., Proc. ASCE, Vol. 98, N° ST5 (1972)

4.28 Santathadaporn, S., and Chen, W.F., "Analysis of Biaxially Loaded Steel H-Columns", J. Str. Div., Proc. ASCE, Vol. 99, N° ST3 (1973)

4.29 Tebedge, N., and Chen, W.F., "Design Criteria for H-Columns under Biaxial Loading", J. Str. Div., Proc. ASCE, Vol. 100, N° ST3 (1974)

4.30 Springfield, J., "Design of Columns Subject to Biaxial Bending", Engineering Journal, American Institute of Steel Construction, Vol. 12, N° 3 (1975)

4.31 Yamada, M., "Low Cycle Fatigue Fracture Limits of Various Kinds of Structural Members Subjected to Alternately Repeated Plastic Bending under Axial Compression as an Evaluation Basis of Design Criteria for Aseismic Capacity", Proceedings, Fourth World Conference on Earthquake Engineering, Santiago, Chile (1969).

4.32 Yamada, M., "Effect of Cyclic Loading on Buildings", State of Art Report N° 6, Technical Committee, International Conference on Planning and Design of Tall Buildings, Lehigh University, Bethlehem, Pa (1972).

subjected to Repeated Loading", Preprints, Sixth World Conf. on Earth. Eng., New Delhi, India (1977).

4.34 Mitani, I., Makino, M., and Katsui, C., "Influence of Local Buckling on Cyclic Behavior of Steel Beam-Columns", Preprints, Sixth World Conf. on Earthquake Eng., New Delhi, India (1977)

4.35 Kato, B., and Akiyama, H, "Inelastic Bar Subjected to Thrust and Cyclic Bending", J. Str. Div., Proc. ASCE, Vol. 95, N° ST1 (1969).

4.36 Popov, E.P., Bertero, V.V., and Chandramouli, S., "Hysteretic Behavior of Steel Columns", Report N° EERC 75-11, Earth. Eng. Res. Center, College of Eng., Univ. of California, Berkeley, Cal. (1975).

4.37 Bertero, V.V., Popov, E.P., and Krawinkler, H., "Beam-Column Subassemblages under Repeated Loading", J. Str. Div., Proc. ASCE, Vol. 98, N° ST5 (1972)

4.38 Graham, J.D., Sherbourne, A.N., Khabbaz, R.N., and Jensen, C.D., "Welded Interior Beam-to-Column Connections", American Institute of Steel Construction (1959).

4.39 Parfitt, J., Jr, and Chen, W.F., "Tests of Welded Steel Beam-to-Column Moment Connections", J. Str. Div., Proc. ASCE, Vol. 102, N° ST1 (1976).

4.40 Popov, E.P., and Stephen, R.M., "Cyclic Loading on Full-Size Steel Connections", Report N° EERC 70-3, Earth. Eng. Res. Center, College of Eng., Univ. of California, Berkeley, Cal. (1970).

4.41 Popov, E.P., and Bertero, V.V., "Cyclic Loading of Steel Beams and Connections", J. Str. Div., Proc. ASCE, Vol. 99, N° ST6 (1973)

4.42 Krawinkler, H., Bertero, V.V., and Popov, E.P., "Shear Behavior of Steel Frame Joints", J. Str. Div., Proc. ASCE, Vol. 101, N° ST 11 (1975)

4.43 Popov, E.P., "Low-cycle Fatigue of Steel Beam-to-Column Connections", RILEM-Instituto de Ingeniería, Mexico City (1966).

4.43 Daniels, J.H., and Lu, L.W., "The Subassemblage Method of Designing Unbraced Multi-Story Frames", Fritz Eng. Lab. Report 273.37, Lehigh University, Bethlehem, Pa (1966)

4.44 de Buen, O., "A Modification to the Subassemblage Method of Designing Unbraced Multi-Story Frames", Engineering Journal, American Institute of Steel Construction, Vol. 6, N°4 (1969).

4.45 Powell, G.H., and M.B. El Hafez, "Subassemblage Concept for Tall Frame Analysis", J. Str. Div., Proc. ASCE, Vol. 100, N° ST8 (1974)

4.46 Becker, R., "Panel Zone Effect on the Strength and Stiffness of Steel Rigid Frames", Eng. J., AISC, Vol. 12, N°1 (1975)

4.47 Kato, B., and Lu, L.W., "Instability Effects under Dynamic and Repeated Load", State of Art Report N°3, Technical Committee 16, International Conference on Planning and Design of Tall Buildings, Lehigh University, Bethlehem, Pa (1972).

Proceedings, Fourth World Conf. on Earth. Eng., Santiago, Chile (1969)

4.49 "Plastic Design of Braced Multi-Story Steel Frames", American Iron and Steel Institute, New York (1968)

4.50 Wakabayashi, M., "Frames under Strong Impulsive, Wind or Seismic Loading", S. ... of Art Report N° 6, Technical Committee N° 15, International Conference on Planning and Design of Tall Buildings, Lehigh University, Bethlehem, Pa (1972)

4.51 Shibata, M., Nakamura, T., Yoshida, N., Morino, S., Nonaka, T., and Wakabayashi, M., "Elasto-Plastic Behavior of Steel Braces under Repeated Axial Loading", Proceedings, Fifth World Conf. on Earth. Eng., Rome, Italy (1979)

4.52 Kahn, L.F., and Hanson, R.D., "Inelastic Cycles of Axially Loaded Steel Members", J. Str. Div., Proc. ASCE, Vol. 102, N° ST5 (1976)

4.53 Wakabayashi, M., Matsui, C., and Mitani, I., "Cyclic Behavior of a Restrained Steel Brace under Axial Loading", Preprints, Sixth World Conf. on Earth. Eng., New Delhi, India (1977)

4.54 Higginbotham, A.B., and Hanson, R.D., "Axial Hysteretic Behavior of Steel Members", J. Str. Div., Proc. ASCE, Vol. 102, N° ST7 (1976)

4.55 Wakabayashi, M., Nakamura, T., Shibata, M., Yoshida, N., and Masuda, H., "Hysteretic Behavior of Steel Braces Subjected to Horizontal Load due to Earthquake", Pre... ..., Sixth World Conf. on Earth. Eng., New Delhi, India (1977)

4.56 Wakabayashi, M., Matsui, C., Minami, K., and Mitani, I., "Inelastic Behavior of Steel Frames Subjected to Constant Vertical and Alternating Horizontal Loads", Proceedings, Fifth World Conf. on Earth. Eng., Rome, Italy (1979)

4.57 Tanabashi, R., Kaneta, K., and Ishida, T., "On the Rigidity and Ductility of Steel Bracing Assemblage", Proceedings, Fifth World Conf. on Earth. Eng., Rome, Italy (1979)

4.58 Goel, S.C., and Hanson, R.D., "Seismic Behavior of Multistory Braced Steel Frames", J. Str. Div., Proc. ASCE, Vol. 100, N° ST1 (1974)

4.59 Anderson, J.C., "Seismic Behavior of K-Braced Framing Systems", J. Str. Div., Proc. ASCE, Vol. 101, N° ST10 (1975)

4.60 Yamada, M., Tsuji, B., and Nakanishi, S., "Elasto-Plastic Behavior of Braced Frames under Cyclic Horizontal Loading", Preprints, Sixth World Conf. on Earth. Eng., New Delhi, India (197...

4.61 Wyllie, L.A., Jr., and Degenkolb, H.J., "Improving the Seismic Response of Braced Fra... ", Preprints, Sixth World Conf. on Earth. Eng., New Delhi, India (1977)

4.62 Koldjian, M.J., "Inelastic Cyclic Response of Split K-Braced Frames", Preprints, Sixth World Conf. on Earth. Eng., New Delhi, India (1977). 6-4

4.63 "Uniform Building Code", 1976 Edition, International Conference of Building Officials, Whittier, Cal. (1976)

4.64 Bryan, E.R., "The Stressed Skin Design of Steel Buildings", Constrado Monographs, Crosby Lockwood Staples, London, England (1972)

4.65 Easley, J.T., "Buckling formulas for Corrugated Metal Shear Diaphragms", J.St. Div., Proc. ASCE, Vol. 101, N° ST7 (1975)

4.66 Davies, J.M., "Calculation of Steel Diaphragm Behavior", J.St. Div., Proc. ASCE, Vol. 102, N° ST7 (1976)

4.67 El-Dakhakhni, "Shear of Light-Gage Partitions in Tall Buildings", J.St. Div., Proc. ASCE, Vol. 102, N° ST7 (1976)

4.68 Milla, C.J., "Light Gage Steel Infill Panels in Multistory Steel Frames", Engineering Journal, American Institute of Steel Constructions, Vol. 11, N° 2 (1974)

4.69 American Institute of Steel Construction, "Commentary on Highly Restrained Welded Connections", Engineering Journal, American Institute of Steel Construction, Vol. 10, N° 3 (1973) (See also discussion by D.B. Jones and W.A. Hilek, Eng. J., Vol. 12, N° 1 (1975)).

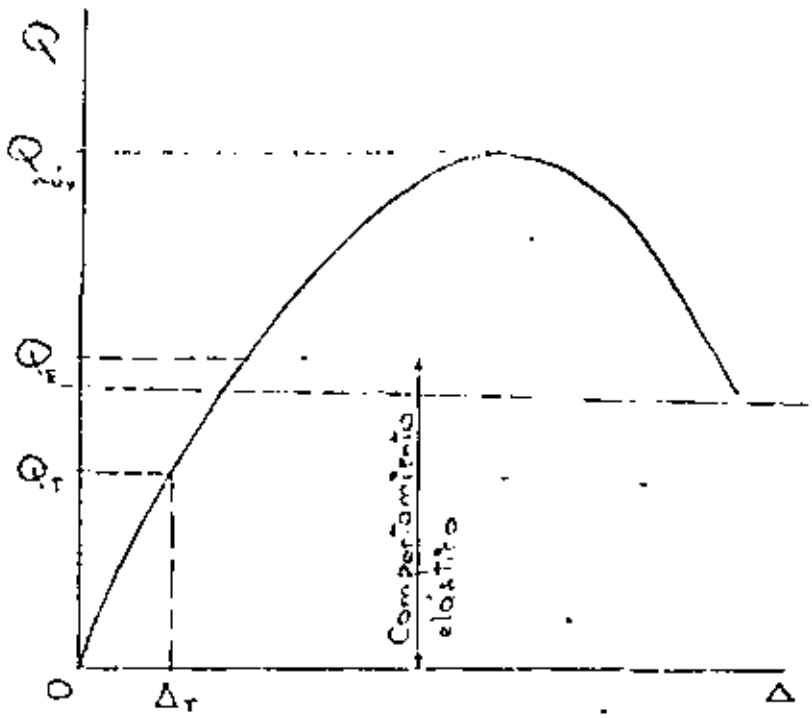


FIG. 4.1 GRÁFICA FUERZA HORIZONTAL–DESPLAZAMIENTO LATERAL (Q-Δ) DE UN ENTREPISO

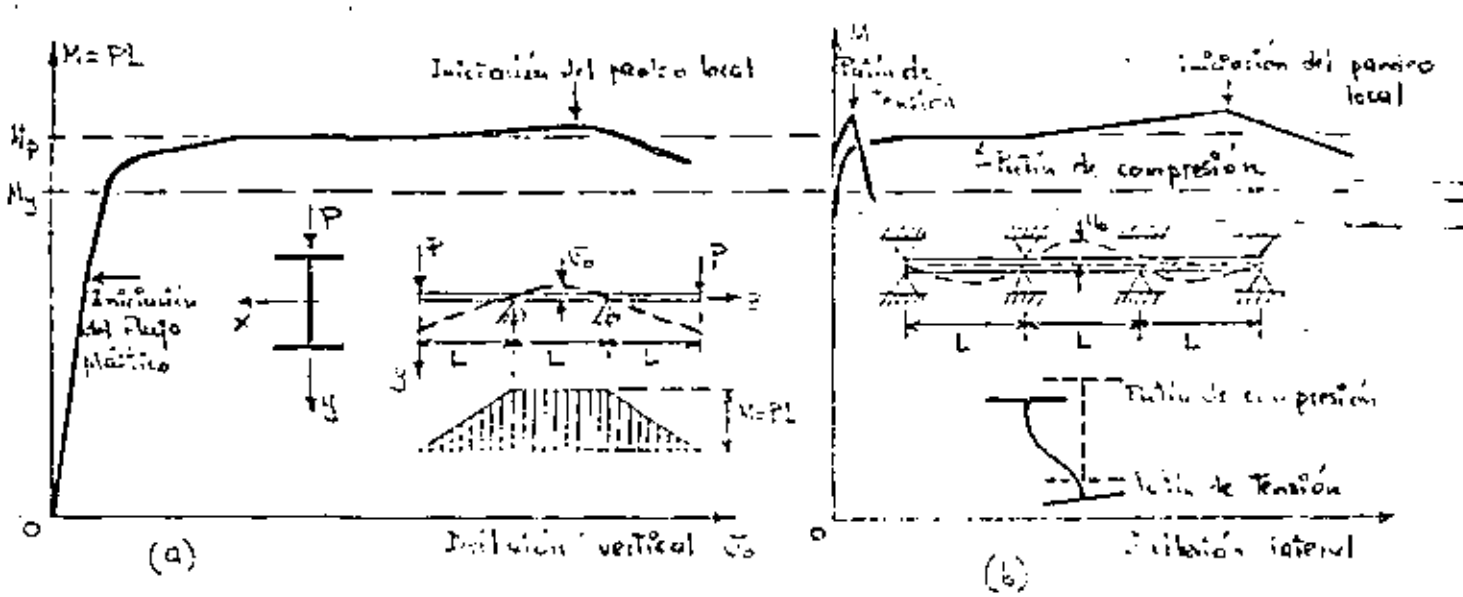
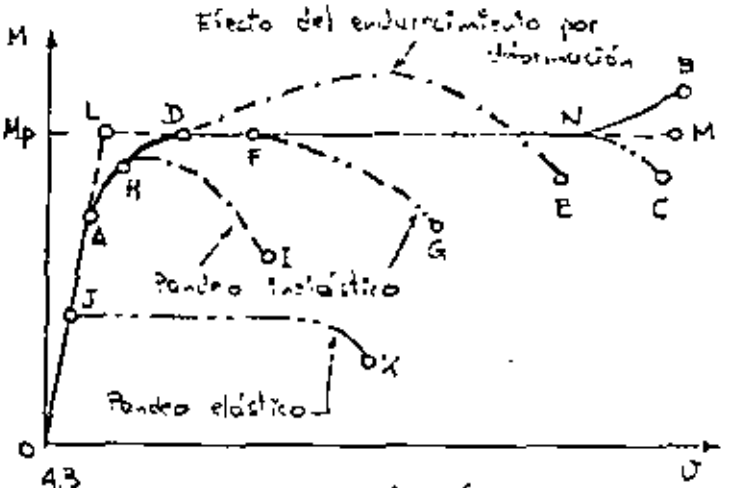
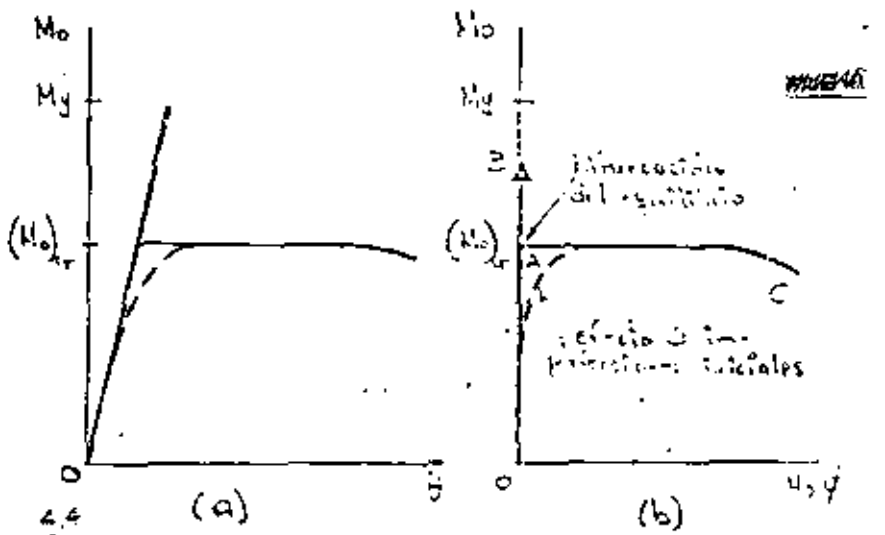


FIG. 4.2 CURVAS MOMENTO-DEFLEXIÓN DE UNA VIGA EN FLEXIÓN PURA



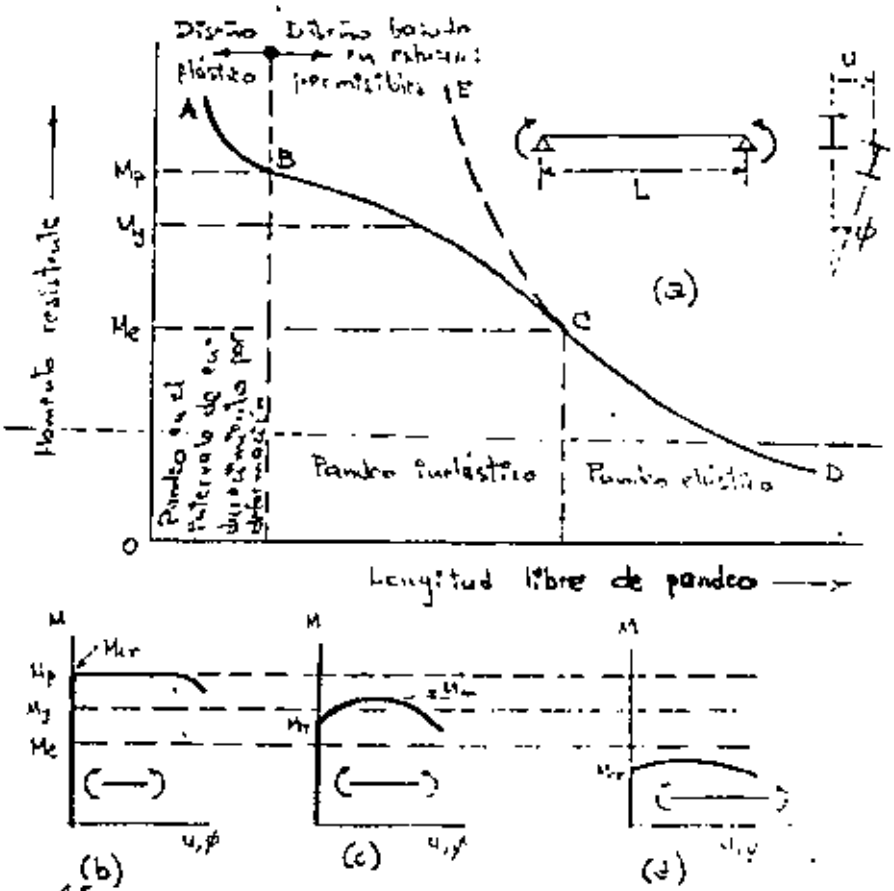
4.3

Fig. Curvas momento-deflexión de vigas

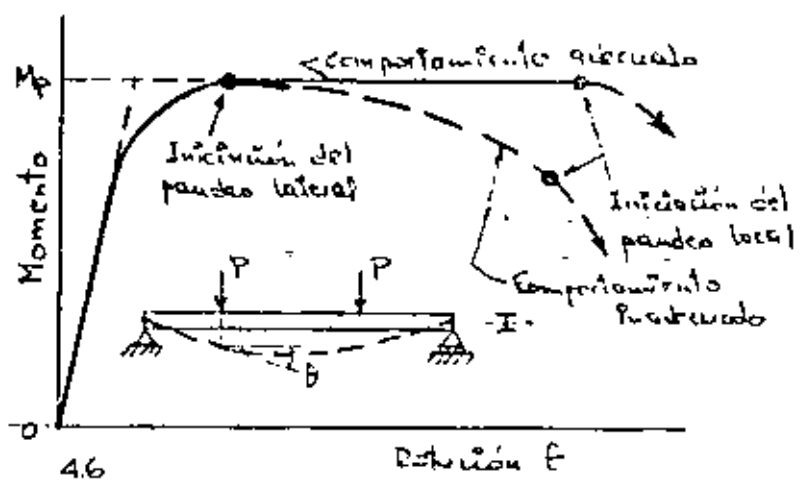


4.4

Fig. Comportamiento de una viga en flexión pura



4.5 FIG. COMPORTAMIENTO DE VIGAS DE DIFERENTES LONGITUDES



4.6 FIG. CURVAS MOMENTO-ROTACIÓN DE UN TRAMO DE VIGA EN FLEXIÓN PURA

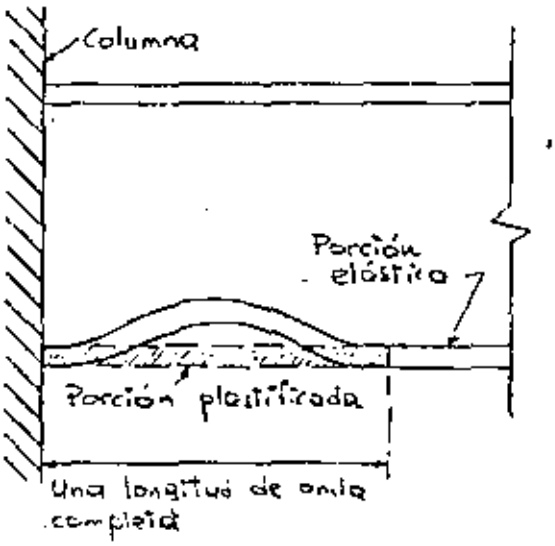
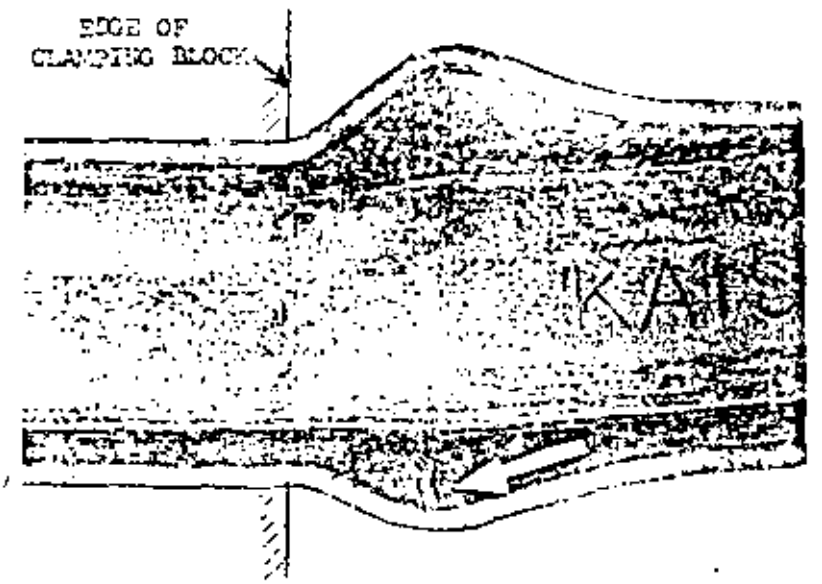


FIG. 4.7 PANDEO LOCAL DEL PATÍN COMPRIMIDO EN EL EXTREMO DE UNA VIGA



4.8 48

FIG. ■ —TYPICAL INITIATION OF FRACTURE

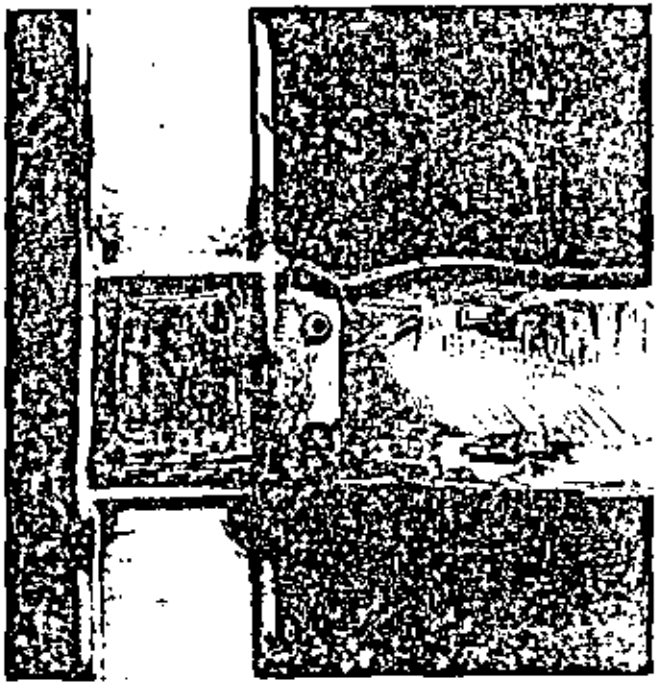


FIG. 4.9 FLANGE BUCKLING IN BEAM A.I.D

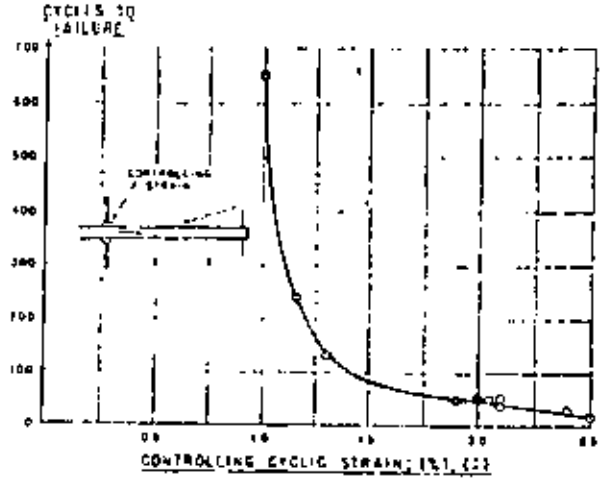


FIG. 7.—NUMBER OF CYCLES REQUIRED TO ATTAIN FRACTURE AS A FUNCTION OF THE CONTROLLING CYCLIC STRAIN

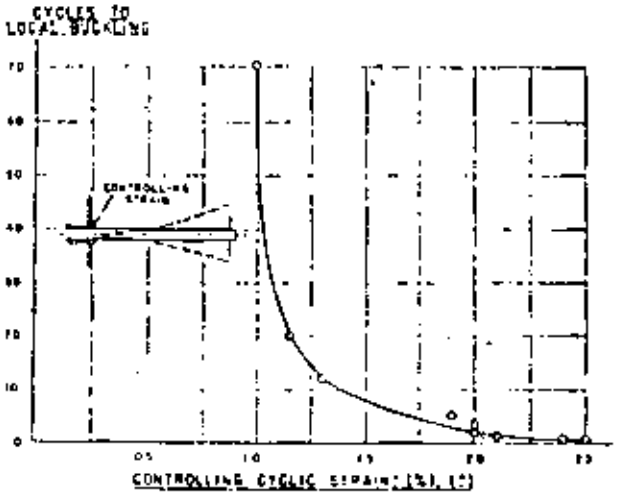


FIG. 8.—NUMBER OF CYCLES AFTER WHICH LOCAL BUCKLING OF FLANGES WAS DETECTED AS A FUNCTION OF THE CONTROLLING CYCLIC STRAIN

FIG. 4.10. NUMBER OF CYCLES REQUIRED TO ATTAIN FRACTURE OR LOCAL BUCKLING AS A FUNCTION OF THE CONTROLLING CYCLIC STRAIN

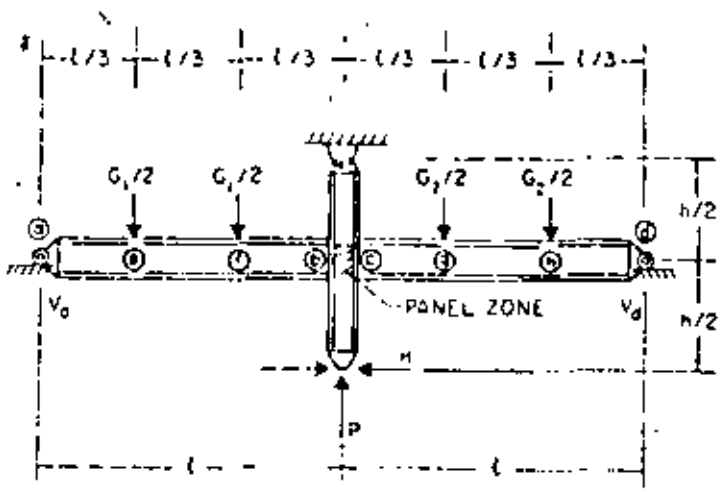


FIG. 4.11

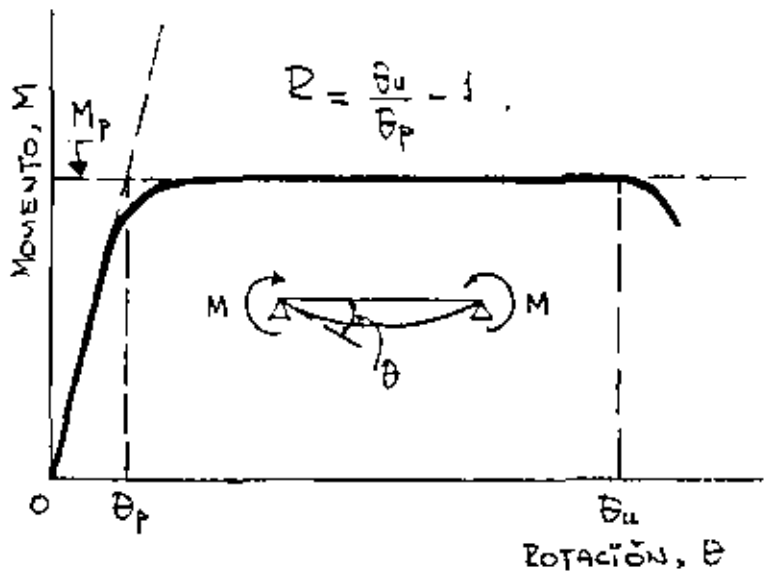


FIG. 4.12 CURVA MOMENTO-ROTACIÓN DE UNA VIGA Y CAPACIDAD DE ROTACIÓN

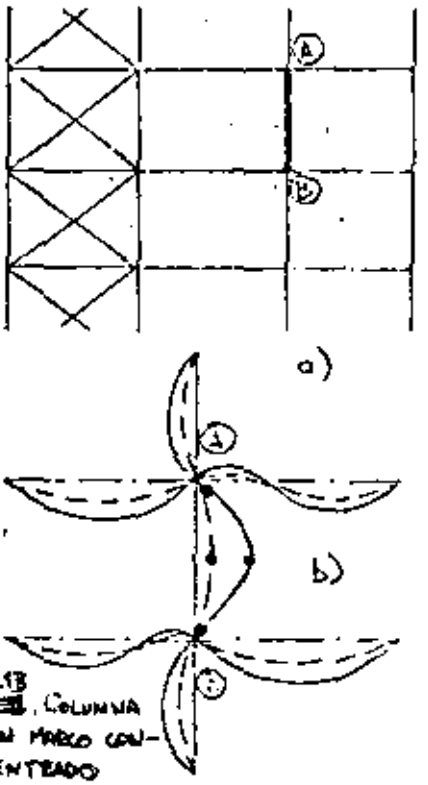


FIG. 4.13 COLUMNA DE UN MARCO CONTRAVENTEADO

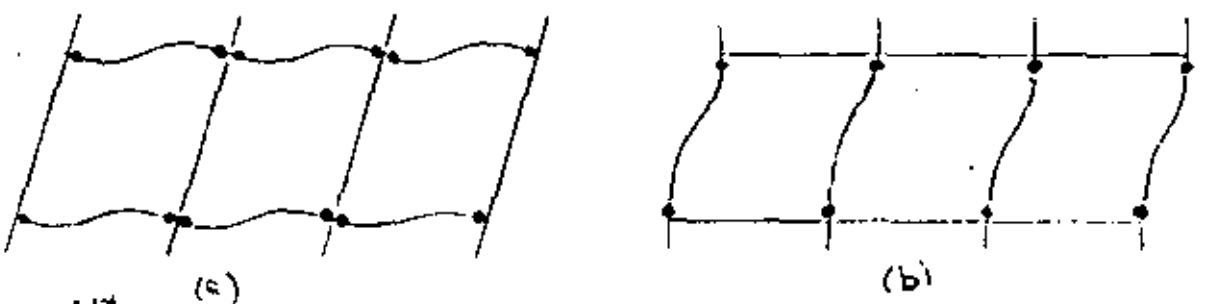
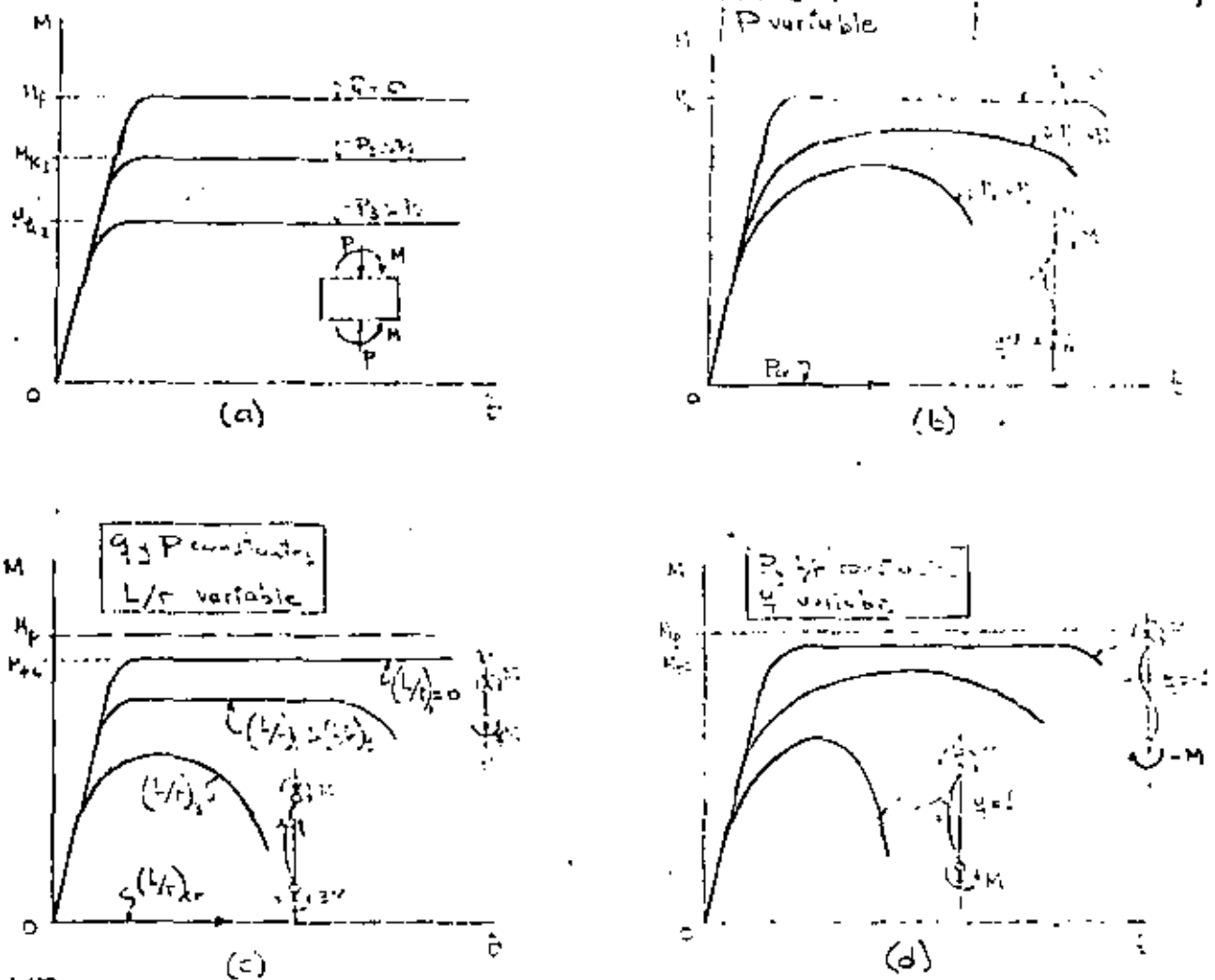
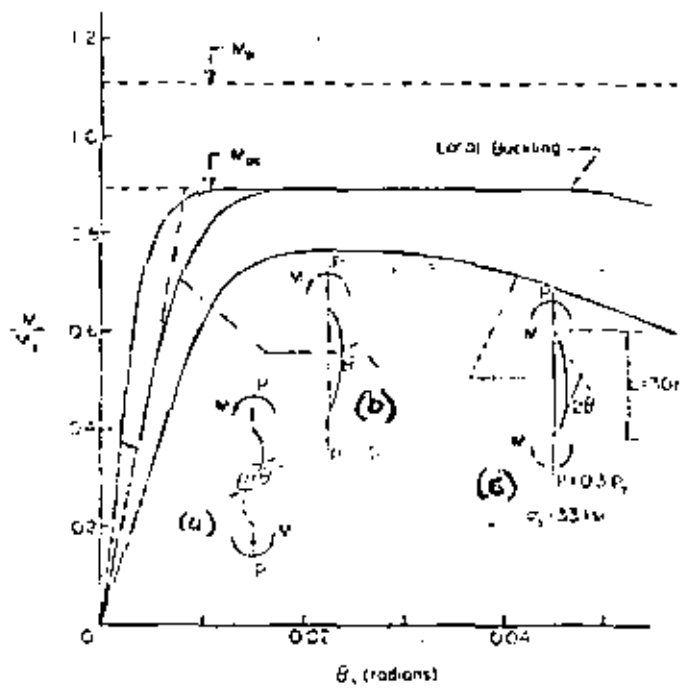


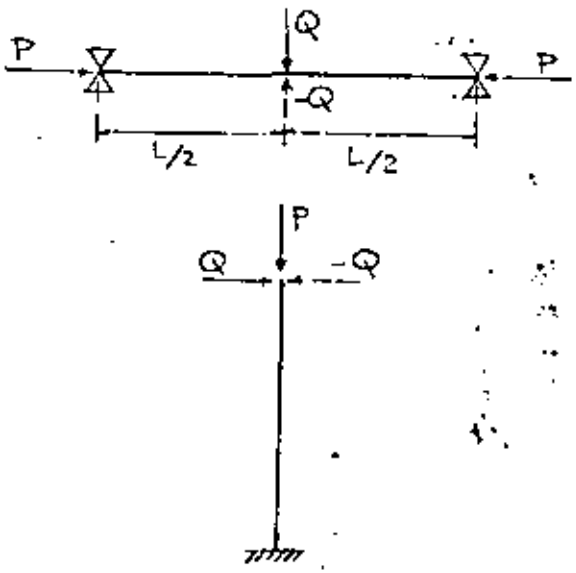
FIG. 4.14 COLUMNAS DE MARCOS NO CONTRAVENTEADOS



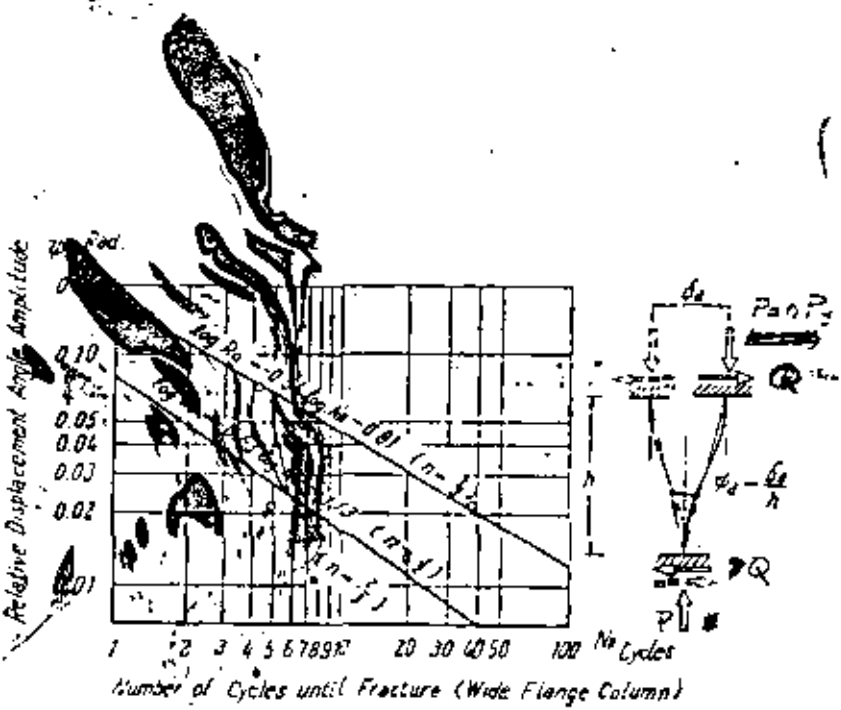
4.15
FIG. [illegible]. CURVAS MOMENTO-ROTACIÓN DE COLUMNAS QUE FALLAN POR EFECTOS DE FLEXIÓN EN EL PLANO DE LOS MOMENTOS.



4.16
FIG. [illegible] – CURVAS DE MOMENTO CONTRA ROTACIÓN PARA COLUMNAS CUBIERTAS POR [illegible]



. FIG. 4.17 ESPECIMENES UTILIZADOS PARA ESTUDIAR COLUMNAS FLEXOCOMPRIMIDAS CARGADAS CICLICAMENTE



4.18

FIG. 4.18 Low Cycle Fracture Limit of Wide Flange Columns (

4.31, 4.32

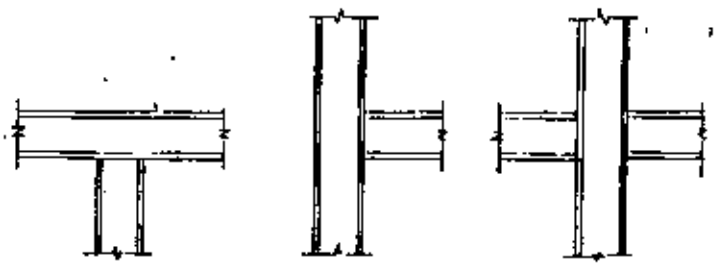


FIG. 4.19 CONEXIONES VIGA-COLUMNA

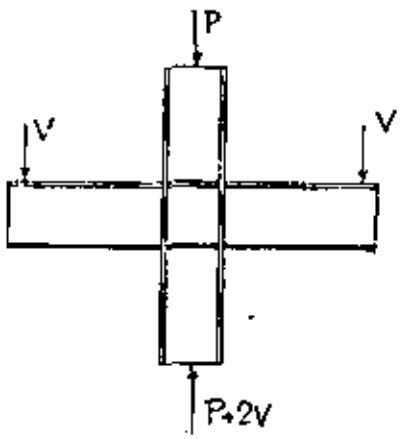


FIG. 4.20 CONDICIÓN DE CARGA DE LOS ESPECÍMENES

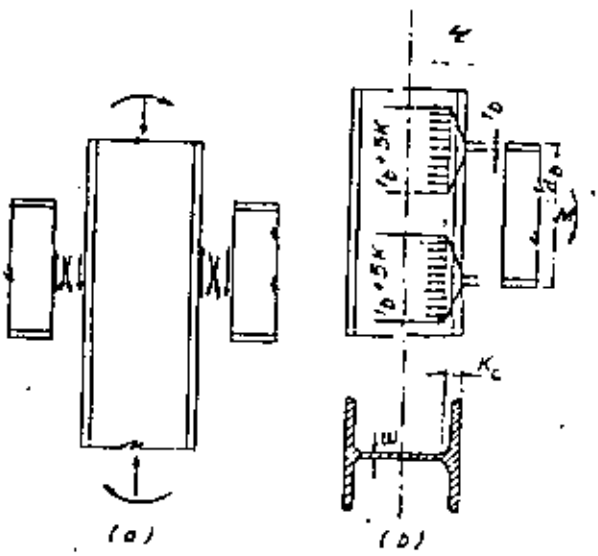


FIGURA 4.21

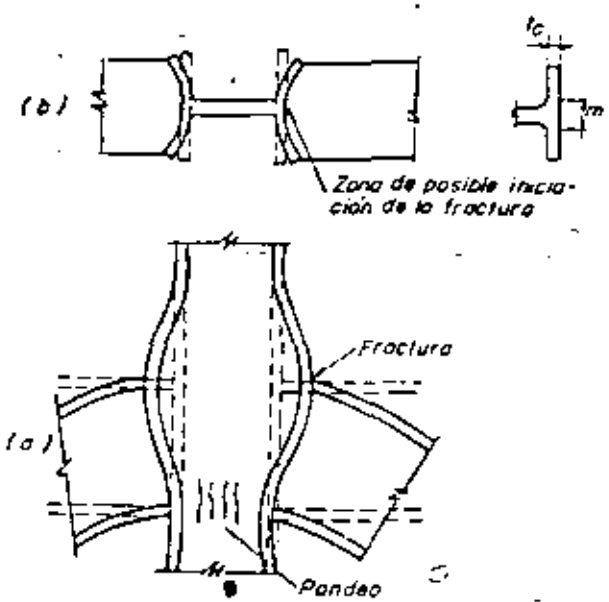


FIGURA 4.22

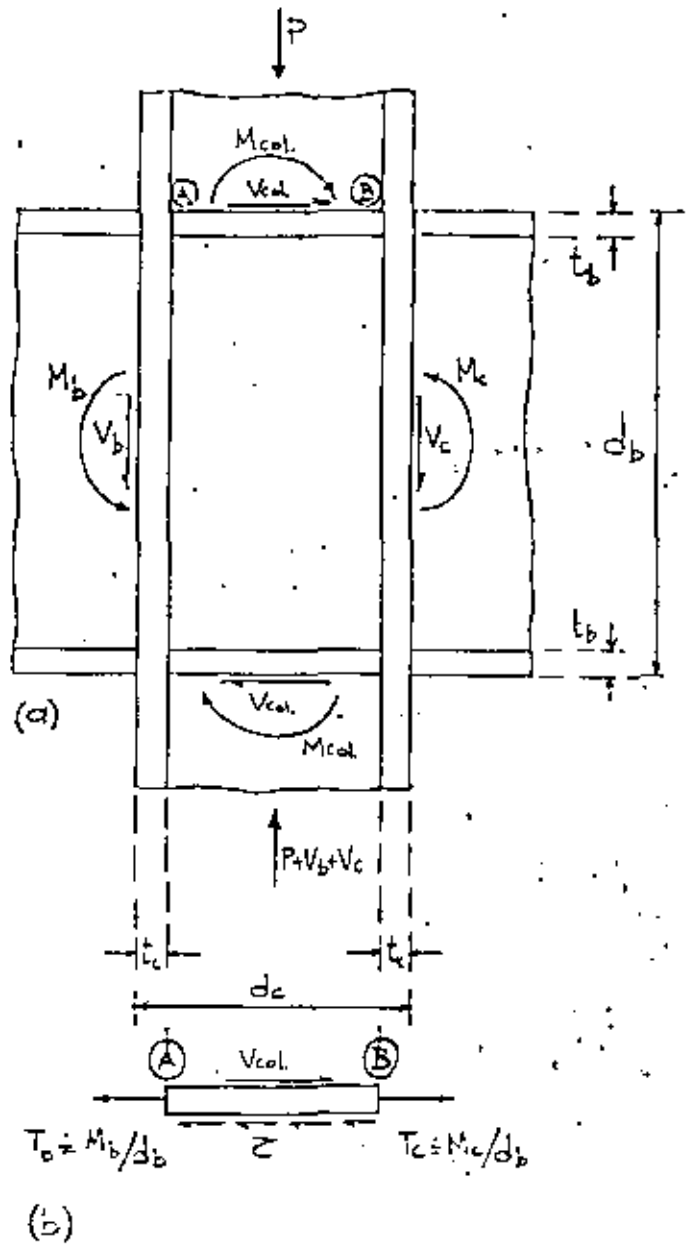
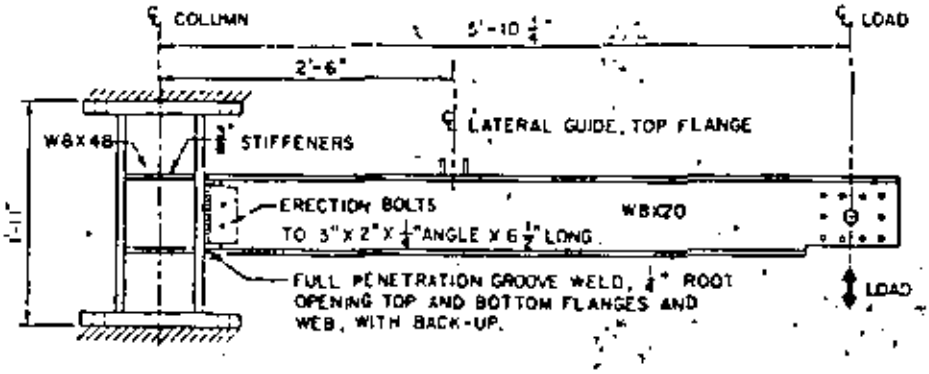


FIG. 4.23 ELEMENTOS MECÁNICOS EN UNA CONEXIÓN VIGA-COLUMNA INTERIOR



4.24 4.9

Fig. 8. Specimen Type F1.

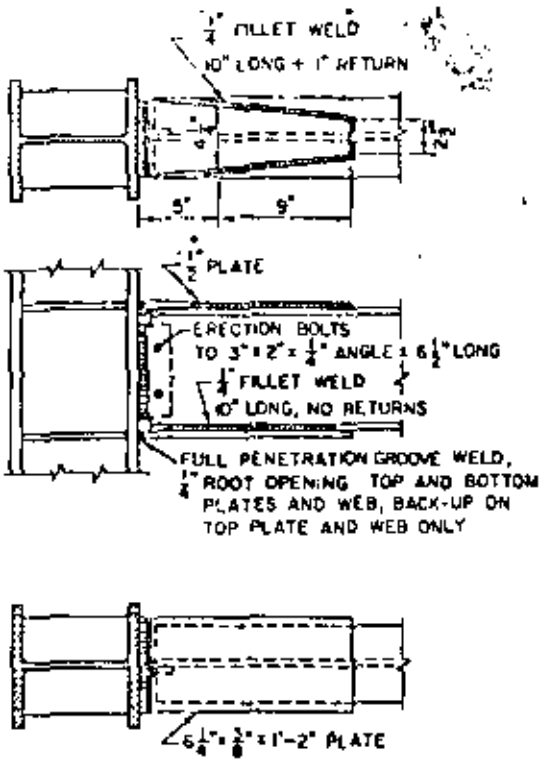


Fig. 2. Connection Type FR

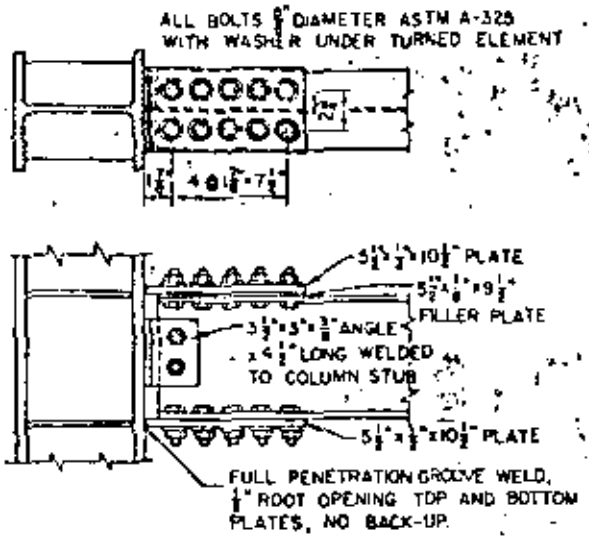


Fig. 3. Connection Type RI

FIG. 4.28

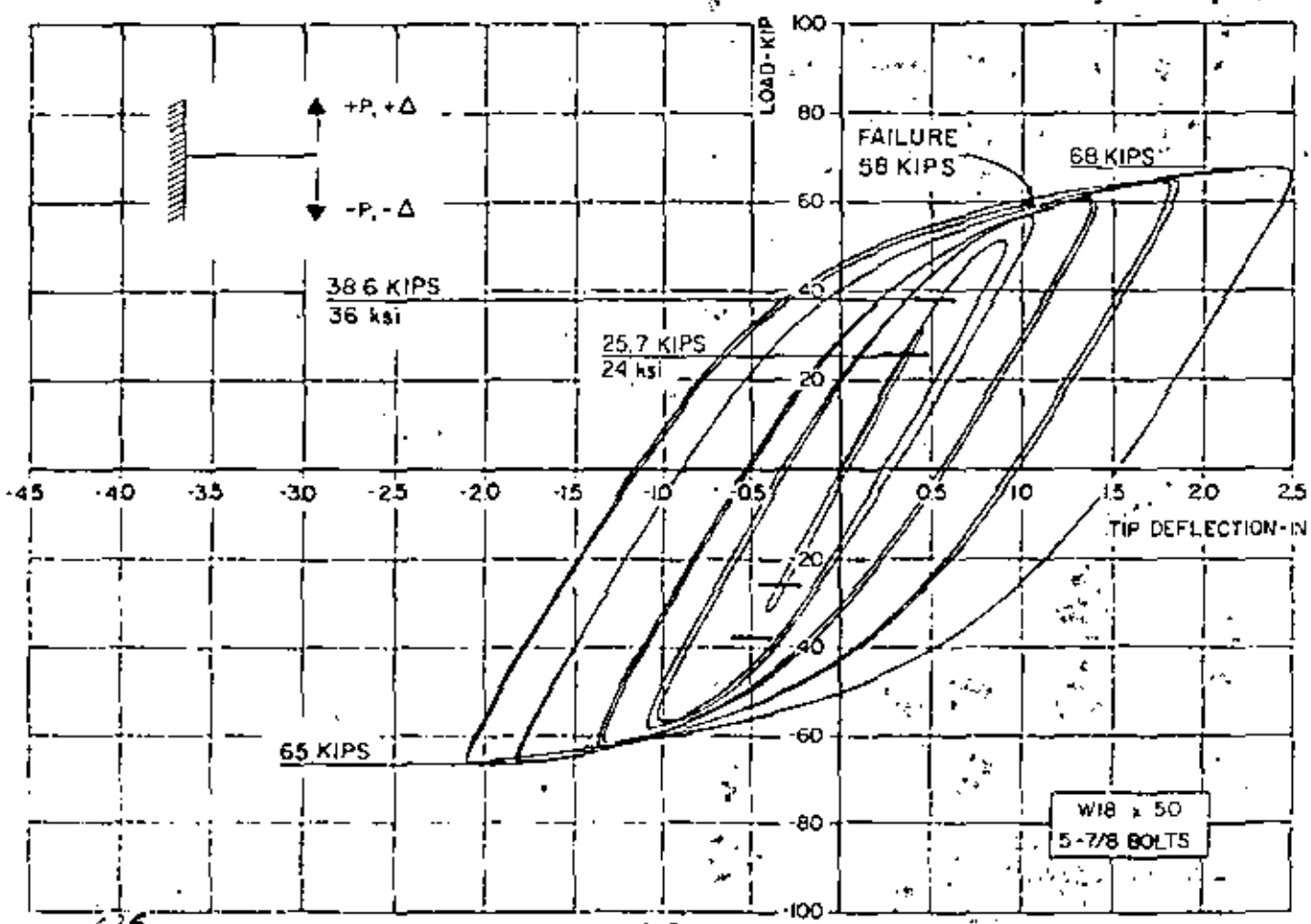
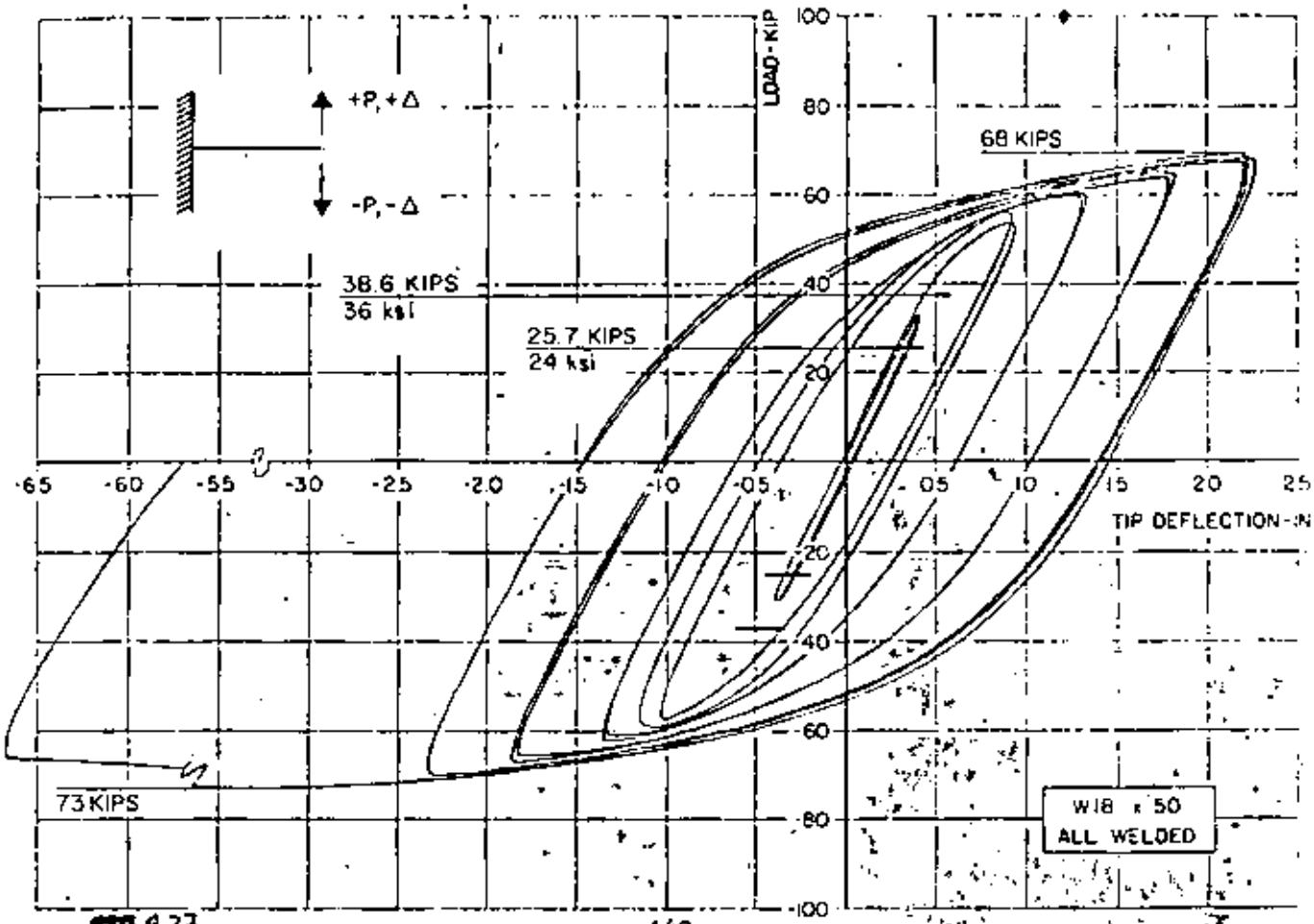


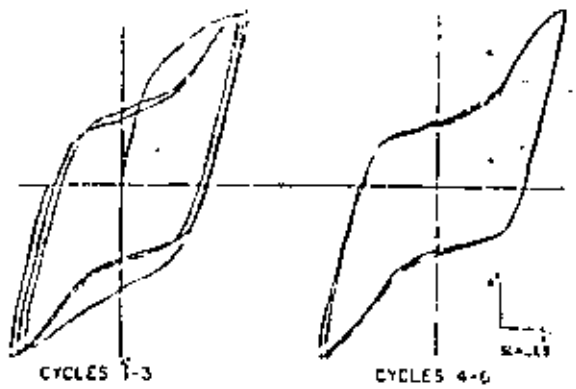
FIGURE 6. Load-deflection hysteresis loops for specimen no. 1



4.27

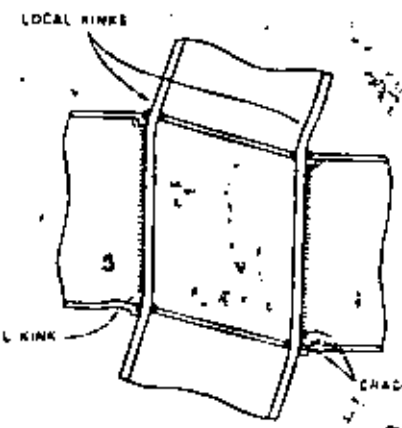
FIGURE ■. Load-deflection hysteresis loops for specimen no. 2

4.40



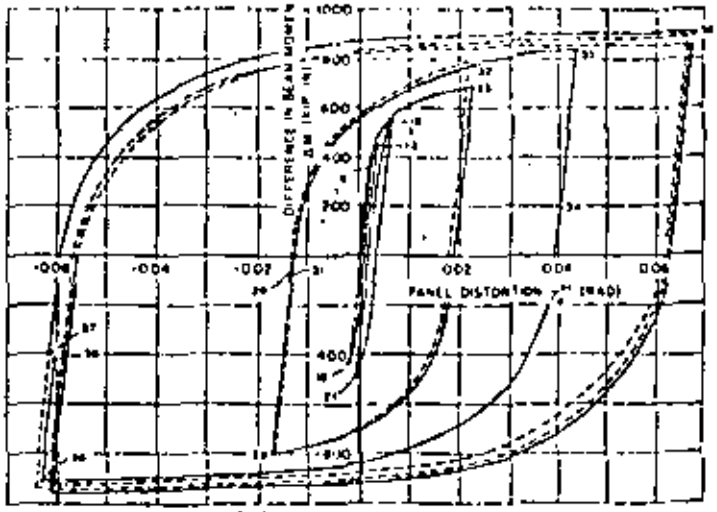
4.28

Fig. ■ Experimental Load-Deflection hysteresis loops for Specimen 13-C5.[45]



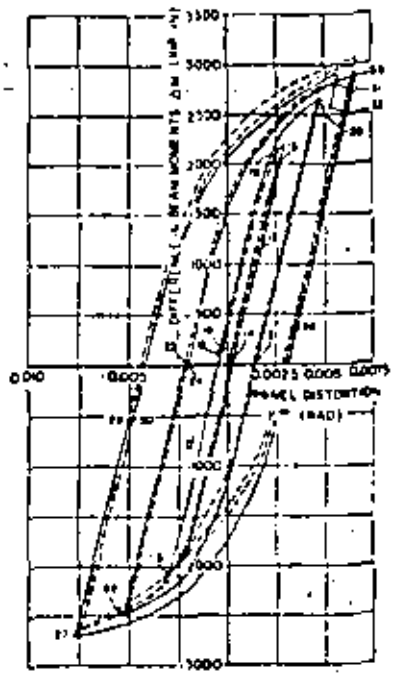
4.29

■ LOCAL EFFECTS CAUSED BY PANEL DISTORTION



(a) SPECIMEN A-1

FIG. A38



(c) SPECIMEN B-1

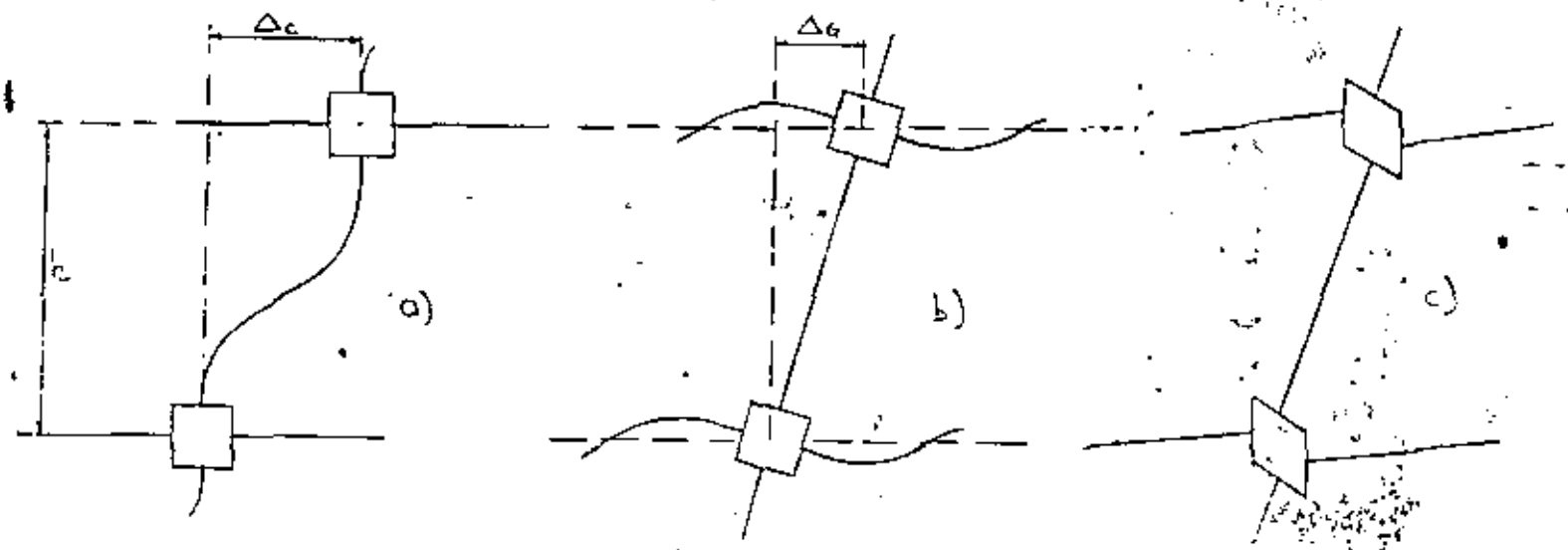
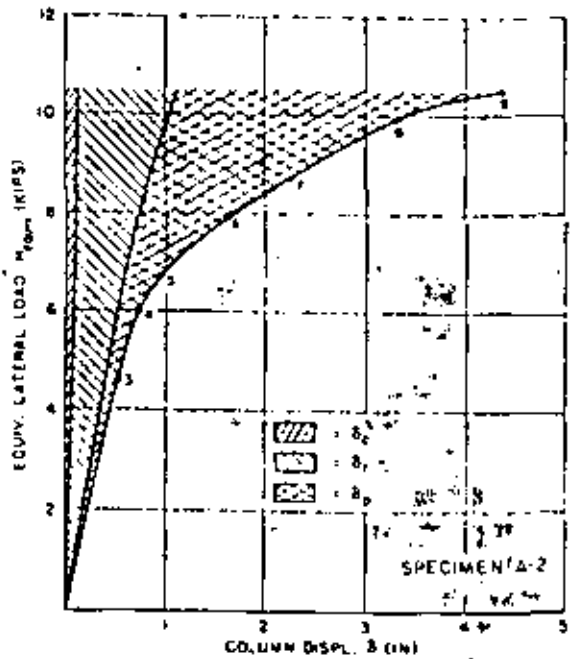
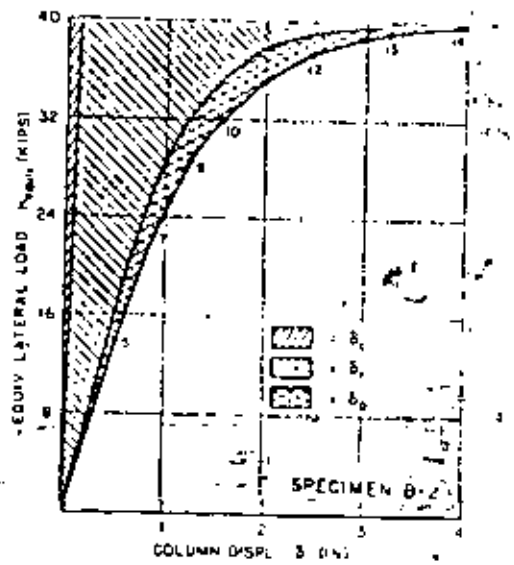


FIG. 4.31 DESPLAZAMIENTOS LATERALES DE ENTREPISO





4.32

FIG. [illegible]—COLUMN DISPLACEMENT COMPONENTS (1 in. = [illegible] mm; 1 kip = [illegible] kN) (ref. 4.32)

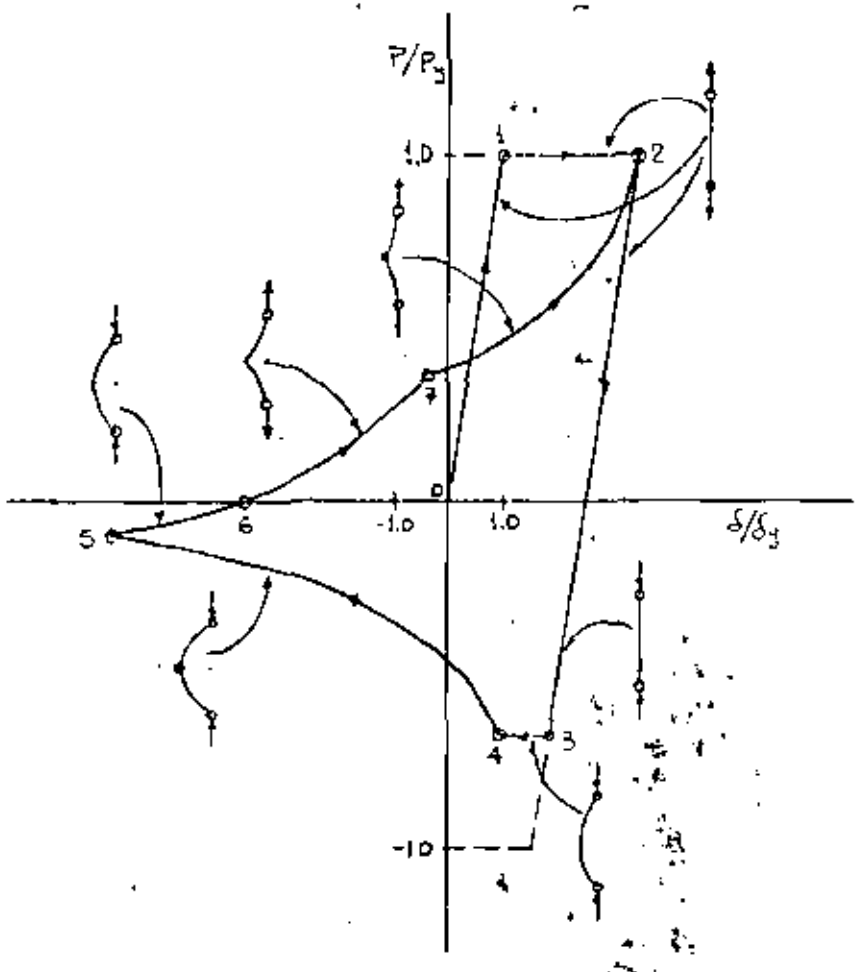
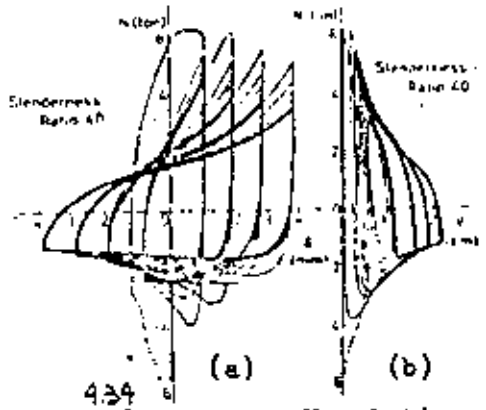
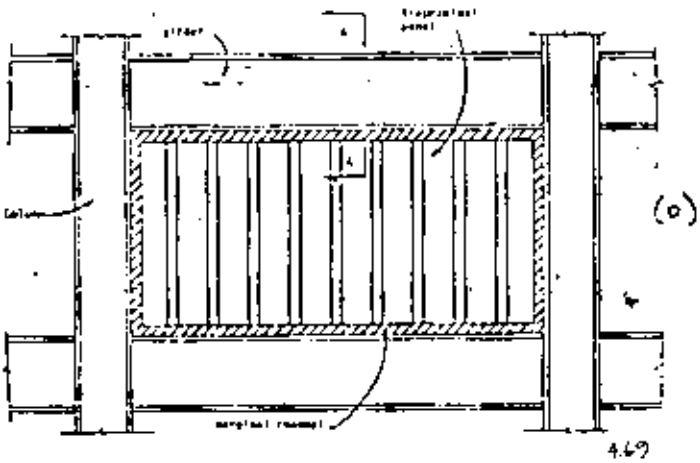


FIG. 4.33 COMPORTAMIENTO DE UNA BARRA EN TENSIÓN-COMPRESIÓN CÍCLICAS



4.34

Fig. N-Δ and N-V relations for slenderness ratio 40.



4.69

Fig 4.35 Proposed construction for infilled frames (elevation)

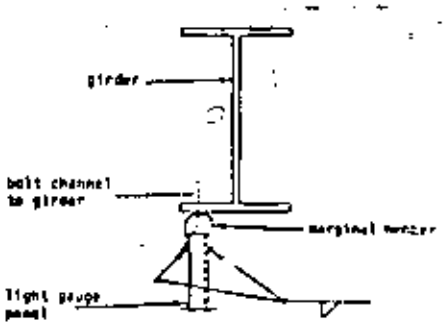
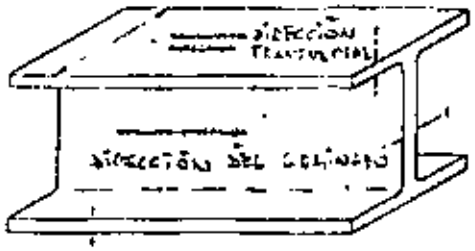


Fig. 4.35 (b)



Z = DIRECCIÓN PERPENDICULAR AL ESFUERZO

Fig. 4.36

TERMINOLOGÍA RELACIONADA CON LA DIRECCIÓN DEL LAMINADO[4.67]

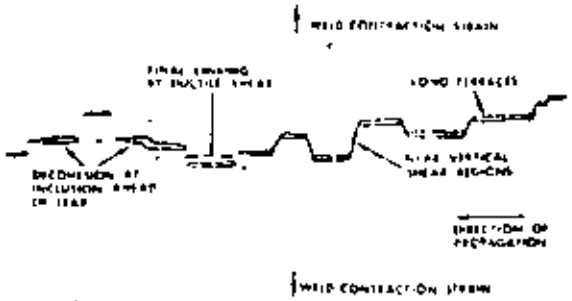
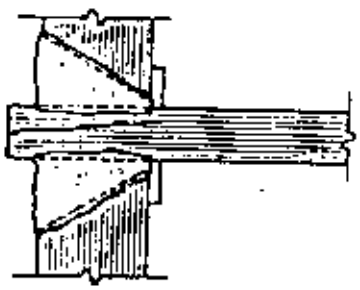


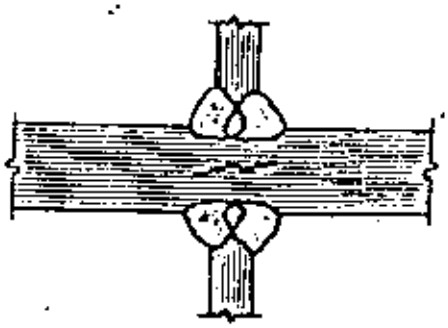
DIAGRAM OF A LAMELLAR TEAR

Fig. 7. Diagram of a partially developed lamellar tear





(a)



(b)

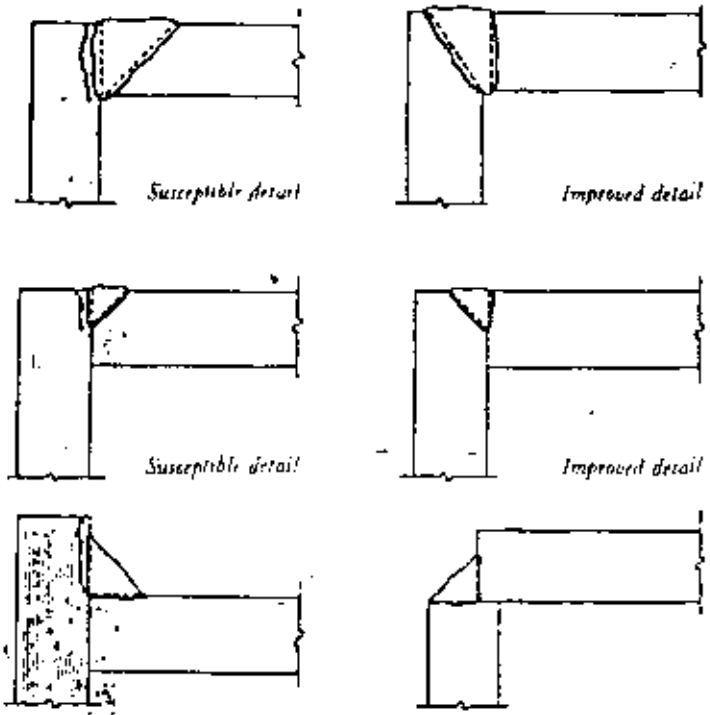


Fig. 4.37

TEMA 7

ESTRUCTURAS DE ACERO

* Diseño de una conexión viga-columna de un marco rígido de edificio (acero A36)

** A method for the plastic design of unbraced multistory frames

*** Factores de ductilidad Q de estructuras tipo 1 (reglamento de las construcciones para el D F, 1976)

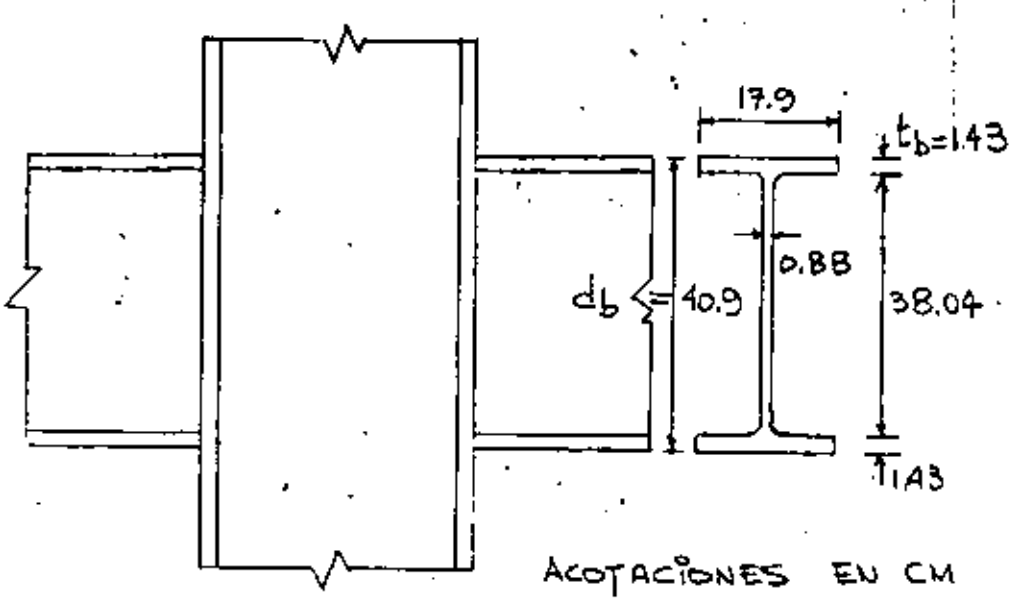
Ing Oscar de Buen López de Heredia

Julio, 1981

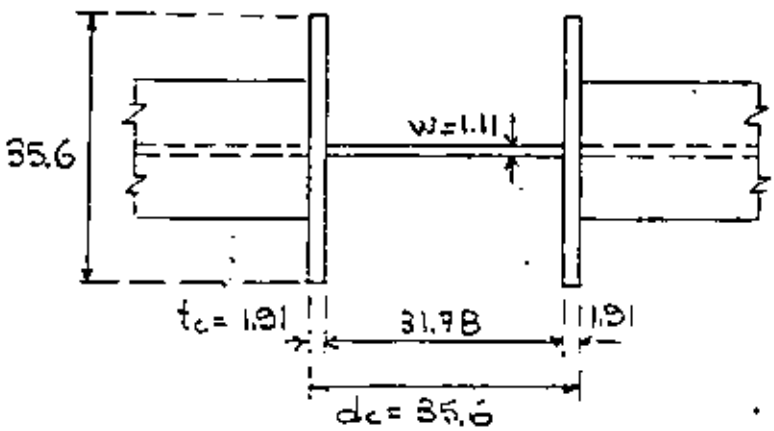
DISEÑO DE UNA CONEXIÓN VIGA-COLUMNA DE UN MARCO RÍGIDO DE EDIFICIO. (ACERO A36).

PERFILES. COLUMNA. 1 H 356 MM X 356 MM x 134 KG/M

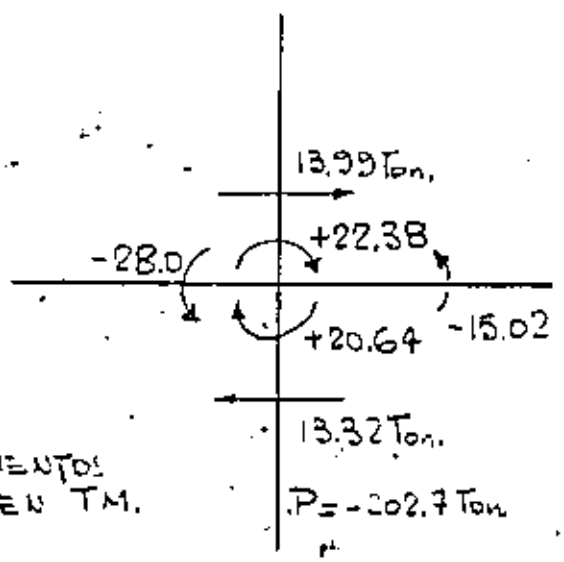
VIGAS. 1 IPR 16" x 7" x 67.1 KG/M



ACOTACIONES EN CM



ELEMENTOS MECÁNICOS POR CARGA VERTICAL + SISMO DE IZQUIERDA A DERECHA Y



MOMENTOS EN TM.

2 REVISIÓN DEL GRUESO DEL ALMA DE LA COLUMNA POR CORTANTE

CONVIENE EMPEZAR CON ESTA REVISIÓN, PUES SI HACE FALTA AUMENTAR EL GRUESO DEL ALMA DE LA COLUMNA CAMBIA EL COMPORTAMIENTO DESDE EL PUNTO DE VISTA DE LOS ATIESADORES HORIZONTALES.

Ec. 16. $W_{nec} = \frac{\sqrt{3}}{\sigma_y d_c}\left(\frac{M_b + M_c}{d_b} - V_{col}\right) =$

$= \frac{\sqrt{3}}{2530 \times 35.6}\left(\frac{2\,800\,000 + 1\,502\,000}{40.9} - 13990\right) = 1.75\ cm > 1.11$

Ec. 17. $W_{nec} = \frac{\sqrt{3}}{\sigma_y}\frac{\Delta M}{0.95 d_b \times 0.95 d_c} = 2.24\ cm = 1.28 \times 1.75$

LA EC. 17 INDICA QUE SE REQUIERE UN ALMA 28% MÁS GRUESA QUE LA CALCULADA CON LA EC. 16.

Ec. 18. $\tau_{av.} = \frac{(\Delta M/d_b)(1-\rho)}{(d_c - t_c)w + 62.4\, I_{ct}/d_b^2}$

$(M_p)_v = Z_x \sigma_y = 1343.7 \times 2530 = 3\,399\,600\ Kg.cm$

$\rho = \frac{V_{col} d_b}{\Delta M} = \frac{13990 \times 40.9}{3399600 \times 2} = 0.084$; $I_{ct} = \frac{b_c t_c^3}{12} = \frac{35.6 \times 1.91^3}{12} = 20.7\ cm^3$

$\tau_{av} = \frac{(6799200/40.9)(1-0.084)}{(35.6-1.91)1.11 + 62.4 \times 20.7/40.9^2} = \frac{152\,275}{37.396 + 0.772} = 3989\ Kg/cm^2$

Ec. 19. $\bar{\tau}_y = \frac{\sigma_y}{\sqrt{3}}\sqrt{1 - \left(\frac{P}{P_y}\right)^2}$; $P_y = A\sigma_y = 171.27 \times 2.53 = 433.31\ Ton$

$\bar{\tau}_y = \frac{2530}{\sqrt{3}}\sqrt{1 - \left(\frac{202.7}{433.31}\right)^2} = 1291\ Kg/cm^2 < 3989$

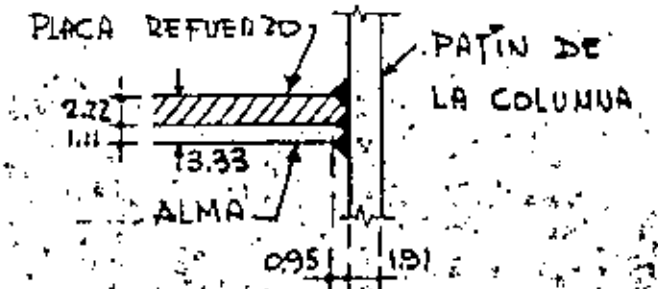
DE ACUERDO CON LAS ECS. 18 Y 19 EL ALMA NECESITA REFUERZO.

DESPRECIANDO LA RESISTENCIA A LA FLEXIÓN DE LOS PATINES DE LA COLUMNA, EL GRUESO DE LA PLACA DE REFUERZO SE CALCULA CON LA EXPRESIÓN

$$t_p = \frac{\sigma_{av} - \sigma_y}{\sigma_y} \; w = \frac{3989 - 1291}{1291} \times 1.11 = 2.32 \text{ cm}$$

SE COLOCARÁ UNA PLACA ADOSADA AL ALMA DE 2.22 cm (7/8") (SI SE APLICA LA EC. 16 CON $w = 3.33$ SE OBTIENE $\sigma_{av} = 1348 \text{ Kg/cm}^2 = \sigma_y$). (GRUESO TOTAL = 2.22 + 1.11 = 3.33 cm).

EN GENERAL, DEBE DESEARSE QUE LA PLACA ADOSADA NO FALLE POR PANDEO POR CORTANTE.



EN LA ZONA DE LA PLACA DE REFUERZO CONVIENE UTILIZAR SOLDADURAS DE PENETRACIÓN COMPLETA EN ELLA Y EN EL ALMA, PARA DESARROLLAR SU RESISTENCIA INTEGRA, Y REFORZARLA CON CORDONES PARA AUMENTAR LA DISTANCIA k.

ATIESADORES HORIZONTALES

1. FRENTE AL PATÍN COMPRIMIDO

Ec. 13. $$W_{nec} = \frac{A_f}{t_b + 5k_c} = \frac{17.9 \times 1.43}{1.43 + 5 \times 2.86} = 1.63 \text{ cm} < 3.33$$

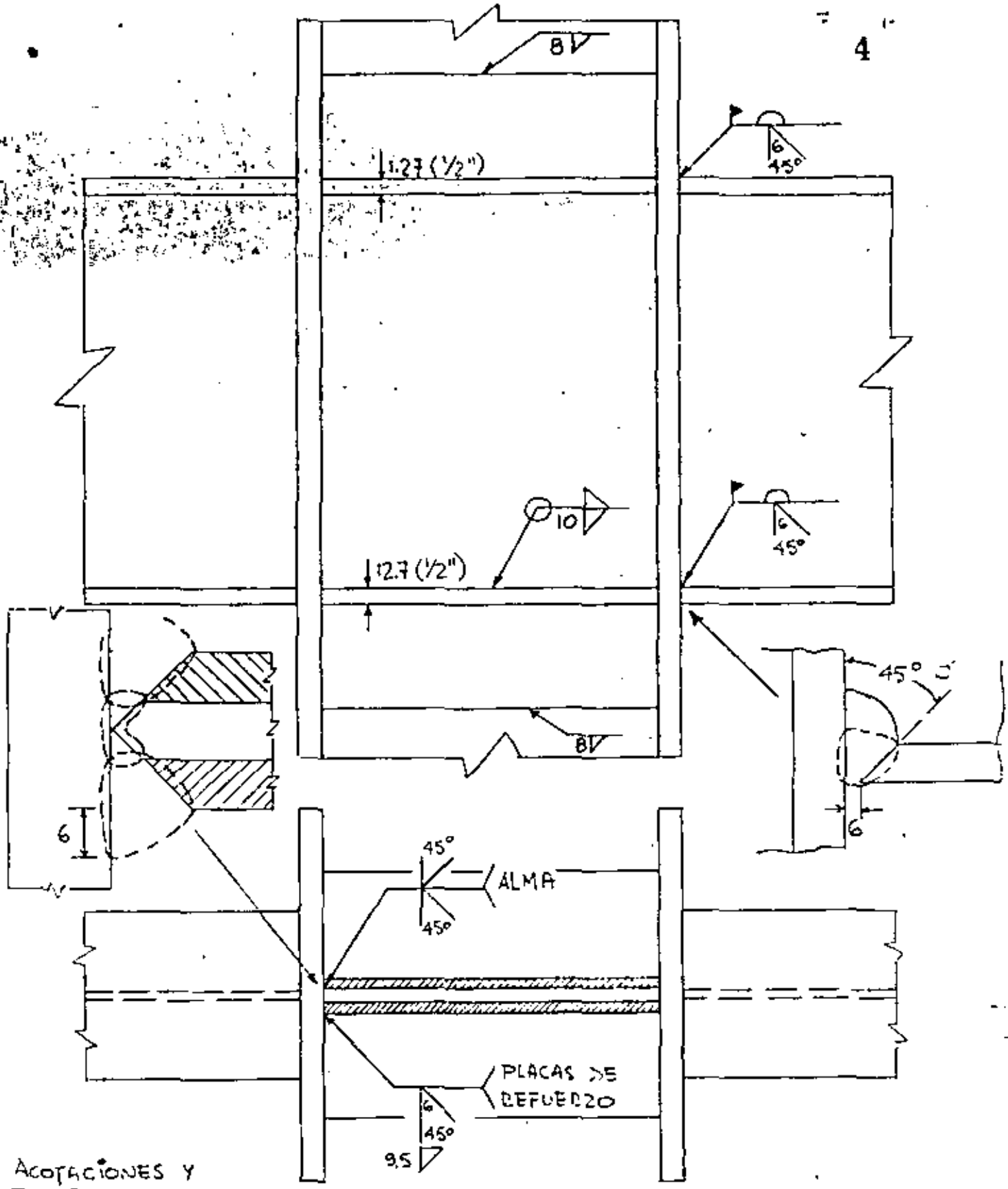
Ec. 14. $$W \geq d_c \sqrt{\sigma_y} / 1509 = 35.6 \sqrt{2530} / 1509 = 1.19 \text{ cm} < 3.33$$

NO SE NECESITAN ATIESADORES

2. FRENTE AL PATÍN EN TENSIÓN.

Ec. 15. $$t_c = 0.4\sqrt{A_f} = 0.4\sqrt{17.9 \times 1.43} = 2.02 \text{ cm} > 1.91$$

SE NECESITAN ATIESADORES. SE COLOCARÁN DE UN TAMAÑO MÍNIMO, PARA EVITAR LA FLEXIÓN DE LOS PATINES DE LA COLUMNA.



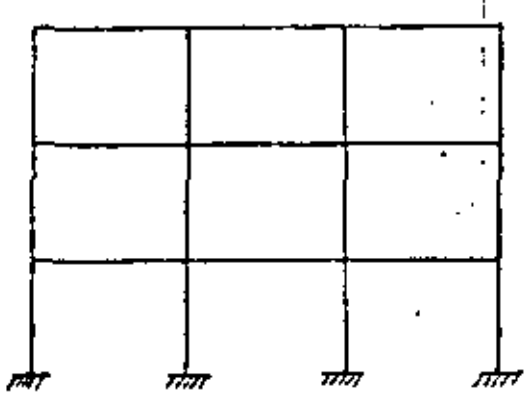
ACOTACIONES Y TAMAÑOS DE SOLDADURA EN MM.

DOS PLACAS DE REFUERZO DE 11.1 MM (7/16") C/U.

SE COLOCAN ATIESADORES HORIZONTALES FRENTE A LOS DOS PATINES DE LAS VIGAS TENIENDO EN CUENTA QUE DEBERÁN DE TENER CAMBIOS DE ESPESORES DE LOS PATINES.

FACTORES DE DUCTILIDAD Q DE ESTRUCTURAS TIPO 1. (REGLAMENTO DE LAS CONSTRUCCIONES PARA EL D.F., 1976)

CASO 1 : Q = 6.0



+ LA RESISTENCIA ES SUMINISTRADA EN TODOS LOS NIVELES EXCLUSIVAMENTE POR MARCOS NO CONTRAVENTEADOS DE CONCRETO REFORZADO O DE ACERO CON ZONA DE FLUENCIA DEFINIDA.

+ LAS VIGAS Y COLUMNAS DE ACERO CUMPLEN LOS REQUISITOS CORRESPONDIENTES A SECCIONES COMPACTAS (BASTA QUE ESTOS REQUISITOS SE SATISFAGAN EN LOS LUGARES EN QUE SE FORMARÍAN RÓTULAS PLÁSTICAS LIGADAS AL MECANISMO DE COLAPSO; CONVIENE QUE SE FORMEN EN LAS VIGAS).

+ LAS JUNTAS DE MARCOS DE ACERO DEBEN SER CAPACES DE ADMITIR ROTACIONES IMPORTANTES ANTES DE FALLAR. (O TENER RESISTENCIA SUFICIENTE PARA QUE LAS ROTACIONES SE PRESENTEN EN LOS EXTREMOS DE LOS MIEMBROS QUE CONCURREN EN ELLAS).

+ LAS COLUMNAS DE CONCRETO SON ZUNCHADAS, O POSEEN ESTRIBOS QUE PROPORCIONAN AL NÚCLEO UN CONFINAMIENTO EQUIVALENTE AL DEL ZUNCHO.

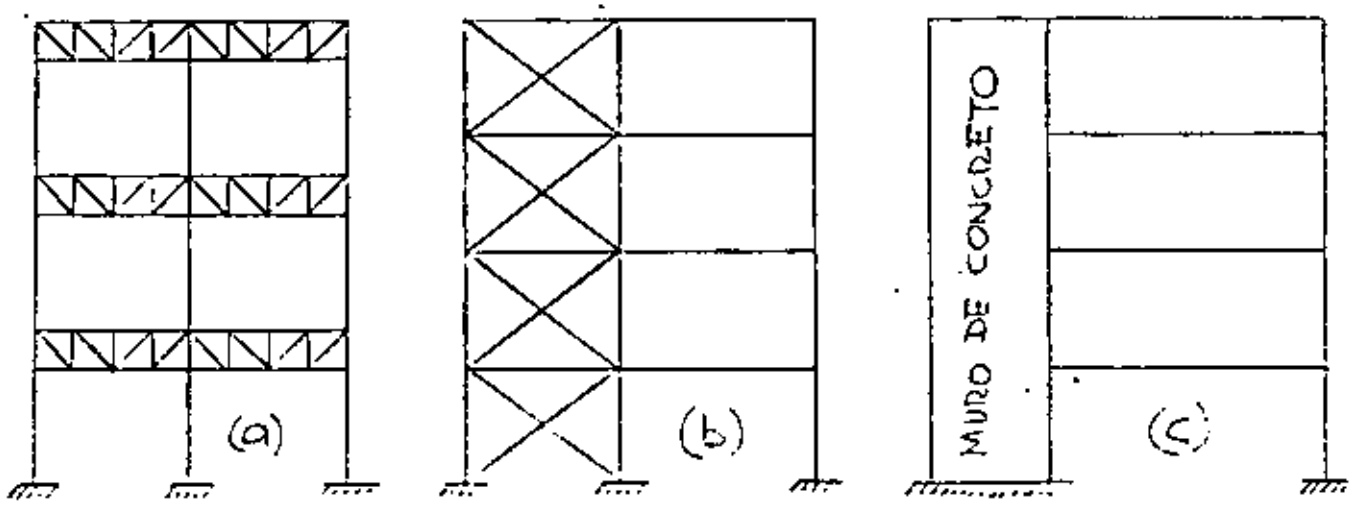
+ EL FACTOR DE CARGA CONTRA LA FALLA REAL CORTANTE, TORSIÓN PANDEO, ETC (EN GENERAL, CONTRA TODAS LAS FORMAS DE FALLA NO DÚCTILES), DEBE SER 1.4 EN VEZ DE 1.1.

+ LOS EXTREMOS DE TRABES Y COLUMNAS DE CONCRETO, Y LAS ZONAS EN QUE SE FORMARÍAN LAS ARTICULACIONES

PLÁSTICAS NECESARIAS PARA QUE EN CADA ENTREPISO DE CADA MARCO SE FORME UN MECANISMO DE COLAPSO, SI LA FUERZA LATERAL ES SUFICIENTEMENTE ELEVADA, CUMPLEN LOS REQ[illegible] PARA QUE PUEDAN FORMARSE ARTICULACIONES PLÁSTICAS.

+ EL MÍNIMO COCIENTE DE LA RESISTENCIA TOTAL DE CADA ENTREPISO, CALCULADA TOMANDO EN CUENTA TODOS LOS ELEMENTO QUE CONTRIBUYEN A ELLA, DIVIDIDA ENTRE LA ACCIÓN DE DISE NO DEBE DIFERIR EN MÁS DE 20% DEL PROMEDIO DE ESOS COCIENTES PARA TODOS LOS ENTREPISOS.

CASO 2 : Q = 4.0



+ LA RESISTENCIA ES SUMINISTRADA EN TODOS LOS NIVELES EXCLUSIVAMENTE POR MARCOS NO CONTRAVENTEADOS DE CONCRETO, ACERO O MADERA, CON O SIN ZONA DE FLUENCIA DEFINIDA (EL ACERO ESTRUCTURAL TIENE CASI SIEMPRE UNA ZONA DE FLUENCIA DEFINIDA, PERO LOS MIEMBROS HECHOS CON ÉL PUEDEN FALLAR. EJEMPLOS, LAS BARRAS COMPRIMIDAS DE ARMADURAS Y LAS SECCIONES CON RELACIONES b/t ELEVADAS), O POR MARCOS CONTRAVENTEADOS O CON MUROS DE CONCRETO CUYA RESISTENCIA, SIN CONTAR

. MUROS NI CONTRAVIENTOS, SEA CUANDO MENOS EL 25% DE LA TOTAL.

+ EL MÍNIMO COCIENTE DE LA RESISTENCIA TOTAL DE CADA ENTREPISO, DIVIDIDA ENTRE LA ACCIÓN DE DISEÑO, NO DEBE DIFERIR EN MÁS DEL 33% DEL PROMEDIO DE ESOS COCIENTES PARA TODOS LOS ENTREPISOS.

(EL VALOR DEL FACTOR DE DUCTILIDAD Q DISMINUYE PORQUE SE CONSIDERA QUE LA FALLA, EN CASO DE OCURRIR, NO SERÍA POR FORMACIÓN DE UN MECANISMO, POR LO QUE LA DUCTILIDAD Y CAPACIDAD DE ABSORCIÓN DE ENERGÍA DE LA ESTRUCTURA DECRECEN CONSIDERABLEMENTE EN RELACIÓN CON LAS DEL CASO 1).

(NO SE PROPORCIONAN VALORES DE Q PARA EL CASO 2a CUANDO SE DISEÑAN LAS ARMADURAS DE MANERA QUE SU FALLA SEA PRECEDIDA POR DEFORMACIONES PLÁSTICAS IMPORTANTES DE LAS BARRAS EN TENSIÓN, NI PARA EL CASO 2b CON DIAGONALES DE CONTRAVENTEO EXCÉNTRICAS).

CASO 3 : Q = 2.0

+ LA RESISTENCIA A FUERZAS LATERALES ES PROPORCIONADA POR MARCOS O COLUMNAS DE CONCRETO REFORZADO, ACERO O MARCOS CONTRAVENTEADOS O NO, O POR MUROS DE CONCRETO, QUE NO CUMPLEN EN ALGÚN ENTREPISO LOS REQUISITOS ESPECIFICADOS PARA LOS CASOS 1 Y 2, O POR MUROS DE MAMPOSTERÍA DE PIEZAS MACIZAS CONFINADAS POR CASTILLOS, DALAS, COLUMNAS O TRABES DE CONCRETO REFORZADO O DE ACERO.

CASO 4: Q = 2.0

+ LA RESISTENCIA A FUERZAS LATERALES ES SUMINISTRADA EN TODOS LOS NIVELES POR MUROS DE MAMPOSTERÍA DE PIEZAS HUECAS CONFINADOS O CON REFUERZO INTERIOR, O POR COMBINACIONES DE ESOS MUROS CON ELEMENTOS COMO LOS DESCRITOS PARA LOS CASOS 1 A 3.

CASO 5: Q = 1.0
(PARA TIPOS DE ESTRUCTURACIÓN 1 A 4)

+ ESTRUCTURAS DE CUALQUIER TIPO CUYA RESISTENCIA A FUERZAS LATERALES SEA PROPORCIONADA, AL MENOS PARCIALMENTE, POR ELEMENTOS O MATERIALES DIFERENTES DE LOS ESPECIFICADOS EN LOS CASOS 1 A 4, A MENOS QUE SE HAGA UN ESTUDIO QUE DEMUESTRE QUE SE PUEDE EMPLEAR UN VALOR MÁS ALTO.

DESDE EL PUNTO DE VISTA DE "RESISTENCIA" CONVIENEN LAS ESTRUCTURAS QUE TIENEN UN FACTOR Q ALTO; SIN EMBARGO, EN ELLAS PUEDEN TENERSE DIFICULTADES PARA CONTROLAR LAS DEFORMACIONES BAJO CARGAS DE TRABAJO.

ESTADO LÍMITE POR DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES. LAS DEFORMACIONES LATERALES DE CADA ENTREPISO DEBIDAS A FUERZA CORTANTE NO EXCEDERÁN DE 0.008 VECES LA ALTURA DEL ENTREPISO, SALVO CUANDO LOS ELEMENTOS QUE NO FORMAN PARTE INTEGRANTE DE LA ESTRUCTURA ESTÉN LIGADOS A ELLA EN TAL FORMA QUE NO SUFRAN DAÑOS POR LAS DEFORMACIONES DE LA MISMA. EN ESTE CASO, LAS DEFORMACIONES NO EXCEDERÁN DE 0.016. EN EL CÁLCULO DE LOS DESPLAZAMIENTOS SE TOMARÁN EN CUENTA TODOS LOS ELEMENTOS QUE CONTRIBUYAN A LA RIGIDEZ LATERAL DE LA CONSTRUCCIÓN.

A Method for the Plastic Design of Unbraced Multistory Frames

OSCAR DE BUEN

In a building without vertical bracing or shear walls, the frames must be able to resist gravity loads and the combination of vertical and horizontal loads, plus second order effects due to vertical load-lateral displacement interaction. Besides, frame stiffness must be sufficient to keep lateral displacements under working loads below maximum allowable values.

Two different load factors are used in plastic design—one for vertical loads only and a smaller one for the combination of vertical permanent and horizontal accidental loads. Design of two or three stories at the top of unbraced buildings is generally governed by gravity loads, because the beams and columns necessary to support vertical loads are also able to resist gravity plus horizontal loads under a reduced load factor. The importance of horizontal forces increases in lower stories, and their design is governed by the combination of both types of loads.

Design of upper stories is usually made with no consideration of lateral displacements. A revision is carried out later in order to verify that the overall critical load is not smaller than the collapse mechanism load. If necessary, the structure is modified or the critical load is taken as the limit of structural usefulness.

When design is governed by combined gravity and lateral loads, collapse takes place by instability, characterized by increasing lateral displacements under horizontal loads that grow to a maximum and decrease afterwards. Behavior of the structure can be ascertained studying the formation of successive plastic hinges due to increasing horizontal forces which act upon the structure, loaded from the beginning with complete factored vertical loads. Beams and columns are assumed to remain in the elastic range between plastic hinges. Influence of axial loads on column bending strength, second order moments, and compatibility conditions must be taken into account.

A method for the design of beams and columns in stories of regular frames governed by the combination of gravity and lateral loads is presented in this paper. To this end, horizontal load-lateral displacement curves (Q-Δ curves) corresponding to preliminary sizes of beams and columns are plotted for all or some of the stories. If the story behavior, as depicted by the Q-Δ curve, is not satisfactory from the point of view of strength or lateral stiffness, preliminary sizes are modified and a new curve is plotted.

The method can be easily programmed for use in computerized plastic design. Nevertheless, one of the main advantages of the method is its simplicity, which makes it suitable for simple manual computations. It is, therefore, a powerful tool for the design of medium size, regular buildings that do not justify the use of computers, and for the approximate revision of buildings designed by computer, employing elastic or plastic methods.

The method described in this paper is related to a method originally developed at Lehigh University,[1-5] which was later simplified by the writer and others.[6-9] The amount of numerical work is drastically reduced, although keeping enough accuracy for practical purposes, and computations are systematized by arranging them in tabular form. Besides, the method is based on the condition that plastic hinges shall appear only in beams (with the exception of column bases). This condition is in accordance with modern design philosophy, especially in seismic areas.

SECOND-ORDER ANALYSIS

Analysis of multistory rigid frames has traditionally been made using first-order elastic theory, but second-order effects can be significant, especially in unbraced frames.

In current design practice, second-order effects are usually considered, in an indirect and approximate way, by using interaction equations for column design. Moments computed by a first-order elastic or plastic analysis are more or less arbitrarily amplified, and effective lengths longer than actual lengths are used. Beams are designed using the original first-order moments.[10] Incorrect results are obtained when each column is treated individually, especially if the frames are geometrically irregular or column and beam stiffnesses change considerably in each story or in adjacent stories. Also, design of beams to support first-order

Oscar de Buen is Professor of Civil Engineering, National University of Mexico, and a Consulting Engineer, Mexico City.

moments is irrational, as they have to equilibrate the amplified moments that columns apply to the joints.

The number of factors that has to be taken into account in an exact elastoplastic second-order analysis is high, but most of them are usually neglected in ordinary design problems.[11,12] The two most important factors in multistory frame behavior are formation of an increasing number of plastic hinges and interaction of vertical loads and story lateral displacements ($P\Delta$ effect). Only these two factors will be considered in this paper.

EVALUATION OF $P\Delta$ EFFECTS

$P\Delta$ effects can be evaluated making a first-order analysis of the structure under actual vertical loads and horizontal loads, increased in the amount necessary to reproduce, approximately, second-order effects.

The fictitious additional shear force, V_i, that has to be applied to story i of a multistory frame is given by

$$V_i = \frac{P_i}{h_i}\,\Delta_{i,i-1} \qquad (1)$$

where

P_i = weight of the level under consideration plus every level above it
$\Delta_{i,i-1}$ = relative horizontal displacement between the upper and lower levels of the story
h_i = story height (Fig. 1)

BASIC EQUATIONS

Columns in any story of a building subjected to the combined action of gravity loads and horizontal wind or earthquake forces must resist bending moments produced by the horizontal shear force Q, plus those due to the total vertical load P acting upon the laterally deformed structure (Fig. 2). $P\Delta$ moments are similar to those produced by a fictitious shear force $P\Delta/h$.

P and Δ are equal to P_i and $\Delta_{i,i-1}$ in Eq. (1).

Equilibrium of horizontal loads gives:

$$\Sigma M_c = Qh + P\Delta \qquad (2)$$

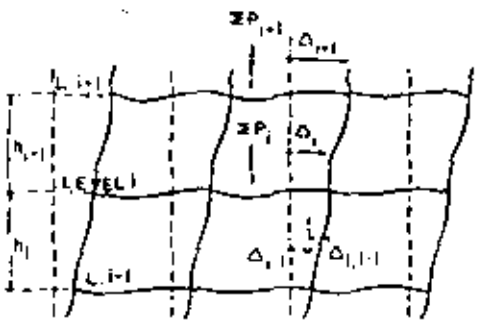


Fig. 1. Lateral displacement of a multistory rigid frame

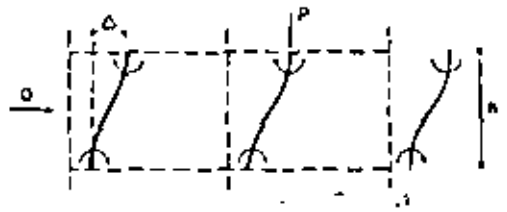


Fig. 2. Forces which produce bending in columns

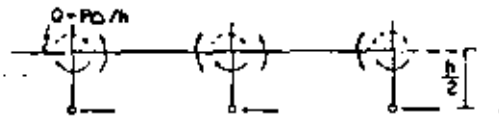


Fig. 3. Substructure corresponding to an intermediate story (vertical loads not shown)

$$Q = \frac{\Sigma M_c}{h} - P\frac{\Delta}{h} \qquad (3)$$

ΣM_c is the sum of the moments in both ends of all columns in the story.

Equation (3) shows clearly that the $P\Delta$ effect reduces the structure's capability to resist lateral load.

The substructure in Fig. 3 is obtained assuming that the point of inflection in each column is at mid-height of the column[2,8] and isolating the upper part of the story. The $P\Delta$ effect is included by increasing the horizontal load. Vertical loads are not shown.

From the equilibrium of horizontal forces:

$$\Sigma M_c = \left(Q + P\frac{\Delta}{h}\right)\frac{h}{2} = \frac{Qh}{2} + P\frac{\Delta}{2} \qquad (4)$$

In this equation, and in the rest of the paper, ΣM_c refers only to the moments acting in the upper end of the story columns.

Joint moments are also in equilibrium; then,

$$\Sigma M_v = (\Sigma M_c)_{il} + (\Sigma M_c)_{iu}$$

where ΣM_v is the sum of moments at both ends of every beam in the level under study, due to horizontal forces, including the fictitious one, $P\Delta/h$, and $(\Sigma M_c)_{il}$ and $(\Sigma M_c)_{iu}$ are the sums of moments at the ends of the columns connecting to the joints of that level, below and above it, also due to horizontal loads.

Assuming that $(\Sigma M_c)_{iu} = (\Sigma M_c)_{il} = \Sigma M_c$,

$$\Sigma M_v = 2\Sigma M_c \qquad (5)$$

The assumption that leads to Eq. (5) is conservative, but sufficiently accurate for design purposes.[2]

From Eqs. (4) and (5), $Q = (\Sigma M_c - P\Delta/2)/(h/2)$ and $\Sigma M_c = \Sigma M_v/2$; then,

$$Q = \frac{\Sigma M_v - P\Delta}{h} = \frac{\Sigma M_v}{h} - \frac{P\Delta}{h} \qquad (6)$$

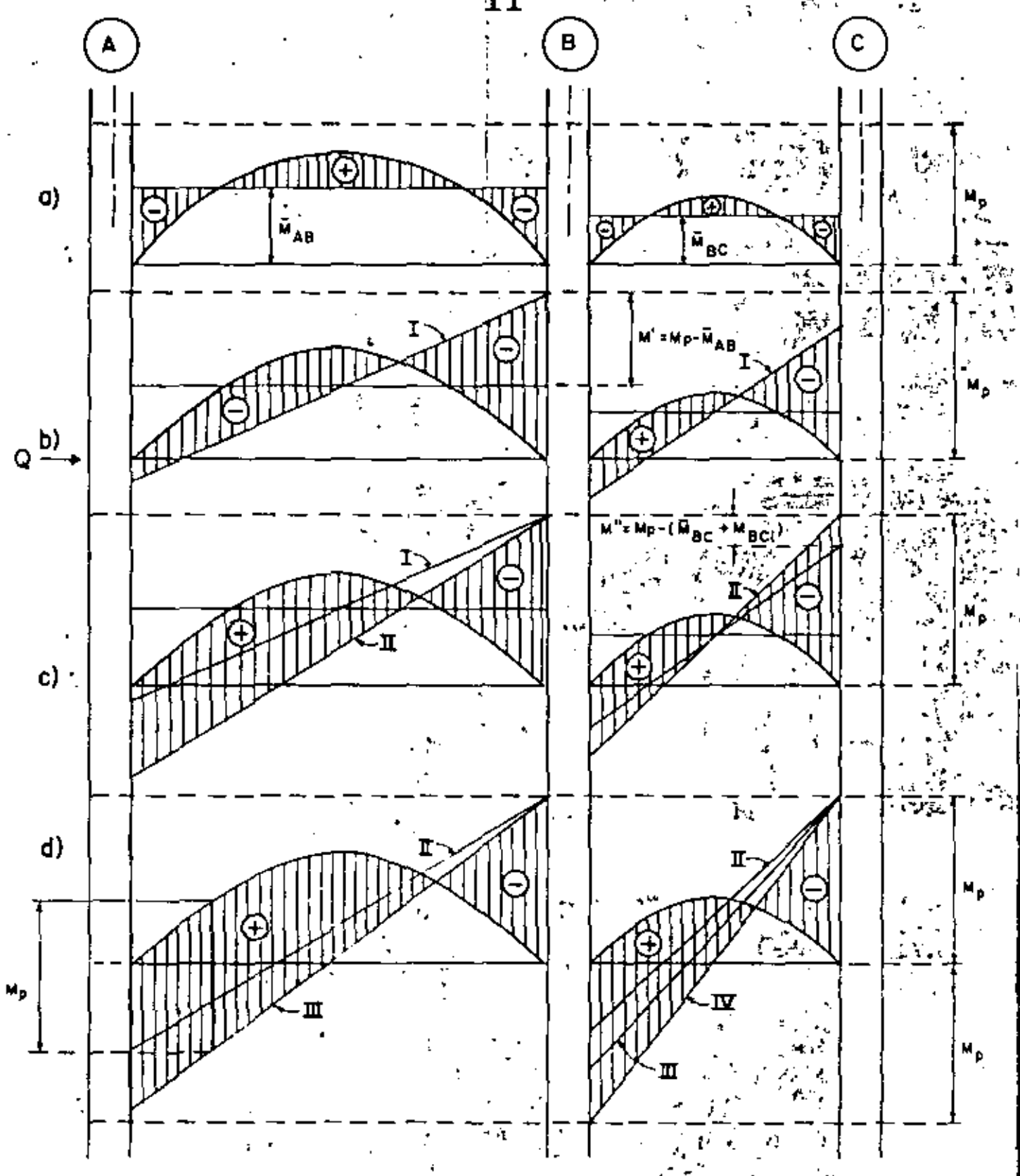


Fig. 4. Bending moment diagrams for the different loading stages

Application of slope-deflection equations to an isolated column leads to[6,8]

$$\frac{\Delta}{h} = \frac{\Sigma_c M_b h}{12EI_c} + \theta \tag{7}$$

where $\Sigma_c M_b$ is the end moment of the beam that connects to an exterior column, or the sum of the end moments of two beams if it is an interior one, θ is the angle of rotation at the column's upper end, and I_c its moment of inertia.

To obtain Eq. (7) it has been assumed that the column behaves elastically and that its stiffness is independent of the axial load. Neither assumption is strictly true, but they do not introduce significant errors in columns with slenderness ratios and axial loads in the range which is usual in buildings.[8]

Equation (7) can be generalized to cover the complete story:

$$\frac{\Delta}{h} = \frac{h}{12E} \Sigma \frac{M_b}{I_c} + \theta \tag{8}$$

ΣM_b is now the sum of moments at both ends of all beams in the level, and ΣI_c is the sum of moments of inertia of all the columns that contribute to the story's lateral stiffness. It has been assumed that θ is the same for every joint in the level.[8]

Equation (8) can finally be written as:

$$\frac{\Delta}{h} = \frac{h}{12E\Sigma I_c} \Sigma M_c + \theta \tag{9}$$

The two basic equations to obtain the Q-Δ curve are Eqs. (6) and (9), developed for a complete building story. They are applied to an isolated frame in the numerical examples at the end of this paper.

Q-Δ CURVE OF A STORY

Loads initially applied to the story are the working gravity loads multiplied by the load factor corresponding to the combination of permanent and accidental loads. Bending moment diagrams are determined using clear beam spans and assuming no rotation at the joints. Unbalanced moments are resisted by the columns meeting at each joint (Fig. 4a).

Upon application of the horizontal load the story deflects laterally and additional moments have to be computed and added to those due to vertical load (Fig. 4b).

The first stage in the loading process ends with the formation of the first plastic hinge. It develops at the leeward end of one of the girders, where vertical and horizontal load moments are additive. The horizontal load additional moment necessary to develop a plastic hinge at the leeward end of each girder is $M' = M_p - \bar{M}$, where M_p and $\bar{M}$ are the girder plastic moment and fixed end moment.

The joint rotation corresponding to each M' moment is now computed:

$$M' = S\theta' = C_1 E K' \theta' \tag{10}$$

$$\theta' = M'/C_1 E K$$

where S is the girder stiffness and C_1 a numerical factor.

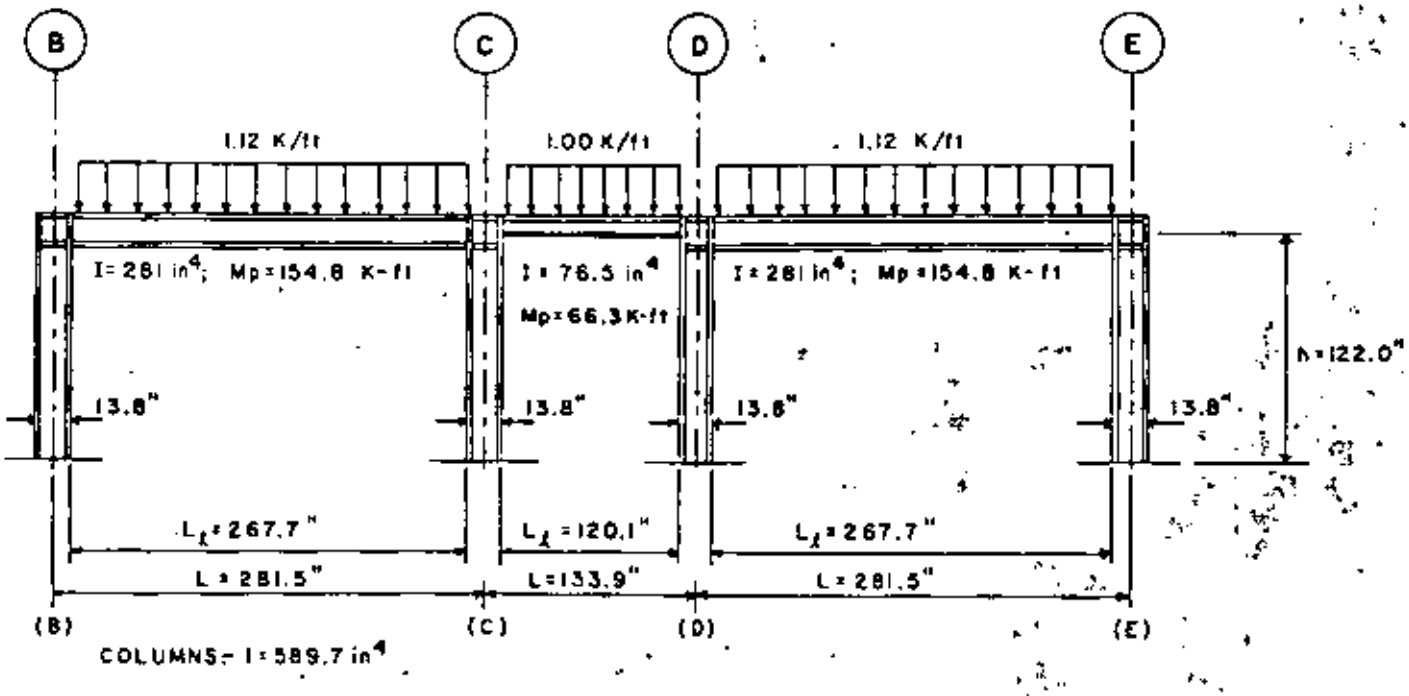


Fig. 5. Frame analyzed in illustrative example No. 1

Table 1

ROW	CONCEPT	UNITS		(B)		(C)		(D)		(E) SEQUENCE OF PLASTIC HINGE FORMATION
1	h	in.	122.0							
2	P(TOTAL LOAD)	Kips	502.2							
3	$K=I_c/L_g$	in^3		1.05		0.84		1.05		
4	M_p	K-ft		154.8*		68.3		154.8		
5	$M_1=wL_1^2/8$	K-ft		69.7		12.5		69.7		
6	$\bar{M}=wL_2^2/12$	K-ft		46.5	46.5	8.3	8.3	46.5	46.5	
7	C_1	—		6.0	6.0	6.0	6.0	6.0	6.0	
8	$S_1=C_1EK_1$	K-ft		15225	15225	9260	9260	15225	15225	
9	$M'=M_p-\bar{M}$	K-ft		108.3	108.3	58.0	58.0	108.3	108.3	
10	$\theta'=M'/S_1$	—		0.00711	0.00711	0.00625	0.00625	0.00711	0.00711	
11	θ_1	—	0.00625							
12	$M_1=S_1\theta_1$	K-ft		95.2	95.2	58.0	58.0	95.2	95.2	
13	ΣM_1	K-ft	496.8							
14	ΣIc	in^4	2358.8							
15	$(\bar{Q}/I)_1$	—	0.00714							
16	Q_1	Kips	45.28							
17	$M_{R1}=\bar{M}+M_1$	K-ft			141.7		66.3		141.7	
18	$M_{L1}=\bar{M}-M_1$	K-ft		-48.7	—	-48.7		-48.7		
19	C_2	—		6.0	6.0	3.0	—	6.0	6.0	
20	$S_2=C_2EK_2$	K-ft		15225	15225	4640	—	15225	15225	
21	$M_R'=M_p-M_{R1}$	K-ft			13.1		0		13.1	
22	$M_L'=M_p+M_{L1}$	K-ft		106.1		16.8		106.1		
23	$\theta''=M''/S_2$	—		0.00697	0.00086	0.00358	—	0.00697	0.00086	
24	θ_2	—	0.00086							
25	$M_2=S_2\theta_2$	K-ft		13.1	13.1	4.0	—	13.1	13.1	
26	ΣM_2	K-ft	56.4							
27	ΣIc	in^4	2358.8							
28	$(\bar{Q}/I)_2$	—	0.00076							
29	Q_2	Kips	5.1							
30	$(\bar{Q}/I)_T$	—	0.00810							
31	$Q_T=Q_1+Q_2$	Kips	50.38							
32	$M_{R2}=M_{R1}+M_2$	K-ft			154.8		66.3		154.8	
33	$M_{L2}=M_{L1}-M_2$	K-ft		-61.8		-53.7		-61.8		

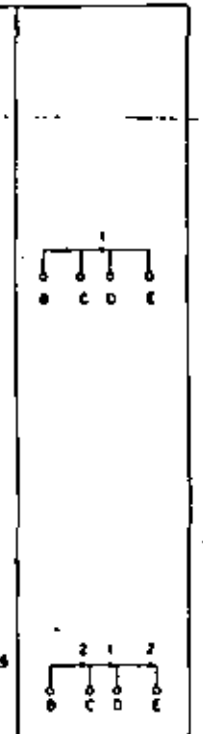


Table 1 (*cont'd*)

ROW	CONCEPT	UNITS		(B)		(C)		(D)		(E) SEQUENCE OF PLASTIC HINGE FORMATION
34	C_3	—		3.0	—	3.0	—	3.0	—	
35	$S_3 \cdot C_3 EI_3$	K-ft		7612.5	—	4640	—	7612.5	—	
36	$M_R^+ = M_R - M_{R2}$	K-ft			0		0		0	
37	$M_L^+ = M_P^+ - M_{L2}$	K-ft		93.0		12.8		93.0		
38	$\theta'' = M''/S_3$	—		0.01222	—	0.00272	—	0.01222	—	
39	θ_3	—	0.00272							
40	$M_3 = S_3\theta_3$	K-ft		20.7	—	12.6	—	20.7	—	
41	ΣM_3	K-ft	54.0							
42	ΣI_C	in^4	1769.1							
43	$(\Delta/h)_3$	—	0.00285							
44	D_3	Kips	3.9							
45	$(\Delta/h)_T$	—	0.01095							
46	D_T	Kips	34.28							
47	$M_{R3} = M_{R2} - M_3$	K-ft			154.8		66.3		154.8	
48	$M_{L3} = M_{L2} - M_3$	K-ft		-82.5		-66.3		-82.5		
49	C_4	—		3.0	—	0	—	3.0	—	
50	$S_4 \cdot C_4 EI_4$	K-ft		7612.5	—	—	—	7612.5	—	
51	$M_R^+ = M_P^+ - M_{R3}$	K-ft			0		0		0	
52	$M_L^+ = M_P^+ - M_{L3}$	K-ft		72.3				72.3		
53	$\theta'' = M''/S_4$	—		0.00950	—	—	—	0.00950	—	
54	θ_4	—	0.00950							
55	$M_4 = S_4\theta_4$	K-ft		72.3	—	—	—	72.3	—	
56	ΣM_4	K-ft	144.6							
57	ΣI_C	in^4	1179.4							
58	$(\Delta/h)_4$	—	0.01002							
59	D_4	Kips	9.2							
60	$(\Delta/h)_T$	—	0.02097							
61	D_T	Kips	65.48							
62	$M_{R4} = M_{R3} - M_4$	K-ft			154.8		66.3		154.8	
63	$M_{L4} = M_{L3} - M_4$	K-ft		-154.8		-66.3		-154.8		
64	$\Sigma M_P/L_1$	Kips		13.88 ↑	13.88 ↓	13.25 ↑	13.25 ↓	13.88 ↑	13.88 ↓	
65	$wL_1/2$	Kips		12.49 ↓	12.49 ↓	5.00 ↓	5.00 ↓	12.49 ↓	12.49 ↓	
66	V	Kips		1.39 ↑	26.37 ↓	8.25 ↑	18.25 ↓	1.39 ↑	26.37 ↓	$\Sigma V = 59.98$ ↓
67	$dc/2$	ft		0.58	0.58	0.58	0.58	0.58	0.58	
68	$M = M_P^+ + dc/2$	K-ft		153.6	170.1	79.1	79.9	153.6	170.1	
69	M_{COL}	K-ft	155.6/2 = 77.8		241.2/2=120.6		232.5/2=116.3		170.1/2 = 85.1	

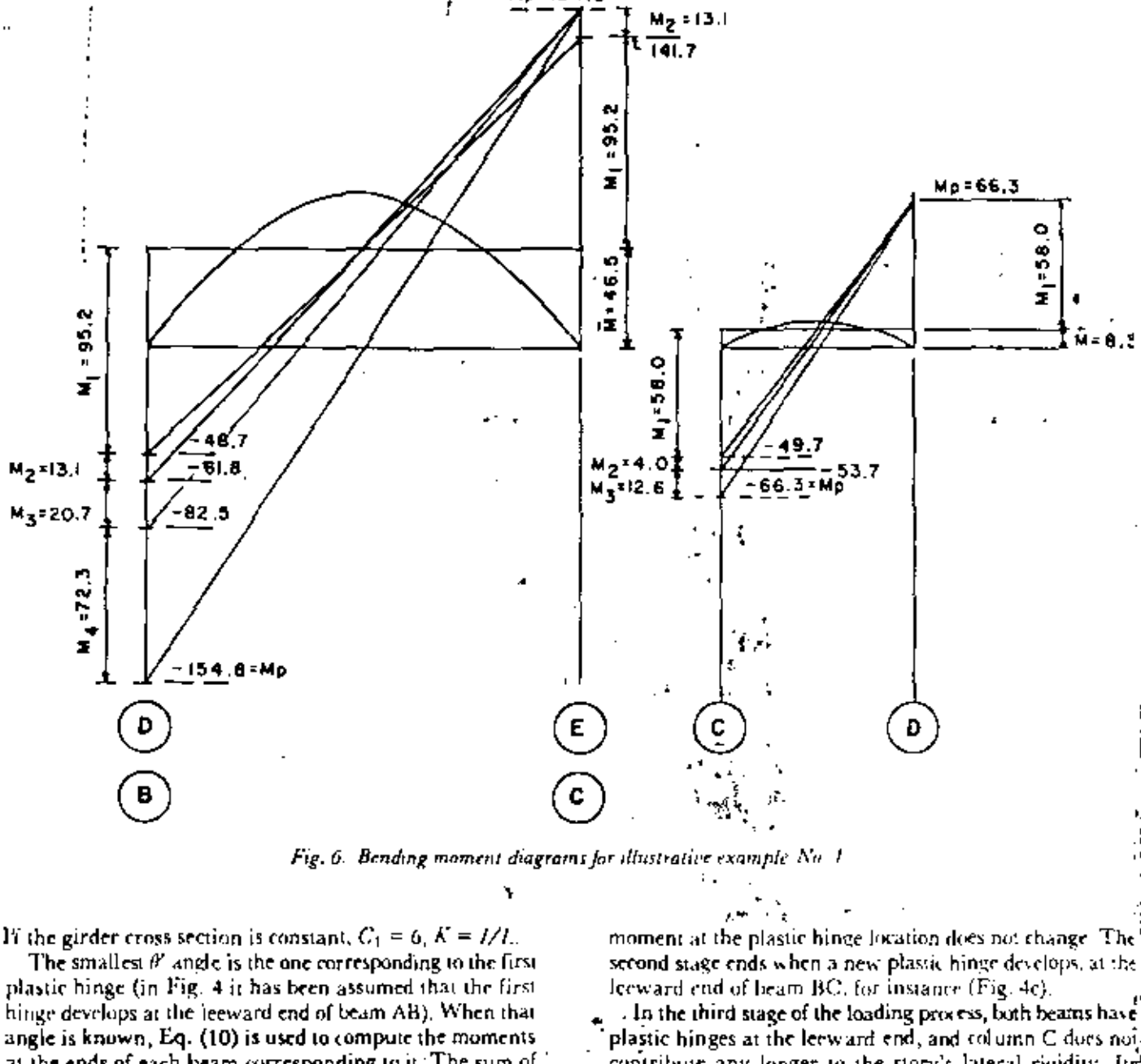


Fig. 6. Bending moment diagrams for illustrative example No. 1

If the girder cross section is constant, $C_1 = 6$, $K = I/L$.

The smallest θ' angle is the one corresponding to the first plastic hinge (in Fig. 4 it has been assumed that the first hinge develops at the leeward end of beam AB). When that angle is known, Eq. (10) is used to compute the moments at the ends of each beam corresponding to it. The sum of the beams end moments, ΣM_e, is taken into Eq. (9), and the lateral displacement determined as Δ/h. Finally, Eq. (6) gives the horizontal load Q that produces that displacement. Coordinates of a point in the Q-Δ/h curve are now known: the straight line from the origin to that point is a good representation of the first part of the Q-Δ/h curve.

The bending moment diagram corresponding to the formation of the first plastic hinge is diagram I, Fig. 4b.

The second stage is similar to the first, but the stiffness of beam AB is reduced because of the plastic hinge developed at the leeward end (if the moment of inertia of the beam is constant, the stiffness is $3EI/L = 3EK$); also, the moment at the plastic hinge location does not change. The second stage ends when a new plastic hinge develops, at the leeward end of beam BC, for instance (Fig. 4c).

In the third stage of the loading process, both beams have plastic hinges at the leeward end, and column C does not contribute any longer to the story's lateral rigidity. Its moment of inertia is not included in ΣI_c, Eq. (9).

A number of plastic hinges sufficient to transform the story into a mechanism eventually develops (Fig. 4d). Until then, the Q-Δ/h curve consists of several straight lines connecting the points which represent the termination of each stage. Upon formation of the mechanism, the relationship between horizontal load and lateral displacement is given by a descending straight line that passes through the point corresponding to the last plastic hinge. The equation of this line is:

$$Q = -\frac{P\Delta}{h} + \frac{M_i}{h}$$

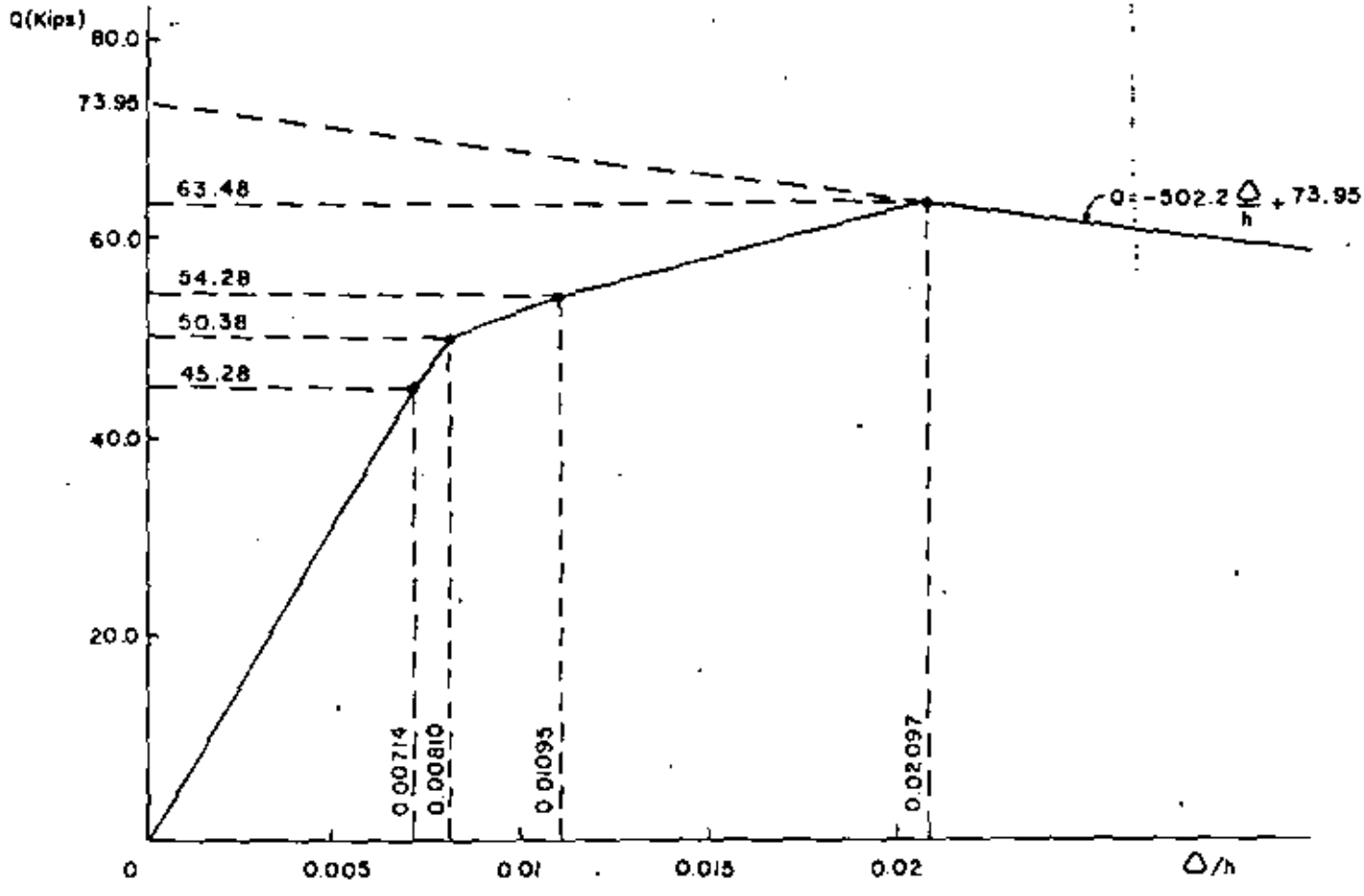


Fig. 7. Horizontal load – lateral deflection curve for illustrative example No. 1

where M_r is the total restraining moment provided by all of the beams in the story when the last plastic hinge develops.

The complete horizontal load-lateral displacement curve can now be plotted.

Numerical solution of a given problem is considerably facilitated by tabulating the computations, as shown in the illustrative example. It is generally convenient to plot simultaneously the bending moment diagrams, as in Fig. 4, to check the numerical results. The diagram is necessary if the second plastic hinge in one or more beams develops in an intermediate section, instead of the windward end, because the hinge position and windward moment are then graphically determined (Fig. 4d). Also, bending moment diagrams are necessary when the beams and the floor slab work as composite members, in order to find the zones of positive and negative bending moment.*

* *A paper on this topic will be submitted for publication in the near future.*

COLUMN DESIGN

Columns must be able to resist axial loads and bending moments applied to them by the beams until formation of the story collapse mechanism. The moments at the column faces must be increased by $Vd_c/2$ to obtain the design moments at the column center line, where V is the shear force at the girder end and d_c is the column depth.

As the $P\Delta$ effect has already been considered, column sizes are checked using a formula for beam-columns whose ends can not displace laterally.

If the designer wants to make sure that no plastic hinges will develop at the column ends, he can use a load factor bigger than that employed in beam design (if this precaution is not taken, some plastic hinges can possibly develop in the columns because of differences between the assumed and actual response of the structure and factors not considered in analysis and design, such as differences between real and specified yield points or handbook and actual geometric properties of rolled shapes).

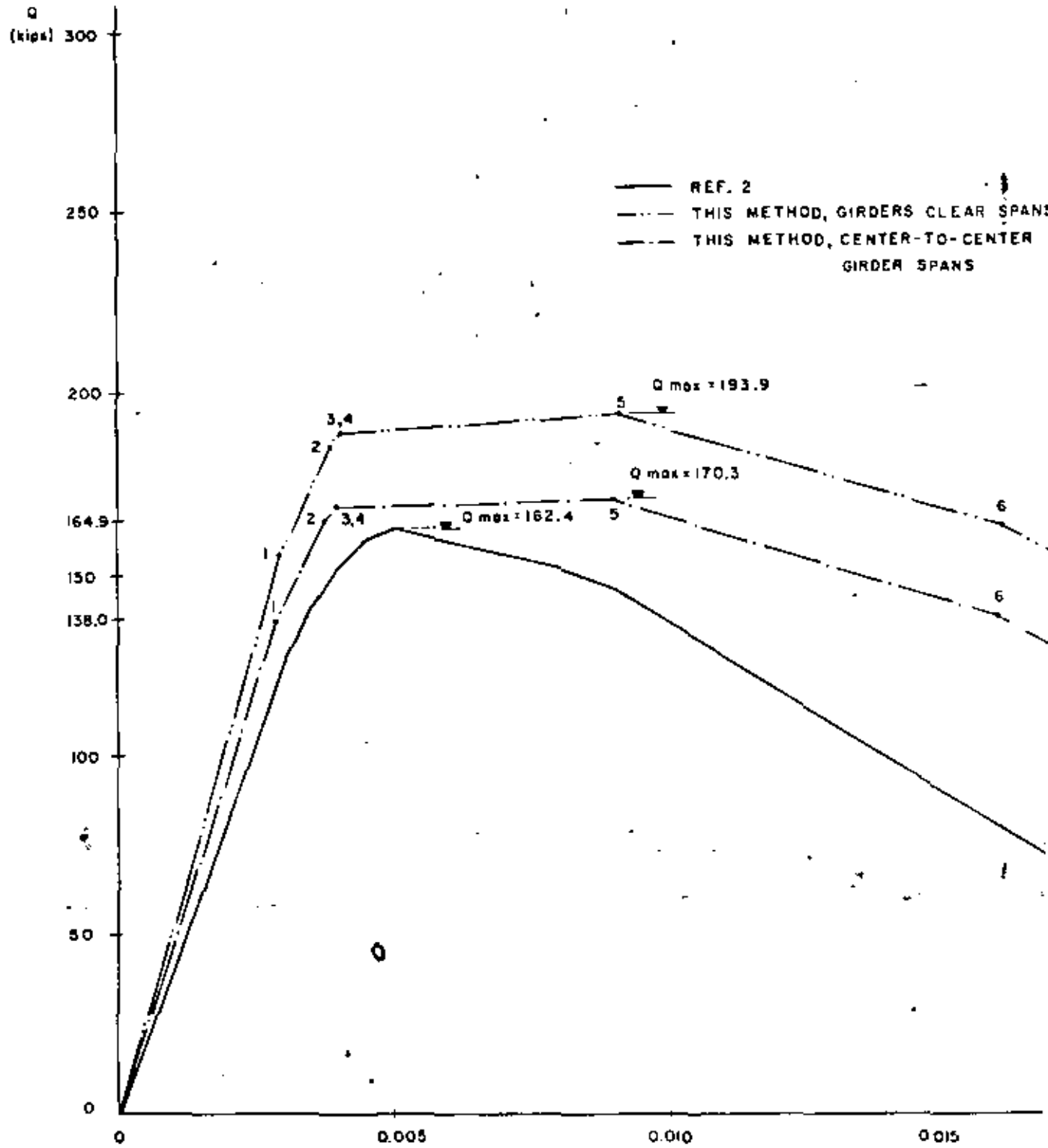
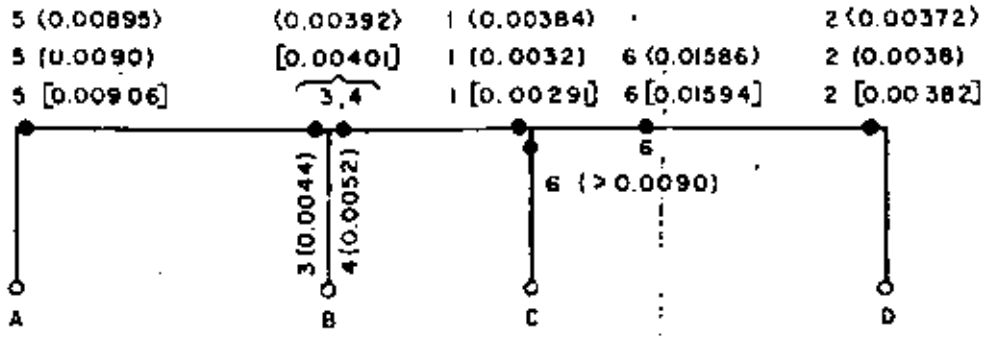


Fig. 8. Horizontal load—lateral deflection curves for illustrative example No. 2



[ ] THIS METHOD, GIRDERS CLEAR SPANS
( ) THIS METHOD, CENTER-TO-CENTER SPANS
( ) REF. 2

Fig. 9 Sequences of plastic hinge formation for illustrative example No. 2

ILLUSTRATIVE EXAMPLES

Example 1—Figure 5 shows a story of a multistory frame belonging to a building which was designed by the allowable stress method in the writer's office. Vertical loads are multiplied by the load factor corresponding to the combination of vertical permanent and horizontal accidental loads.

Computations are shown in Table 1, bending moment diagrams for every loading stage are depicted in Fig. 6, and the horizontal load-lateral deflection curve is shown in Fig. 7.

Example 2—The structure used as an illustrative example in Ref. 2 was analyzed in the following two ways, using the method described in this paper:

(a) Employing the clear spans of girders, as suggested in this paper.
(b) Computing restraining moments using center-to-center girder spans, as in Ref. 2.

Results of both analyses are shown in Figs. 8 and 9, which also contain the Q-Δ curve and the sequence of plastic hinge formation found in Ref. 2. Agreement is fairly good. It is the writer's belief that results based on clear spans are closer to the structure's true behavior.

REFERENCES

1. *Driscoll, G. J., Jr. et al.* Plastic Design of Multi-Story Frames *Lecture Notes and Design Aids, Report Nos. 273.20 and 273.21, Fritz Engineering Laboratory, Lehigh University, 1965.*
2. *Daniels, J. H., and L. W. Lu* The Subassemblage Method of Designing Unbraced Multi-Story Frames *Report No. 273.37, Fritz Engineering Laboratory, Lehigh University, March 1966.*
3. *Daniels, J. H. and L. W. Lu* Design Charts for the Subassemblage Method of Designing Multi-Story Frames *Report No. 273.54, Fritz Engineering Laboratory, Lehigh University, Dec. 1966.*
4. *Daniels, J. H.* A Plastic Method for Unbraced Frame Design *Engineering Journal, AISC, Vol. 3, No. 4, Oct. 1966.*
5. *Driscoll, G. C., J. O. Armacost and W. C. Hansell* Plastic Design of Multi-Story Frames by Computer *Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 96, No. ST1, Jan. 1970.*
6. *De Buen, O.* Diseño plástico de marcos rígidos no contraventeados *II Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Veracruz, May 1968.*
7. *De Buen, O.* Aniseismic Design of Multi-Story Steel Frames by Plastic Methods *IV World Conference on Earthquake Engineering, Santiago, Chile, Jan. 1969*
8. *De Buen, O.* A Modification to the Subassemblage Method of Designing Unbraced Multi-Story Frames *Engineering Journal, AISC, Vol. 6, No. 4, Oct. 1969.*
9. *Disque, R. O.* Applied Plastic Design of Unbraced Multistory Frames *Engineering Journal, AISC, Vol. 8, No. 4, Oct. 1971.*
10. Specification for the Design, Fabrication and Erection of Structural Steel for Buildings *AISC, Feb. 1969 (including Supplements 1, 2 and 3, adopted Nov. 1970, Dec. 1971, and June 1974).*
11. *Mac Gregor, J. G.* Stability of Reinforced Concrete Building Frames *State of Art Report No. 1, Technical Committee No. 23, International Conference on Planning and Design of Tall Buildings, Lehigh University, Aug. 1972.*
12. *Adams, P. F.* Stability of Three-Dimensional Building Frames *State of Art Report No. 4, Technical Committee No. 10, International Conference on Planning and Design of Tall Buildings, Lehigh University, Aug. 1972.*

DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.

VII CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERIA SISMICA

DISEÑO SISMICO DE EDIFICIOS

SEISMIC PERFORMANCE OF REINFORCED CONCRETE STRUCTURES

Julio, 1981

acio de Minería Calle de Tacuba 5 primer piso México 1, D. F. Tel: 521-40-20 Apdo. Postal M-2285

SEISMIC PERFORMANCE OF REINFORCED CONCRETE STRUCTURES

by

Vitelmo V. Bertero, Professor of Civil Engineering
University of California, Berkeley, California

INTRODUCTION

The last few decades have witnessed many advances in the field of Earthquake Engineering; however many researchers and most professionals working in this field feel that the design and construction of earthquake resistant structures is still an art and not a science. One critical ingredient in such design and construction is seasoned engineering judgment; the best way to develop such judgment is by field surveys of the performance of actual structures during earthquakes and in-depth analyses of the damages observed. These observations and analyses provide invaluable evidence concerning not only the effectiveness of seismic codes and procedures used in the design of a structure, but also they are the real test of the effectiveness of available analytical capabilities.

Observed seismic performance of reinforced concrete structures during past moderate and severe earthquake ground motions has ranged from minor cracking to complete collapse. Based on these collapses and the relatively lower strength and ductility per unit weight of ordinary (unconfined) reinforced concrete when compared with structural steel, it has been suggested that concrete structures are particularly vulnerable to earthquakes. However, as Bresler points out [1] many concrete structures have withstood severe earthquakes without significant damage, suggesting that there is nothing inherent in concrete structures which makes them particularly vulnerable to earthquakes. Regardless of the material used, properly designed structures will perform well, although reinforced concrete may be less "forgiving" or less "tolerant" of improper construction (workmanship) and maintenance. Therefore, to achieve efficient seismic resistant concrete structures, special attention is needed to all factors that can affect seismic structural performance. It is not enough to design structures in accordance with the requirements of the latest seismic codes. Performance of a structure during an earthquake depends on its state when the earthquake strikes and not just on how the designer thought it would behave when it was being designed. Thus, maintenance and repair of structures during their service lives must be considered, as well as the general aspects involved in their design and construction.

OBJECTIVES AND SCOPE

The main objectives of this paper are: (1) to review the different factors that can affect the seismic behavior of structures; (2) to discuss the seismic performance of different types of concrete structural systems, emphasizing the reasons for such performance; (3) to formulate educational, research, and development needs for improving performance and its prediction; and (4) to stress the need for closer cooperation between professionals, researchers, government officials, and manufacturers of building materials to attain efficient seismic-resistant construction.

SEISMIC PERFORMANCE OF REINFORCED CONCRETE STRUCTURES

by

Vitelmo V. Bertero, Professor of Civil Engineering
University of California, Berkeley, California

INTRODUCTION

The last few decades have witnessed many advances in the field of Earthquake Engineering; however many researchers and most professionals working in this field feel that the design and construction of earthquake resistant structures is still an art and not a science. One critical ingredient in such design and construction is seasoned engineering judgment; the best way to develop such judgment is by field surveys of the performance of actual structures during earthquakes and in-depth analyses of the damages observed. These observations and analyses provide invaluable evidence concerning not only the effectiveness of seismic codes and procedures used in the design of a structure, but also they are the real test of the effectiveness of available analytical capabilities.

Observed seismic performance of reinforced concrete structures during past moderate and severe earthquake ground motions has ranged from minor cracking to complete collapse. Based on these collapses and the relatively lower strength and ductility per unit weight of ordinary (unconfined) reinforced concrete when compared with structural steel, it has been suggested that concrete structures are particularly vulnerable to earthquakes. However, as Bresler points out [1] many concrete structures have withstood severe earthquakes without significant damage, suggesting that there is nothing inherent in concrete structures which makes them particularly vulnerable to earthquakes. Regardless of the material used, properly designed structures will perform well, although reinforced concrete may be less "forgiving" or less "tolerant" of improper construction (workmanship) and maintenance. Therefore, to achieve efficient seismic resistant concrete structures, special attention is needed to all factors that can affect seismic structural performance. It is not enough to design structures in accordance with the requirements of the latest seismic codes. Performance of a structure during an earthquake depends on its state when the earthquake strikes and not just on how the designer thought it would behave when it was being designed. Thus, maintenance and repair of structures during their service lives must be considered, as well as the general aspects involved in their design and construction.

OBJECTIVES AND SCOPE

The main objectives of this paper are: (1) to review the different factors that can affect the seismic behavior of structures; (2) to discuss the seismic performance of different types of concrete structural systems, emphasizing the reasons for such performance; (3) to formulate educational, research, and development needs for improving performance and its prediction; and (4) to stress the need for closer cooperation between professionals, researchers, government officials, and manufacturers of building materials to attain efficient seismic-resistant construction.

This presentation is admittedly strongly influenced by the research and design problems on which the author has recently been working: seismic resistant design of buildings and tanks for storage of liquids. Only the problems related to building performance are discussed herein.

In the first part of the paper, the general goals and current practice in seismic-resistant design and construction of buildings is reviewed. The importance of construction aspects, such as quality control of materials, workmanship, field inspection, and maintenance and durability of the building, are then briefly discussed. The second part of the paper is devoted to a discussion of the problems encountered in building design. The state-of-the-art and state-of-the-practice is reviewed in: (1) the establishment of design earthquakes; (2) the selection of structural materials and structural systems; (3) the prediction of the mechanical behavior of the structure, which involves modeling of the structure, structural and stress analyses, and the proportioning and detailing of members, connections and supports; and (4) a reliability analyses of the final design. Emphasis is placed on the establishment of design earthquakes and the proper selection of the structural system and structural material. Then performance of different structural systems during recent moderate and severe earthquakes are illustrated and compared. Finally recommendations are formulated for educational, research and development needs for improving the prediction of seismic performance of structures. Although the design aspects related to human sensitivity to vibration will not be discussed herein, these aspects should be considered in a comprehensive approach to the design and analysis of seismic resistant structures.

GENERAL GOALS AND CURRENT PRACTICE IN SEISMIC-RESISTANT DESIGN AND CONSTRUCTION

The general philosophy of earthquake-resistant design for buildings other than essential facilities has been well established and proposes to prevent nonstructural damage in frequent, minor earthquake ground shakings; to prevent structural damage and minimize non-structural damage in occasional moderate earthquake shakings; and avoid collapse or serious damage in rare, major ground shakings. This philosophy is in complete accord with the concept of comprehensive design [2]. However, current design methodologies fall short of realizing the objectives of this general philosophy [3].

In a comprehensive design approach it should be recognized that building damage may result from different seismic effects: (1) ground failures due to fault ruptures or to the effects of seismic waves; (2) vibrations transmitted from the ground to the structure; (3) seismic sea waves (tsunamis) and tsunami-like disturbances and seiches in lakes; and (4) other consequential phenomena such as fires, and floods caused by dam failures and landslides. A brief description of these various seismic hazards is given in Ref. 4.

The seismic effect that usually concerns the structural engineer and is accounted for by seismic-resistant design provisions of building codes, is the response or vibration of a building to the ground shaking that might occur at its foundation. In most cases damage due to other effects exceeds that due to the vibration of the building. Nonetheless, procedures for gaging the probability of such hazards, and for coping with them are normally outside the scope of the structural engineering discipline and so are not included in

building codes. Generally, the only way to avoid damage from most of these effects is by changing the building site, a decision which rests with government officials. In spite of this, the engineer should be aware of the different seismic hazards and should advise the client of potential dangers involved in constructing buildings at certain sites.

Although this paper only considers seismic damage to structures caused by ground shaking at the foundation, the author recognizes that the effect of other factors on both demand and capacity of a building must be considered in evaluating the building's damageability during its service life. These other factors include aging; changes in use, occupancy, or socio-economic conditions; structural and nonstructural modifications; fire damage and repair; and corrosion [3].

CONSTRUCTION AND MAINTENANCE ASPECTS

As pointed out earlier, the response to and damage of a building during any kind of excitation depends on how the building was actually constructed, not on how the designer thought it would behave. Furthermore, design and construction are intimately related: the achievement of good workmanship depends, to a large degree, on the simplicity of the detailing of members, connections, and supports. This is especially true for reinforced concrete structures, where it is possible (on paper and even in laboratory specimens) to detail reinforcement in such a way that considerable improvement can be effected in seismic behavior. In the field, however, such design details may be too elaborate to be economically feasible. A design can only be effective if it can be constructed.

Field inspection of damages that occur during earthquakes has revealed that a large percentage of observed damages and failures have been due to poor quality control of structural materials and/or poor workmanship, problems which could have been corrected if the building had been carefully inspected during construction. In many other cases damage, even failure, may be attributed to improper maintenance of buildings during their service life. A brief discussion and illustration of each of these construction and maintenance aspects follows.

Quality Control

Analyses of mill tests on reinforcing steel bars, field control tests of concrete cylinders, and mechanical materials studies of specimens removed from the structures, show considerable variations in mechanical characteristics. For example, Figs. 1 and 2 show the frequency distribution diagrams of field control test data for two mixes of normal weight concrete used in Treatment Facility buildings, Olive View Medical Center, in the San Fernando Valley [5]. Figures 3 and 4 show similar diagrams for the A-15 steel bars mill test data. A summary of statistical evaluations from mill test data is shown in Table 1. In Table 2 a comparison of the observed and calculated values of the modulus of elasticity for concrete in compression is presented. The observed values were obtained from laboratory tests conducted on specimens cored at the site.

In view of the variability of mechanical characteristics of structural materials, present seismic code provisions which specify only minimum and maximum material strengths and recommend that the design and capacity of

members be based on these code specified strengths alone are unreliable and can lead to unsafe designs. This is especially true in designing connections and in designing against the effects of shear for reinforced concrete structures.

Workmanship and Inspection

A typical example of poor workmanship, resulting from careless inspection, is illustrated in Fig. 5. The spiral columns of the Main Treatment Facility of the Olive View Hospital failed very early during the San Fernando earthquake of 1971, although they were properly designed, because the spiral reinforcement was improperly placed, terminating below the lowest face of the girder framing into the columns. Because the confinement was omitted in the critical regions, the good confinement of the concrete along the whole length of the columns was wasted. Quality assurance is mandatory if concrete structures are to perform satisfactorily during earthquakes.

Maintenance

To ensure that a building's performance under earthquake conditions simulates the behavior considered in the design process, it is important that the building undergo continual capable inspection during construction. Careful monitoring guarantees that the design, as well as the detailing, is correctly executed in the field, and that structural integrity is maintained throughout the life of the structure. Alterations in the structural system as well as in the nonstructural components should not be permitted without first seeking the advice of the original designer or another expert in the field of seismic-resistant design. Typical failures due to lack of adequate maintenance include failures of beams (usually in shear) due to openings introduced to permit passage of ducts, and shear failures of beams and columns, which are generally due to the addition or partial removal of partitions or infills. As illustrated in Fig. 6, the addition of infills can, by shortening the span of the girders or the clear height of the columns, considerably increase the shear to be developed during a severe ground shaking, and this can trigger a brittle failure of these elements.

GENERAL FEATURES OF SEISMIC-RESISTANT DESIGN

Efficient seismic-resistant building construction necessitates careful attention to the total seismic design, construction, and maintenance process. The phases of this process include: evaluating the seismic threat and representing the ground motions (i.e., establishing design earthquakes); selecting the proper structural layout and predicting the mechanical behavior of the whole soil-building system; proportioning and detailing the structural components, with their connections and supports; analyzing the reliability of the design obtained; and finally, constructing and maintaining the building during its service life.

The main design aspects that should be considered, together with their interrelationships, are summarized in the flow diagram show in Fig. 7.1. According to this diagram the first, and perhaps most difficult, step is in establishing the design earthquakes.

Establishment of Design Earthquakes

A brief summary of the state-of-the-art and state-of-the-practice in establishing design earthquakes is presented. More detailed discussions of this design aspect can be found in References 6-9. The general problems involved in predicting seismic response of a building are illustrated in Fig. 8. The first problem is to accurately estimate ground motion at the foundation of the building, X_3. For an earthquake of specified magnitude, M_L, and focal distance, R_1, it seems analytically feasible to estimate the base-rock motion at the given site of the building, X_1, if the fault type is known [$X_1 = f(R_1, M_L)$]. Prediction of X_3, however, must account for the effects of the soil layers underlying and surrounding a building. These effects can be classified in two groups: one is related to the influence of dynamic characteristics of different soil layers during the transmission of X_1 to the free ground surface, A; the other is related to the interaction between structure and soil foundation, symbolically represented by a factor I. There are presently large uncertainties regarding the realistic values of A and I, and major errors could be introduced by trying to quantify these two factors using available analytical techniques. Even if X_1 could be predicted with engineering accuracy, attempts to quantify the influence of soil conditions on X_1 to attain X_2 and X_3 would result in a wide range of predicted values. Soil behavior can be very sensitive to the intensity of the seismic waves, as well as to the rate of straining they could induce. Thus the analyst or designer should not rely exclusively on results obtained from a single deterministic analysis. Bounds on the possible variations in A and I should also be considered.

The second problem is to predict the deformation of the building, X_4, due to X_3. The precise evaluation of X_4 at any point in a structure requires establishing its three translational and three rotational components. The prediction of X_4 for a specific building and ground motion depends upon the combined effect of all excitations acting on the building and on their dynamic characteristics. Usually the main excitations on a structure during a severe earthquake are due to: (1) gravity forces, G(t), with the associated effects of volumetric changes produced by creep of the structural material, especially in concrete; (2) changes in environmental conditions, E(t), such as stresses produced by variations in temperature; and (3) at least the three translational components of the foundation shaking, $X_3(t)$.

As indicated in Fig. 8, X_4 can be obtained by multiplying X_3 by a dynamic operator, D. Although this is a simple expression, the uncertainties involved in realistically estimating X_3 and D give rise to serious difficulties in obtaining an accurate numerical evaluation of X_4. It is easy to define the critical X_3 as that which drives a structure to its maximum response; however specific quantification, although feasible for elastic response [10] is complicated for cases involving nonlinear response.

As shown in Eq. 1a, the dynamic characteristics of the whole system, which can change continuously as the structure is deformed into its inelastic range, can be summarized by denoting them as the instantaneous values of: (1) mass, M(t); (2) damping coefficient, $\xi(t)$; and (3) resistance function, (R vs X_4) (t). They can also be represented, as illustrated in Eq. 1b, by the instanteous values of: (1) fundamental period, T(t); (2) damping coefficent, $\xi(t)$; (3) yielding strength, $R_y(t)$; and (4) energy absorption and dissipation capacity as denoted by instantaneous available ductility, $\mu(t)$, which is a function of $X_4(t)$.

$$X_4(t) = F\{[G(t), \Delta E(t), X_3(t)], [M(t), \xi(t), (R \text{ vs } X_4)(t)]\} \quad (1a)$$

$$X_4(t) = F\{\underbrace{[G(t), \Delta E(t), X_3(t)]}_{\text{Dynamic Characteristics of Excitations}}, \underbrace{[T(t), \xi(t), R_y(t), \mu(t)]}_{\text{Dynamic Characteristics of Whole Soil-Building System}}\} \quad (1b)$$

Analysis of the parameters in Eqs. 1a and 1b indicates the magnitude of the problems involved in predicting response to earthquake ground motions. The first problem is that prediction of X_4 depends on X_4. Another problem is that all such parameters are functions of time, although gravity forces and environmental conditions tend to remain nearly constant for the duration of an earthquake. It is necessary to consider two important effects of time variation of excitations and response: first, the effect of inertial forces developed by the mass; and second, the effect of rate of change in the intensite of strains. This rate may be high enough to considerably affect the static-mechanical characteristics of the materials on which the dynamic characteristics of the whole soil structure system [T(t), ξ(t), R_y(t), and μ(t)] are usually predicted. The value of $\Delta E(t)$ represents more than the stresses due to environmental changes occuring during the critical earthquake ground motion, X_3. It also accounts for stress and strain existing at the time of earthquake due to: (1) previous thermal changes or shrinkage, which cause residual stress or distress, and deterioration from aging and corrosion; (2) degradation in strength and stiffness caused by previous exposure to high winds, fires, or earthquakes; (3) other disturbances or movements of the foundation; and (4) changes in strength and stiffness caused by alteration, repair, or strengthening. Any one of these conditions can significantly affect structural response factors that must be considered in determining strength and deformation capacities. To this end it should be noted that $\Delta E(t)$ also affects (R vs X_4) (t).

As discussed above, prediction of the structural response requires: (1) defining the dynamic characteristics of the probable critical excitation, X_3; (2) reliable data on the mechanical characteristics of the building-soil system; and (3) establishing the interaction between building and critical excitation.

Conceptually, the design earthquake should be that ground motion which is "critical," i.e. which drives the structure to its critical response. The application of this simple concept in practice meets with serious difficulties, however. This is because first, the ground motion is very complex, and secondly, even for a specific structural system, the critical response will vary according to the different limit states that could control a design. Furthermore, the detail of the design earthquake (or ground motion) will depend on the design problem at hand. If the problem is to obtain only the design seismic forces for a preliminary design, the design earthquake could be specified in the form of a smoothed response spectra. If consideration is given only to the final design--the proportioning and detailing of the critical regions of a structure--or to studying the reliability of a selected design, it will be necessary to specify time-history ground motions. In this sense, the establishment of adequate design earthquakes is analogous to the establishment of proper material stress-strain diagrams for predicting mechanical behavior of structures.

A ground motion is a complex function of the type and characteristics of the source mechanism, the nature of the intervening geological structure, and the topographical and soil conditions near the site. A common design

simplification is to consider only nonconcurrent action of horizontal and translational ground components. For sites near the earthque source, it may be necessary to base structural response evaluations of the simultaneous action of all six ground components and to realistically consider the nonlinear soil-structure interaction rather than using predicted free-field ground motions.

At present it is very difficult to accurately predict the response of a building to this complex ground motion since, depending on the function and type of structure, different limit states can control the design. In the past it has been recognized that at least two main limit state cases should be considered: one in which the design is controlled by serviceability limit states, and the other, by ultimate limit states. In the former a structure should remain in its linear-elastic range of behavior to avoid functional failure; in the latter, inelastic behavior up to the point of incipient dynamic collapse could be tolerated. Examination of building damage resulting from recent severe seismic ground shaking has revealed that although some buildings were far from reaching the collapse limit state, the degree of nonstructural damage was so great as to constitute failure. It was therefore deemed necessary to explicitly consider a third category of limit states based on damageability [3] which would bridge the gap between serviceability at one end and safety against collapse at the other end.

Summary of present methods of prescribing earthquakes for each of these main limit states follows [6].

Serviceability Limit States. Seismic codes have specified design earthquakes in terms of a building code zone, a site intensity factor, or, as in most modern codes, as a peak or effective site acceleration. Reliance on such acceleration alone, however, is generally inadequate. The following different methods have been recently suggested: response spectrum, time-history ground motion, and design based on random vibrational analysis. In cases where serviceability limit states control design, structures should remin essentially in their elastic range. For these cases and for structures located at moderate distances from the source, it is generally agreed that one of the best ways to specify the design earthquake is by a smoothed, linear-elastic design response spectrum (LEDRS). Such a spectrum can be constructed from statistical analysis of elastic spectra obtained for appropriate accelerograms (real or simulated), or, by scaling the peak ground acceleration, velocity, and displacement from spectral amplification factors statistically derived for various amounts of damping.

Ultimate State Design Earthquakes

Comparison of lateral design forces derived from LEDRS for major earthquakes with those specified by present code regulations indicates that it would generally be uneconomical to design all structures to elastically resist a major earthquake. Design forces lower than those derived from LEDRS may be used by taking advantage of the structure's inelastic energy dissipation capacity. The inelastic deformations must be kept within the acceptable limits imposed by the available structural deformation capacity or by the degree of nonstructural damage usually associated with such large inelastic deformations. Preliminary design loads can be obtained from IDRS that are derived by evaluating the nonlinear dynamic response of structural models with realistic

hysteretic idealizations subjected to various ground motions having characteristics appropriate to the site. Because of the complexities involved in such nonlinear dynamic analyses, simpler methods which derive the IDRS by directly modifying a LEDRS are more commonly used. The LEDRS is modified by using factors obtained from analyses of the elasto-perfectly plastic response of single degree-of-freedom systems. These methods, however, are based on results obtained with limited numbers of ground motion records and caution should be exercised when applying them to sites that can be subjected to significantly different kinds of ground motions. Furthermore, such methods may not be suitable for multiple degree-of-freedom systems or in cases where the actual hysteretic behavior is likely to differ from the assumed elasto-plastic idealization.

The validity of deriving the IDRS directly from the LEDRS can be seriously questioned because the types of excitations that induce the maximum response in elastic and inelastic systems are fundamentally different. The information used for computing LEDRS is insufficient for predicting maximum inelastic dynamic response and should be complemented with data on the duration of strong ground shaking and the number, sequence, and characteristics of intense, relatively long acceleration pulses (i.e. large ground velocity increments) that can be expected.

The need for this additional information can be found by reviewing the results obtained by applying the vibration theory to compute the value of the dynamic amplification factor, D, of single degree-of-freedom systems (Fig. 9). In the case of a linear-elastic system, the critical dynamic excitation is of a periodic type having a frequency equal to that of the system because this induces an engineering resonance phenomenon. For this type of excitation, the dynamic magnification operator, D, can reach a maximum value approximately equal to $1/2\xi$. Thus, for values of ξ ranging from 2 to 10 percent, D can attain values ranging from 25 to 5. Since the largest value of D for an impulsive excitation is only 2, severe long acceleration pulses are usually not critical for linear-elastic response. In an inelastic system, however, such long pulses can become critical. This is particularly true for a structure having a hysteretic yielding resistance, R_y, equal to or less than the inertial force corresponding to the effective ground acceleration of the pulse, i.e., $R_y \leq MX_3$, where M is the mass of the structure. In the case of elasto-plastic systems, the existence of periodic short acceleration pulses in the ground motion contributes only to building the response of the system up to its yielding level. Once the system begins to yield, the phenomenon of engineering resonance is depressed since the energy dissipated through even small inelastic deformations is equivalent to very large values of ξ. Therefore, very large inelastic deformations are not expected during each yielding excursion. Although the existence of periodic short pulses can induce a series of yielding reversals, it is doubtful that the number of these reversals can lead to a phenomenon of low cycle fatigue. This is because the amount of inelastic strain developed in each reversal will usually be so small that the number of reversal cycles required to induce fracture would even exceed the number which can occur in the longest conceivable strong motion of an actual earthquake.

The above discussion indicates that the amplification factors to be applied to the maximum ground accelerations in order to obtain the maximum linear-elastic response of a structure are usually controlled by the engineer-

ing resonance phenomenon. However, larger deformations can be induced by the presence of just one long pulse with an effective acceleration equal to or just greater than that corresponding to the yielding strength of the structure. Repeated applications of severe long acceleration pulses can lead to the accumulation of sufficiently large inelastic strains which could induce one or a combination of the two types of failure illustrated in Fig. 10, i.e. low cycle fatigue and incremental (crawling) collapse. Of these two, the author believes that the critical failure against which the structure should be designed is the crawling type of collapse. Usually so many cycles of inelastic strain reversals are needed to attain fracture of structural material that it is doubtful that such fracture could be developed by the number of severe pulses that could exist in even the longest conceivable strong motion of an actual earthquake.

It should be clear from the above discussion that the design earthquake is not unique even for a given site. The critical ground motion depends on the type of behavior that is expected to control the response of the building at the site or on the limit state(s) controlling the design.

Results already available on the response of single degree-of-freedom systems to impulsive forces show that, in the case of seismic ground motions, the larger the intensity of the effective acceleration of a pulse with respect to the yielding strength of the structure; the shorter the rise time with respect to the peak acceleration; and the longer the duration of the pulse relative to the fundamental period of the structure, the larger the amount of inelastic deformations that will develop. In order to specify quantitatively the inelastic design earthquake, however, it is necessary to determine: (1) the severity of the long acceleration pulses that can be developed during an earthquake; and (2) the manner in which these pulses can be defined. For an attempt to resolve these problems see References 6-9.

Structural Layout

As summarized in the flow diagram of Fig. 7, in this step the designer must select the structural system, the structural material and the type of nonstructural components. Proper solutions of the problems encountered in this step require close colaboration between the architect, structural engineer, and manufacturers of materials.

Importance of Proper Structural Layout. Sophistication in the selection of the structural system, structural material and nonstructural components is of much greater importance than sophistication in analysis. Regardless of how sophisticated a method of analysis an engineer uses he cannot make an ill conceived structural system behave satisfactorily in a severe earthquake.

An inspection of Eq. 1 clearly points out the importance of the structural layout to the entire design process. The inertial forces depend upon the mass, damping, and the structural characteristics themselves (stiffness, yielding strength, maximum strength, and energy absorption and energy dissipation capacities). Therefore, decisions made regarding the choice of layout for the structure and the choice of structural and nonstructural material must play a significant role in the seismic performance of the structure during its lifetime. Before discussing the proper selection of the seismic resistant

structural system amongst the different lateral load resisting reinforced concrete systems that are presently used in building construction, general problems related to selection of plan and configuration of the building and structural system and to selection of structural and non-structural materials will be discussed separately; however, it must be recognized that these three are intimately related.

Both the architect and the engineer have to understand how design decisions regarding building layout may create serious seismic effects on the structure [11, 12, & 13].

Selection of Proper Building Plan Configuration

One of the most critical decisions regarding the ability of a building to withstand earthquakes is the choice of its basic plan shape and configuration. Building structures may be of many types and configurations and there is, of course, no universal ideal configuration for any particular type of building. However, there are certain basic or guiding principles of seismic-resistant design that can be used as guidelines in selecting an adequate building and structural configuration.

Basic Principles of Seismic-Resistant Design

1. Building and structure should be light (avoiding unnecessary masses).

2. Building and structure should be simple, symmetric, and regular in plan and height to prevent significant torsional forces.

3. Structure should have sufficient initial lateral stiffness to avoid significant damage under minor and moderate earthquake shaking, and toughness (stability of strength and stiffness) under the repeated reversals of deformation which could be induced by a severe earthquake. The stiffer the structure the less sensitive it will be to effects of interacting non-structural components, and the tougher it is the less sensitive it will be to effects of sudden failure of interacting non-structure elements.

4. Structure should have a uniform and continuous distribution of strength, stiffness and ductility.

5. Structure should have the largest possible number of structural defense lines; i.e., it should be composed of different ductile structural subsystems which interact or are interconnected by very ductile structural elements (structural fuses) whose inelastic behavior would permit the structure to find its way out from a critical stage of dynamic response.

6. Structures should be detailed so that inelastic deformations can be constrained to develop in desired regions.

7. Structure should be provided with balanced strength and stiffness between members, connections, and supports.

8. Strength and stiffness of the entire building should be compatible with the strength and stiffness of the soil foundation.

A brief discussion of the above principles follows.

1. Building and Structure Should Be Light. It is of utmost importance that in seismic resistant design, the designer recognize from the beginning of the design, that the dynamic forces in a structure can be controlled by the proper selection of its structural system and by the amount and distribution of the building masses, as is shown by the interrelationship in Eq. 1. The importance of reducing the reactive masses (masses that will react to the shaking of the building foundation) can be seen from the basic differential equation shown in Fig. 11, for a single degree of freedom system subjected to ground motion. It is clear from this equation that the effective load, $P_{effective}$, resulting from the ground motion is equivalent to the reactive mass M of the structure and the ground acceleration, $\ddot{v}_g \equiv \ddot{x}_3$. The smaller the M the smaller the earthquake force.

2. Building and Structure should be Simple, Symmetric, and Regular in Plan and Height. Inspections of earthquake damage demonstrate that the simpler the building the better the behavior, all other parameters being similar. As pointed out by Dowrick [12], there are two main reasons for this. First, it is easier to understand the overall earthquake behavior of a simple building than a complex one. Second, it is easier to understand, formulate in drawings, and construct simple structural details than complicated ones. Symmetry and regularity in plan and elevation is desirable for much the same reasons. Symmetry is important in both directions of a plan. Lack of symmetry leads to torsional effects which are difficult to assess properly and which can be very destructive. These considerations show that the ideal plan configuration would be circular. With a rectangular plan, the closer it is to square the better. Plan layout with reentrant angles should be avoided. Regarding the regularity of the structural system along its height, it has to be kept in mind that any lack of continuity or symetry in mass distribution or structural characteristics at one story can create serious problems. While it is relatively easier to estimate the center of rigidity in one story buildings, it is difficult to do so for the different stories of a multi-story building.

   It is convenient to limit the elevation of buildings according to certain slenderness limits. A height/width equal to or smaller than 3 or 4 has been suggested by Dowrick [12]. The more slender a building the worse the overturning effects of an earthquake and the greater the earthquake stresses in the outer columns. The overturning compressive forces can be particularly difficult to deal with. Furthermore, it has to be kept in mind that the overturning moment at the base has to be resisted by the foundation. On some sites the ground conditions may be such that the foundations will strongly influence the overall proportions and the layout of the vertical structure, for both practical and economic reasons.

   Many constraints, such as shape of site and functional requirements, often do not permit the designer to satisfy the above rules. Thus, it is important that the designer has a clear understanding of how variations in plan and elevation symmetry can affect performance.

3. Stiffness and Toughness. There are two schools of thought as to whether a

stiff or flexible structural system is better. Which is better depends upon many factors; there is not a unique answer to this problem. Each system has advantages and disadvantages which the designer should be aware of; there are detailed discussions of these advantages and disadvantages in References 12 and 13. While flexible structures are usually associated with moment-resisting frames, rigid structures are exemplified by shear walls or braced frame systems. For buildings with similar reactive mass, the more flexible the whole soil-building system the lower its fundamental period. Thus, flexible buildings are specially suitable for sites where the geological and soil conditions can guarantee ground motions with high frequency. However, if the local sub-soil filters out much of the high frequency, the structure of a stiff building during its elastic response will be subjected to lower seismic forces than a flexible building would be.

Usually it is claimed that flexible structures are more "ductile" than rigid ones. This depends on what is understood by "ductility." In general this is not true, particularly when the useable ductility of the building is considered. In developing large displacement ductility, the lateral interstory drift of very flexible buildings can be so large that it cannot be used because of the excessive nonstructural damage and the P-Δ effects. As pointed out previously, a survey of damage cost during recent earthquakes (the San Fernando, Managua, and particularly the Guatemala) reveals that most of the costs were from nonstructural damage in buildings having flexible structural systems. To this disadvantage it is necessary to add the problem of discomfort (due to human sensitivity to vibrations) of the building's occupants; for flexible structures these vibrations can be caused even by minor earthquake shaking and therefore can occur frequently during the life of the building.

Another important advantage of building with rigid structures is that these structures are considerably less sensitive to the detrimental effects that can be caused by the interaction of the so-called nonstructural elements which, as will be discussed later, is a very serious problem.

i. Uniform and Continuous Distribution of Strength Stiffness and Ductility (Toughness). In shaking a building an earthquake ground motion will relentlessly seek out every structural weakness. These weaknesses are usually created by sharp changes in strength, stiffness and/or ductility. Dowrick recommends a series of rules to be followed in order that the structure will have the maximum chance of surviving a severe earthquake [12]. The analysis of Dowrick's recommendations clearly points out that the simpler, the more symmetric, and more regular the structure is, the easier it will be to accomplish these requirements. However, the restrictions to architectural freedom implied by these recommendations sometimes make their acceptance difficult. Severe structural damage suffered by several modern buildings during recent earthquakes illustrate the importance of avoiding sudden changes in lateral stiffness. The performance of some of these buildings will be discussed later. A good example is the behavior of buildings that have a "soft story." Inspection of earthquake damage as well as analytical studies have shown that structural systems with soft story can lead to serious problems during severe earthquakes.

An efficient design for R/C moment-resisting frames requires that inelastic deformation develop at the girders before developing at the columns. The design philosophy for considering a moment-resisting frame as a ductile frame requires that at any beam-column joint plastic hinges form only at the girders. The reasons for this requirement are: (1) because of the presence of significant axial force, the available ductility of columns is smaller than that of girders; and most importantly, (2) formation of inelastic deformation at the columns can lead to the development of a partial sidesway yielding mechanism of the structure, which would require inelastic deformations at the columns considerably higher than those the columns could normally supply. The latter reason is illustrated in Fig. 12. Park [14] found that when the design was such that a partial column sidesway formed (Fig. 14a), to attain an overall displacement ductility factor at the roof $\mu_{\delta r} = 4$, the required column section ductility ratio $\mu_{\phi c} = (\phi_{uc}) / (\phi_{yc})$ was 122, considerably larger than the value that could develop in R/C columns. However, if plastic hinges first formed at the girders to attain the same $\mu_{\delta r}$ of 4, the required girder curvature ductility ratio had to be less than 20, a value easily achieved providing the girders are properly reinforced.

The importance of preventing the formation of plastic hinges at columns (and thereby a partial sidesway mechanism) cannot be overemphasized. Not only must the strength of the girders and columns be designed to avoid column plastic hinges, but also no nonstructural elements (partitions, walls or claddings) may be added that could increase the strength of the girders (Fig. 13).

5. Multiple Structural Defense Lines. This aspect has been discussed by Bertero [15], Paulay [16], Mahin and Bertero [17], and Fintel and Ghosh [18]. A structure should have the largest possible number of internal and external redundancies. The earthquake resistance of an economically designed structure depends on its capacity to absorb and dissipate excessive energy input mainly due to repeated plastic deformations of its members' critical regions. Hence the more continuous and monolithic a structure is, the greater the chance for formation of plastic hinges and therefore the larger the energy dissipation capacity.

As discussed above, a high degree of static indeterminancy is desirable in earthquake-resistant buildings or structures in general. However, this is not sufficient. In order that the building be efficient in load resistance; sufficiently ductile, tough; and have a stable hysteretic behavior under repeated cycles of load reversals, it is necessary that the energy dissipation be dispersed over the plan and height of the whole structure. This can be accomplished by establishing an advantageous sequence of yielding, i.e., formation of plastic hinges so that damage in repairable and less critical areas will occur first. The principal gravity load carrying units will then receive the greatest degree of protection. The designer must establish a hierarchy in the most probable strength levels which he intends to provide for each structural component. The structural system of buildings that are designed for large capacity of energy dissipation should be composed of different ductile structural subsystems which interact and are interconnected by very ductile structural elements (structural fuses). The structural fuses or energy-dissipating elements should be suitably designed and detailed and all the other elements that they interconnect with should be provided with sufficient reserve strength capacity to ensure

that the chosen fuses are maintained throughout the largest expected deformations that the whole system can be subjected to. Good examples of the difference between redundancy and multi-defense line are the use of just a few cantilever walls versus the use of a series of coupled walls where the beams and walls are designed so the beams are the structural fuses. The structural system used for the Banco de America in Managua, Nicaragua is a good example of a system with multi-defense lines and it will be discussed in detail later.

5. Control of the Location of the Critical Inelastic Regions. This principle is closely related to principles 5 and 7. As pointed out in principle 5, the establishment of proper sequence of yielding regions can offer considerable advantages. In this sense, reinforced concrete is a very versatile structural material because by proper tailoring of the main reinforcement the designer can relatively easily control the location of the critical inelastic regions. An example of the advantages of controlling a beam's plastic hinge location away from the column faces to avoid degradation of stiffness due to bond deterioration at the beam-column joint has been discussed in detail in References 19-21.

7. Balanced Strength and Stiffness Between Member, Connection and Supports. "A chain breaks at its weakest link." It is not worthwhile using strong, stiff and ductile structural elements if they are not connected properly. Collapse and severe damage of buildings due to lack of good connections is common. The lack of adequate bond and anchorage of the main reinforcement in beam-column connections of moment-resisting frames has been discussed in studies by several investigators [13]. As a result of the observed performance of moment-resisting space frames during recent severe earthquakes, the code requirements for lateral reinforcement at the critical regions of beams and columns, as well as for shear at the joints, have been increased to levels such that the weakest link is now the anchorage of the main bars at the joints [19-21].

8. Building and Soil-Foundation Should Have Compatible Stiffness and Strength. For an efficient earthquake resistant design it is essential that an integral and compatible action amongst the super-structure, the sub-structure, and the subsoil is obtained throughout the duration of the whole response of the soil-building system to the earthquake ground motion. Despite increasing attempts to elucidate the soil-structure interaction problem by sophisticated analytical techniques, there remains a great deal of uncertainty about transferring the base shear and overturning moment of the structure to the ground and about maintaining structural integrity of the foundation during differential soil deformation.

Selection of Structural Material

In order to make an intelligent selection of structural material, it is necessary to have good knowledge of the mechanical behavior of structural materials under the dynamic conditions imposed by the response of a structure to all levels of dynamic earthquake excitations.

Desirable Mechanical Characteristics of Structural Materials for Seismic-Resistant Construction

The structural material should have high energy absorption and energy dissipation capacities per unit weight. To achieve these high capacities, the

material should possess: (1) High strength (tension and compression) per unit weight; (2) High stiffness per unit weight; (3) High internal damping per unit weight; (4) High toughness per unit weight; (5) High resistance to low-cycle fatigue; and (6) Stable hysteretic behavior under repeated strain reversals. Furthermore, the structural material should be homogeneous, and easily adaptable and conducive to forming full-strength connections having the same characteristics as the material itself.

In selecting the best structural material for earthquake resistant construction, a simple plot (as shown in Fig. 14) of the stress per unit weight ratio versus strain for the different available structural materials can be of use. Figure 14 shows that plain normal weight concrete is not a desirable structural material for this type of construction because its weakness in tension requires that it be reinforced. The lack of ductility of ordinary reinforced concrete dictates the use of confined concrete.

Table 3, which is a modified version of the one suggested by Dowrick [12], gives guidelines for the order of suitability of different structural material. This order will depend on the quality of locally available materials, the skill of the local labor, and other technical, economic and political considerations.

In using plots, such as those presented in Fig. 14, which has been obtained from standard pseudo-static tests, one should keep in mind that the behavior of materials under dynamic conditions imposed by earthquake excitation is vastly different from their behavior under static conditions, particularly in the following three respects. First, in dynamic loading, the normal static stress-strain relationship is altered, permitting different deformation, energy absorption and energy dissipation capacities. In general, the mechanical characteristics of materials tend to improve with the increasing rate of load application. Second, dynamic loading may alter the mode of failure, enhancing brittle failure. Thus, the interaction of and influence on the fractural tendency of such conditions as severe restraints, residual stresses, discontinuities, flaws, thicknesses of materials and joints, and transfers of stresses from one material to another in composite materials must be carefully considered. Third, dynamic loading can cause failure by fatigue: low cyclic fatigue is of special interest in this discussion.

The data available from the behavior of structural components subjected to strain rates similar to those expected in real earthquakes indicate that their effects could be neglected [22]. The data are scarce, however, and comprehensive data on the behavior of actual members and structural components under low cyclic fatigue loading conditions at fast strain rates are still lacking.

Since reinforced concrete is a composite of reinforcing steel bars and concrete (which is itself a composite material), there are many different types of reinforced concrete material in use today. Possible combinations depend on the different types of aggregate concrete (normal or lightweight) and reinforcing steel (prestressed or non-prestressed) which are used, and if the concrete is cast on site or precast. Precast, partially prestressed lightweight aggregate concrete is the combination most likely to be of greatest use in the future. The technology of lightweight aggregate and the problems of connections of the prefabricated elements, however, have not yet been resolved properly, and at present the most suitable reinforced concrete material for earthquake resistant construction is ordinary reinforced normal weight concrete

lacking).

The relatively higher value of the strength per unit weight for lightweight concrete suggests the desirability of using lightweight concrete. The advantage of using confined lightweight aggregated concrete can be seen from the results presented in Fig. 15.

The use of lightweight aggregate concrete is very attractive for seismic-resistant construction, because of the considerable reduction in weight and, therefore, mass. Unfortunately, because of its lower modulus of elasticity, very high compressive strength concrete mixes have been used in several cases to achieve a higher degree of stiffness. Studies carried out at Berkeley [23-25] regarding the behavior of confined and unconfined concrete with different types of aggregate have shown that confinement of concrete with all types of aggregate tested was effective in developing large deformability. However, the effectiveness of concrete confinement in the performance of earthquake-resistant reinforced concrete structures should not be based only on the extent to which the deformability is increased, but also on the ability of the confined concrete to sustain large deformations without loss of strength. Therefore, confinement should also increase the compressive strength of the concrete, so that it is possible to offset the loss of strength due to the reduction of the cross-section resulting from crushing and spalling of the concrete cover.

Some of the results obtained in the study presented in Ref. 23 are illustrated in Fig. 16. These results show that for different concretes, the above two conditions of increased deformability and compressive strength are satisfied to a varying extent, and the effectiveness of confinement is highly sensitive to the type of aggregate used. The effectiveness of confinement can be characterized by two material constants, k_0 and k_u, which are defined by relating the increased compressive strength, f_c^*, with the confinement pressure, f_r.

The maximum compressive strength, $f^*_{c\,max}$, occurs after some strain, ε_0^*, and can be defined as:

$$f^*_{c\,max} = f_c + k_0 f_r \,, \tag{2}$$

where f_c is the compressive strength of the same concrete, but unconfined. At very large deformations, $\varepsilon_u^* >> \varepsilon_0^*$, the compressive strength usually decreases to a value of f^*_{cu}, and can be defined as:

$$f^*_{cu} = f_c + k_u f_r \tag{3}$$

The confinement pressure, f_r, depends on the geometric and material characteristics of the spiral wire, and can be expressed as:

$$f_r = \frac{2A_{sp}\, f_s}{D_c\, s} = \frac{1}{2}\,\rho_s\, f_s \tag{4}$$

where ρ_s is the ratio of volume spiral to total volume of core and f_s is the stress that had been developed by the spiral wire. Assuming that the ductile spiral wire yields when the longitudinal strain in the concrete is in the range, ε_0^* to ε_u^*, and that the strain-hardening of the spiral is negligible in the range of these concrete strains, f_s is equal to f_y, and f_r can be calculated for given values of A_{sp}, D_c and s from Eq. 4; values of k_0 and k_u can then be calculated from Eqs. 2 and 3 using the test results.

These values for the five different concretes used in the study are shown in Table 4. Early investigators have shown that the confinement effectiveness coefficient, k, varies with lateral pressure intensity and with longitudinal strain. However, in developing the ACI criterion for spiral reinforcement (Section 10.9.2 of ACI 318-71) and similar criteria which are based on the confinement of concrete, a constant value of k, usually taken as 4.0 to 4.1, has been assumed.

As shown in Table 4, the values of k for normal weight aggregate concrete vary in the range of 0 to 7.0. For the two lateral pressures ($0.13f'_c$ and $0.32f'_c$), values of k_0 at maximum compression are 7.0 and 5.0, respectively, and values of k_u at ultimate strength are 0 and 3.1 respectively. Based on these values, and noting from Fig. 16 that concrete behaves in a relatively ductile manner throughout a significant range of strains, a constant value of k = 4.1 may be justified for normal weight concretes such as E-5, particularly in the case of $f_r = 0.32(f'_c)_{10}$.

For lightweight concretes B-3, B-5, R-3 and R-5, the values of k vary in the range of -1.0 to 4.4. Negative values of k_u indicate that compressive failure in the confined concrete may occur at values below the compressive strength of unconfined concrete. For the two lateral pressures [$f_r = 0.1(f'_c)_{10}$ and $f_r = 0.3(f'_c)_{10}$], values for k_0 at maximum compression range from 1.0 to 4.4 and values for k_u at ultimate range from -1.0 to 2.1. Based on these results for aggregates similar to those used in this investigation, a value of k in the range of 1.0 to 2.0 should be taken in developing design criteria based on the increase in strength due to the confinement of lightweight concrete. Therefore, in such cases the amount of spiral steel required in a column of lightweight aggregate concrete will be 2 to 4 times as great as that currently prescribed by the ACI Code. Because of the geometric limitations introduced by the size of the spiral wire and the minimum spacing, it would be virtually impossible to produce a spiral which would also allow normal placing of concrete.

The effect of the variable coefficient, k, is illustrated in Fig. 17. In this figure, the loss of the axial load carrying capacity for spirally reinforced concrete columns due to spalling is plotted against k, assuming that the spiral reinforcement was designed in accordance with the ACI criterion. This loss of capacity is expressed as a ratio and derived as:

$$\text{Loss} = 0.85f'_c(A_g - A_c) - kf_rA_c \quad ;$$

and using Eq. 4

$$\text{Loss} = 0.85f'_c(A_g - A_c) - 0.5k\rho_s f_s A_c \qquad (5)$$

According to the ACI criterion, $\rho_s = 0.425\,[(A_g/A_c)-1](f'_c/f_s)$. By substituting this equation into the above, and dividing by $0.85f'_cA_g$, the following ratio is obtained

$$\frac{\text{Loss}}{0.85f'_cA_g} = \left(1 - \frac{A_c}{A_g}\right) - 0.25k\left(1 - \frac{A_c}{A_g}\right) \qquad (6)$$

Typical values of A_c/A_g (where A_c is the area of core and A_g is the gross area) for spirally reinforced square columns vary from approximately 0.5

to 0.6; for round columns this ratio varies from approximately 0.5 to 0.7. The loss ratio for typical values of A_c/A_g is plotted in Fig. 17, which clearly illustrates the significant losses that can occur due to k values lower than 4.

Because most of the recent suggestions and requirements for improved design of earthquake-resistant reinforced concrete structures rely on the beneficial effects of confinement on concrete behavior, a brief discussion of the implications of studies reported in References 23-25 is presented with regards to the prediction of seismic behavior.

1. Deformation characteristics of confined concrete are sensitive to type of aggregate and to relative amount of confining pressure. The modulus of elasticity of concrete in compression varies not only with compressive strength and unit weight, but also with the type of aggregate used. Prediction of modulus of elasticity using the ACI formula may significantly overestimate modular values of confined concrete, and therefore estimations of natural periods, T, of reinforced concrete structures can be affected. This effect should be considered in seismic analysis by allowing for corresponding variations in estimated values of T.

2. Confinement of concrete with all types of aggregates is effective in developing large deformability, i.e. large ultimate strains. This characteristic is the major factor in the improved performance of elements with spirally confined concrete, as it compensates for some of the losses in strength and stiffness of concrete under cyclic loading.

3. The increase in compressive strength due to confinement is about twice as great for normal weight concrete as for lightweight concrete. Therefore, one should be cautious in using equations derived from results obtained for normal weight aggregate concrete to predict behavior of lightweight concrete.

4. The low effectiveness of confinement in some concretes may lead to significant losses in compression capacity when spalling occurs in reinforced concrete elements. This is of the utmost importance in the case of seismic design of column elements since these elements should at all times be able to resist the effects of gravity loads and overturning moments.

Selection of Nonstructural Components

Nonstructural components must either be properly integrated with or effectively isolated from the basic structural system if excessive damage to the building and threat to life under earthquake induced movements are to be avoided. Some building components such as perimeter infill walls, cladding, internal partitions, non-bearing masonry walls, fire walls, stair framings, and other vertical shaftways, which under normal excitations are nonstructural, can become structurally very responsive in case of earthquake ground motions by interacting with the structure.

The effects of the interactions can be grouped in two categories [12]: (1) the effect of the nonstructural components on the response of the structural system; and (2) the effect of the response of the structural system on the components. The more flexible the basic structural system the worse the effects of nonstructural components will be.

Effect of the Response of Structural System on the Nonstructural Components. When a structure starts moving, anything that is supported by or attached to that structure will deform and, unless properly designed, may be subjected to damage or destruction. Inspection of earthquake damage reveals that most buildings having flexible structures designed and constructed in accordance with latest seismic codes survived strong earthquake motion. However, the total damage to the so-called nonstructural components was so high that from an economic point of view they constituted failures. Failure of these components also increased the hazards to life safety (Fig. 18). In most cases the failure of these components is due to lack of proper connections or supports.

Effect of Nonstructural Components On the Response of the Structural System. When nonstructural components such as non-bearing masonry walls, partitions, firewalls, etc., have a certain degree of rigidity, they can affect the response of the structure considerably, even when they are carrying very little vertical load. Prediction of the building's response usually requires consideration of the nonstructural elements present at the moment that extreme environment conditions occurs. The need for including these nonstructural elements is illustrated by several examples.

1. Partitions decrease the slenderness of members causing the well-known problem of short columns and short beams (Fig. 6).

2. Partitions or walls infilling frames significantly change the dynamic characteristics of frames.

To determine the effect of infilling partitions and walls, experimental and analytical work is being conducted at Berkeley [26] on one-third scale subassemblage models of a prototype eleven-story reinforced concrete frame building (Fig. 19). A prototype subassemblage of the lower three stories and of one-and-a-half bays of the end frame was studied (Fig. 20). The fundamental period of the building, assuming bare frame, was estimated as 1.3 sec.. The infilled frames were designed and constructed according to the following specific guidelines:

1. The frame members (particularly the columns) should possess high rotational ductility and resistance to degradation under cycles of reversed shear loads;

2. Gradual panel degradation should be achieved by using closely-spaced infill reinforcement; and

3. The panel thickness should be limited so that the infill cracking resistance in any story will be less than the combined available shear resistance of the columns in that story.

To emphasize the importance of infills, usually considered nonstructural elements, the results obtained for a bare frame and for an infilled frame will be compared.

Bare Frame. Figure 21 shows the load-deformation curve from the test carried out on a bare frame. According to this test, strength capacity was 50 kN (11 kips) and initial tangential stiffness was a very low 6 kN/mm (34 k/in).

based on rigid plastic first-order theory, the predicted strength was 70 kN (15.7 kips), an overestimate of 40% due to lateral flexibility and attendant P-Δ effect.

Infilled Frame. The effects of two types of infill are illustrated in Fig. 22. The curves shown in this figure have been obtained by drawing the envelope of results reported in Ref. 26. Comparison of the curves corresponding to the infilled frame with those of the bare frame (Fig. 22) indicates that the effects of infilling walls must be considered in estimating strength and stiffness of the infilled frame. Infilled frames under service loads behave as monolithic deep beams with an initial lateral stiffness of at least 250 kN/cm (143 k/in.) or an increase of at least 500% with respect to the bare frame. After the addition of clay infill, the strength was increased from 49 kN (11 kips) to about 320 kN (72 kips), or an increase of more than 600%.

The above results were obtained from properly reinforced infill and specially R/C (engineered infilled) frame members. If the infills had not been reinforced and the member had been improperly reinforced, particularly against shear, the initial stiffness and maximum strength of the infilled frame under monotonic loading would have been close to values obtained with the reinforced infills. This is because in the latter case failure started by crushing or shearing of the infills and, as a result, the contribution of reinforcement was negligible. However, post maximum strength behavior, particularly under seismic excitations, would be quite different. There, strength would drop abruptly after reaching maximum strength because of the sudden and brittle crushing or shearing of the unreinforced infill; all the shear forces developed at this point due to the inertial forces would then be resisted by the R/C columns or beams. If these elements had not been designed to resist the total shear (non-engineered infilled frames), they would have failed in a more or less brittle manner, as illustrated in Fig. 23.

Figures 24 and 25 illustrate the lateral load-deformation curves obtained in two of the specimens tested under seismic loading conditions by Klingner and Bertero [26]. Maximum strength was unaffected by cyclic loading. Under service loads the infilled frames behaved as monolithic deep beams. Increased loads caused infill panels to separate from the frame except at the two diagonally-opposite compression struts in the panels and, therefore, to the braced behavior of the subassemblage. Further increases in load caused crushing of some of the struts, which indicated that maximum strength had been obtained. Crushing of an equivalent strut (usually the one located in the weakest panel of the subassemblage) marked the start of serious panel degradation. Thereafter, specimens behaved as frames braced by gradually degrading struts in one or more panels.

The relative amount of damage in each panel determined the locations of the hinge regions that then developed in the frame members near the beam-column connections. The number of hinge regions increased enough to form a collapse mechanism and the strength of the infilled frame subassemblages gradually decreased to the second-order rigid plastic collapse load corresponding to that of the bare frame mechanism. The presence, behavior, and failure of the infill panels did not significantly reduce the rotational ductility of the frame members.

From the analysis of the results obtained in the above investigation, as well as those available from other investigators and the observations made in the field inspection of earthquake damages, it is clear that designers should be aware of the fundamental differences between the inelastic seismic responses of conventional ductile frames, and engineered and non-engineered infilled frames.

Because infilled frames engineered according to the basic guidelines mentioned previously are clearly superior to comparable bare frames in all response stages, designers should be encouraged to use them instead of bare frames filled only by conventional brittle infills or architectural panels. Efficient design against strong earthquakes demands the elimination, whenever possible, of relatively heavy elements (such as partitions) which do not contribute directly to overall structural resistance. Purely architectural elements should be replaced by efficient structural components such as engineered infills, which can also serve architectural functions. The design of the building should be carried out considering the distinct stiffness and strength contributions of all available resistance mechanisms, i.e. ductile frames and engineered infilled frames, to overall structural response under all seismic excitation limit states. It is believed that the additional design and construction expense involved in such a procedure will be justified by increased safety due to structural redundancy, and by decreases in some costs due to the more efficient use of infill or partition materials.

Selection of Structural Building System.

Traditionally, the main concern of a structural engineer designing a building has been the provision of a resisting capability against vertical loads. With the increase in building heights, the effect of lateral forces of wind and earthquakes has become a major concern. As the slenderness of a building increases, the displacements induced by lateral forces become greater and may cause discomfort to the occupants. As discussed previously, lateral displacement may endanger the integrity of nonstructural elements and the overall structural stability of the building. The challenge to the structural engineer in designing tall slender buildings then becomes one of selecting a structural system that will provide the necessary lateral forces in a way which will require the least premium for height over the cost of supporting the gravity forces. This optimization approach has been applied and found efficient and economical, and innovative new structural systems for buildings ranging over 100 stories have been developed, especially for lateral forces induced by wind [18].

ACI Committee 442 [27] has offered some guidelines for choosing an appropriate system. Caution should be used in applying such guidelines in earthquake resistant design, because for some systems proposed (such as staggered wall beams) there is no data regarding their behavior under severe earthquake ground motions. Until more reliable information regarding the seismic behavior of new systems is available, it is recommended that designers continue using systems whose earthquake-resistant efficiency has been proven, either by their performance during severe earthquakes or through comprehensive experimental and analytical studies.

Basic Structural Systems. The various lateral-load resisting systems may be classified as one or a combination of the following two basic structural systems:

...t-resisting frame

... wall or braced frame

... commonly used reinforced concrete lateral-load resisting systems ... be categorized as follows: (1) Space frames; (2) Interactive ... and shear walls; (3) Frame tubes; (4) Tube-in-tube; (5) Top-hat ... floors) structures.

...sion of the advantages and disadvantages of the first four systems ...fs. 18, 27, and 28. Top-hat structures consist of one or more ...oncrete central cores and suspended floors. Figure 26 schematically ...ple of such a structural system, the West Coast Building in ...ritish Columbia, which was subjected to dynamic experimental ...kamp [29]. From the point of view of construction costs, this is ...ctive system; however, as presently designed and constructed there ... doubts regarding its efficiency as an earthquake-resistant system. ...acks are: the lack of redundancy (cantilever columns) and the ... high axial force at the top, which not only reduces the ductility ... but can create serious P-Δ effects. No data exists regarding its ...der severe earthquake ground motions. Advantages and disadvan- ... two main structural systems (frame and walls) will be pointed ... discussion of seismic performance of buildings.

... of Mechanical Behavior of Structures

...ated in the flow diagram of Fig. 7, this aspect of the design ...ally involves three fundamental steps: (1) modeling of the ... (2) structural and stress analysis; and (3) proportioning and ... The importance of structural modeling will be discussed in this ...eps 2 and 3 are discussed in References 13, 30 and 31.

... of the Structure. Realistic modeling of structural characteristics ... most importance in achieving an efficient earthquake-resistant ... requires the accurate representation of the behavior of the con- ...ding, particularly its masses, support conditions, connections, ...esses and strengths, and foundations. The possible interaction ...ral components with structural elements should also be considered. ...arding the representation of these characteristics require a clear ... of the expected behavior of the structure, an understanding which ... through observations of the performance of actual structures and ...alytical and experimental studies.

... of uncertainties regarding the different factors that should be ... the modeling of real structures, the designer must realize from ... that the design cannot be based on just one deterministic ... selected model. The designer should consider several models ... possible combinations of the bounds of ranges over which the ...meters governing the behavior of real structures can vary. To ...is point, let us re-examine the apparently simple case of the ...king Canopy of the Olive View Medical Center [32].

...cture of this canopy consisted of a relatively heavy concrete ... kips), supported by 12 stiff, reinforced concrete tied columns, ...n in Fig. 27. The north columns were sheared off at the top,

with the lower portions remaining practically vertical. The permanent roof displacement, shown in Fig. 28, occurred after the failure of all the north columns. The design of this structure was based on the model shown in Fig. 29, i.e. assuming a hinge and support at the top of the footing. Based on this model, the computed shears in the columns were so small (Fig. 29) that shear reinforcement was not required. A more careful analysis of the structure's building plan would have led to the necessary consideration of the restraint offered by the ground slab which was 2 ft. above the level of the columns' foundation. The manner in which this slab was constructed restrained the column, causing a nearly "fixed-fixed" condition to develop for the portion of the column above the slab; this development more than doubled the value of the calculated ultimate shear in the column (Fig. 30). This inaccuracy in modeling, which resulted in a considerable underestimation of the required shear reinforcement, was the most important factor in the failure of the canopy.

The consideration of possible bounds in the restraints offered by the foundation and ground slab would also have shown that the natural periods of this structure (the estimation of which is essential to seismic-resistent design) could vary between 0.09 sec. to 0.34 sec. This wide range of variation emphasizes the need for using nondeterministic concepts in the seismic-resistant design of structures.

Reliability Analysis of Final Design

Because of the uncertainties that have been pointed out in previous discussions regarding the characteristics of future major earthquake ground shaking, as well as the actual mechanical behavior of the soil-structure system, the nature of a seismic-resistant design is nondeterministic. Therefore, it is necessary to subject the designed structure to a series of analyses to check its reliability under the possible bounds of the expected excitations and of the parameters controlling its behavior at service and ultimate limit states [31]. The following discussion will be limited to the problems that arise in checking the reliability of the design at the ultimate limit states.

Because the nonlinear dynamic response of structures is very sensitive to variations in the characteristics of ground motions, the reliability of a design against a suite of ground motion time-histories should be checked. These time-histories should be selected in such a way that they will test the inelastic response of the structure throughout the probable range of potentially critical periods in which it can respond due to the degradation of its stiffness.

A quantitative description of the actual hysteretic behavior of a member or its critical regions is complex. Most of the data available are from tests of members under moment, axial and shear forces acting in one plane. Even for this simple case of planar behavior, modeling of the real hysteretic loops is still too complex for incorporation into practical computer programs for the analysis of whole structures. Thus, it is desirable to describe its main characteristics by a few numerical indices. If this behavior can be idealized as being elasto-perfectly plastic, it can be precisely described by the yield strength and time-history of a ductility factor, defined as the system deformation divided by its yield deformation. Unfortunately, the hysteretic behavior of real systems usually differs significantly from this simple idealization. Thus, although ductility factors describe the maximum deformations, they generally fail to quantify the energy dissipation capacity. For a detailed discussion of use of ductility factors see Refs. 33 and 34.

SEISMIC PERFORMANCE OF REINFORCED CONCRETE BUILDINGS

Several in-depth studies of the damage that occurred during recent moderate and severe earthquakes have been conducted at Berkeley [15, 17, 32-39]. These and similar studies carried out by other investigators have shown the importance of following the basic concepts of earthquake resistant design and have led to improvements in seismic-resistant design and construction. Typical examples of the observed performance of reinforced concrete buildings are briefly discussed to illustrate the importance of seismic resistant design.

Performance of Main Building of Olive View Medical Center During the 1971 San Fernando Earthquake [32, 33, 36-38]

This was a six-story building. An examination of the layout of this building, Fig. 31, reveals the use of large unnecessary masses. The structural system also has significant discontinuities. While the upper four stories consisted of shear walls combined with moment-resisting space frames, the lower two stories had only a moment-resisting space frame system. The floor system consisted primarily of a flat slab-column system with drop panels at the columns. Tied and spirally reinforced concrete columns were used. The shape and reinforcement of these columns differed from story to story, as is illustrated in Fig. 31.

The combination of discontinuities in stiffness, strength and ductilities, and the use of unnecessary masses played an important role in the performance of the building during the San Fernando earthquake of February 1971. Although the main building did not collapse, it was, from the functional point of view, a complete failure and had to be demolished despite the fact that seismic-resistant coefficients for the ground and first story were estimated as 0.30 and 0.44, respectively, i.e., considerably higher than those required by the code provisions. The permanent deformations of the first two stories were so large (up to a 30 in. relative displacement between the first and second floors) (Fig. 32) that the structural and nonstructural damage was beyond economical repair (Fig. 33).

Performance of the Banco de America and Banco Central During the 1972 Managua Earthquake [15,17, 33]

Studies of the earthquake damage during the Managua earthquake of December 23, 1972, indicated that while buildings with properly detailed and constructed moment-resisting frames could sustain large seismic excitations without collapse, several buildings developed deformations large enough to endanger life. However, buildings with properly designed and constructed reinforced concrete shear walls performed exceptionally well. The more symmetrical the plan of the building and the greater the ratio of shear wall area to gross floor area, the better the performance of the building. A good example of these findings can be offered by comparing the performance of the two banks illustrated in the photographs of Fig. 34. The Banco de America generally performed very well, although it suffered some structural and nonstructural damage. Its excellent performance can be attributed to the symmetry and uniformity of the distribution of the masses and structural stiffnesses throughout the building (Fig. 35).

The structural system, which can be considered as a combination of coupled ductile walls with a framed tube, appears to be an excellent system for

seismic-resistant design, providing several lines of defense [Fig. 36] whereby the behavior of the whole system can accommodate the demands of different kinds of severe earthquake ground motions. To obtain a quantitative understanding of the contribution of each structural element to the overall strength and stiffness of the building, the elastic behavior of several structural models was investigated. These models were subjected (1) to static lateral loads representative of those expected during an actual earthquake, and (2) to dynamic earthquake ground motion accelerograms. Both two and three dimensional models, based on the frame idealizations illustrated in Fig. 36, were considered for the tower portion of the building. The basement levels were included in these models, as were rotational and translational base springs necessary to consider the flexibility of the foundation media.

The different models used in the analyses were obtained by sequentially removing from the total structural system those sub-systems which, according to the results of the elastic analyses, the strength capacity estimates and the observed damages, might have suffered significant deterioration of their strength and/or stiffness. The dynamic characteristics of these systems were evaluated (see Table 5) and their behavior under static and dynamic loads were computed.

The results indicate that foundation deformations had little effect on the seismic response of the building. Thus, further consideration here will be limited to cases with fixed base conditions.

A three-dimensional analysis of the tower indiated that the fifth mode was predominantly torsional. In spite of this, the translational modes were virtually uncoupled due to the symmetry of the structural system.

As can be seen in Table 5, failure of different structural elements would have had a significant effect on the dynamic characteristics of the building; viz: (1) an increase in the fundamental period from below 1 sec. to 1.35 sec. when all perimeter columns were assumed ineffective; (2) a similar increase if the coupling girders were removed from the structural model; (3) an increase in the fundamental period to 3.3 sec. if both the perimeter columns and the coupling girders were disregarded; and (4) an increase in the period to 2.4 sec. if the coupling girders and only the perimeter columns that are located in the periphery frame (Fig. 36) were discounted. From the results of these elastic analyses, the damage survey, and in situ periods measured after the earthquake, the final condition of the building would appear to be close to the structural system described above in (4) with some additional reduction in stiffness, due to deterioration of the slab-to-perimeter column connection in the core shear wall frame (Fig. 36).

Time history elastic analyses of the response of these different structural models were performed, including the case of biaxial ground motions. Bounds on the actual response can be estimated directly using the elastic response spectrum shown in Fig. 37.

According to the period corresponding to the initial state of the structure, T = 1 sec., and assuming completely elastic behavior, the maximum inertia forces and displacements that would have been developed correspond to a spectral pseudo-acceleration (PSa) of 0.34g and a spectral displacement (Sd) of 3.35-in. (85-mm). However, these values could not have been developed because the real

strength and ductility capacity of many structural elements would have been exceeded, causing significant deterioration in their contributions and a corresponding increase in the building's period. The maximum probable elastic strength of the core walls was controlled by its shear cracking capacity which would have been reached at an estimated value of PSa = 0.10g for the initial elastic structural system. Under this magnitude of PSa, however, most of the coupling girders would have failed, increasing the fundamental period to a value of T = 1.35 sec., and significantly increasing the forces acting on the periphery frames. Under these circumstances, the connections between perimeter columns and slab would have also begun to deteriorate (at inertia forces corresponding to PSa =0.15g). If the stiffness and capacity for moment transfer of these connections would have disappeared completely, the period would have increased further to T = 2.4 secs (Table 5). A structure with this period under the ESSO ground motion, even if higher mode effects are considered could not have developed inertia forces significantly larger than that corresponding to PSa = 0.14g, with a maximum displacement of y_0 = 8.26-in. (210-mm). Thus, a considerable decrease in the effective inertia forces, without the building reaching excessive deformations, was possible due to the failure of several structural fuses built into the structural system.

The fifteen-story tower of the Banco Central suffered considerable structural and nonstructural damages despite the fact that its design was carried out for lateral loading in considerable excess of any building code requirements in the United States at the time of its design in 1961. The damage can be attributed mainly to the flexibility of the structural system. The lateral resistance was offered primarily by frame action. As a consequence of the very flexible floor system (Fig. 38), relatively large lateral story displacements and vertical floor movements took place. The stiffer reinforced concrete walls around the elevators, together with the masonry infill wall that was used on the west side (Figs. 34 and 38), introduced an extremely large torsional eccentricity into the building that contributed to the observed damage. It should also be noted that there is a discontinuity in the structural system at the fourth floor level where the closely spaced columns shown in Fig. 38 terminate at transfer girders. These girders are supported by only 10 columns as shown in Fig. 38. Irregular forms resembling the one used in this building should be avoided whenever possible.

While the earthquake rendered the elevators of the Banco America inoperable, the stairways remained free from debris (Fig. 39). In the Banco Central, by contrast, not only were the elevators useless, but debris so filled the stairwell (Fig. 39) as to make passage to and from the building difficult which could have resulted in a serious threat to life safety had the building been occupied at the time of the earthquake.

Performance of the "Escuela de Niñeras" During the 1976 Guatemala Earthquake [3]

The "Escuela de Niñeras" is a relatively modern engineered building, built in 1964, of three stories with a partial basement (Fig. 40). Built of a mixed reinforced concrete frame and masonry construction, during the 1976 Guatemala Earthquake it suffered extensive damage to windows, doors, and masonry walls and partitions and significant structural damage to the first story columns.

The building is rectangular in plan, 27.5 m x 11.5 m. The structural system consists of a moment-resisting space frame with seven transverse and two

longitudinal planar frames (Figs. 40 and 41). The upper two floors and roof are cantilevered out over the ground story by 2.50 m on the north and the south and 1.20 m on the east and the west (Fig. 42). All cantilevers support heavy masonry walls; in addition the southern cantilevers support heavy reinforced concrete sunshades. The bays of the frames are infilled with a great number of masonry walls, many of partial height, which are distributed throughout the building in an irregular manner in both plan and elevation (Figs. 42 and 43).

Much of the damage to the building (Fig. 43) was to its nonstructural components, particularly the infill walls. Damage to these walls was characterized by diagonal and horizontal crackings, crushing and/or complete collapse (explosion) (Fig. 44.). These walls were constructed of brick masonry with vertical reinforcement placed in the edges and occasionally in the center.

Damage to the structural elements was limited principally to the first story columns, particularly the columns of the transverse frames 2 and 3 (Fig. 43). This damage was the consequence of restraint offered by the infill walls which created short column shear failures (Fig. 45). Although the mechanisms responsible for member (structural and nonstructural) damage was evident, the overall response mechanism that lead to the pattern of observed damage was uncertain in both a qualitative and quantitative sense. To clarify these doubts a series of three dimensional dynamic analyses of the whole building were carried out.

Four elastic finite element models of the building were developed to study the influence of the masonry infill upon first, the dynamic characteristics of the building; and second, the seismic response to selected ground motion records, including the available record of the February 4, 1976, Guatemalan earthquake. The four models included a model of the structural frame alone, a model of the frame and the stiffness contributed by the floor slabs, and two models of the frame plus slabs with the stiffness contributed by the masonry infills. (One model assumes "soft" infill and the other "rigid" infill.) The mass distribution used in all models was identical and reflected the actual distribution found in the building.

The beam and column members were modelled by three-dimensional beam elements, the slabs by plate elements, and the infill by 12 degrees of freedom infill elements specially developed for this study. Figure 46 illustrates the finite element model.

The dynamic characteristics of each of the four models was evaluated by an analysis of the undamped system. Periods and perspective sketches of the first four modes are presented in Figs. 47-50. From analyses of the mode shapes, the computed values of the participation factors, and the seismic response to different ground motions, the tremendous influence of the infill walls becomes clear. The infills coupled the lower translational modes of vibration, introducing greater torsional responses and shifting these fundamental modes to a considerably lower period range that had the detrimental effect of tuning the building to a dominant period range, peculiar to the ground motion recorded in Guatemala City.

Roof displacement envelopes resulting from the response to the Guatemala ground motion record are shown in Fig. 51. These envelopes show the

stiffening effect of the infill walls as well as their contribution to the torsional response. As a consequence of these effects, the intensity of the member forces and their distribution throughout the building frame were significantly changed. Maximum member forces in the first floor columns increased considerably while those of the upper floor decreased, and maximum story shears were shared unequally at each level. Infill shear stresses and column member forces were found to be most critical in the first story areas of the transverse frames 2 and 3, which was where the most dramatic damage was observed.

The combined evidence of analysis and observed damages suggest a failure mechanism wherein a highly stressed complete infill panel suffers sudden partial failure and be converted into a partial height panel that then serves to foster short column behavior in the adjacent column. The considerable increase in the shear that is now transferred to this short column may lead to its fracture. Results from both the survey of damages and the analytical studies indicate that infills can have a significant influence on the seismic response of moment-resisting frames, and should not be ignored in designing and constructing this type of building.

Performance of Deep Spandrel Girder - Short Column Systems [40, 41]

An architectural layout which has been commonly used in the U.S., Japan, and other countries, for educational facilities, hospitals, medium-rise office buildings and parking garages is one employing deep spandrel girders and short columns, as illustrated in Fig. 52. The fact that buildings using this type of structural system suffered heavy damage during the 1964 Alaska, 1968 Tockachi-Oki (Fig. 53), 1971 San Fernando, and 1972 Managua earthquakes indicates the undesirability of this type of structural form. Because of the short clear height of the columns, high shear forces develop in these elements, usually resulting in very brittle types of failure. Therefore, it is necessary to either abandon this type of construction or, at least, to investigate practical means for increasing the ductility of the resulting short columns. This last alternative is presently being pursued at the University of California at Berkeley [41]. The results obtained to date show that even very short reinforced concrete columns, if detailed properly, can respond in a ductile manner. Relative rotation ductilities greater than 4 were developed, and locally, average plastic rotations greater than 0.02 rad. were obtained over a 152 mm (6 in.) length even where shear stress reached values up to $10.5\sqrt{f'_c}$ (psi) ($0.87\sqrt{f'_c}$ [MPa]) this indicates that moderate ductile behavior and the development of high shear stresses are compatible. It should be emphasized, however, that the observed ductile behavior was limited and not high enough to guarantee survival of this type of structural system in case of severe earthquake ground shakings. There is a danger that for this strong girder-weak column system the inelastic deformation will concentrate in the columns of just one story, resulting in unattainable demands of inelastic rotations as discussed previously and illustrated in Fig. 12.

Performance of Shear Wall Structures vs. Moment-Resisting Space Frames

As was pointed out previously, there are still two schools of thought as to which basic system is the most efficient for seismic-resistant design: moment-resisting space frame (flexible) or shear walls (rigid). Until 1967, most U.S. engineers favored the ductile moment-resisting space frame. This was and it is even today clearly reflected in the U.S. seismic codes. The damage

to several frame-shear wall buildings during the 1964 Alaska earthquake made engineers reluctant to use this type of structural system: one frame-wall structure collapsed and several suffered considerable structural damage. However, detailed studies of the damages to these wall structures revealed that in all cases failure was due to one or more of the following factors: (1) poor conceptual design of the whole building and structural system, i.e. poor distribution of masses and/or walls throughout the building, (2) poor design and detailing; (3) poor quality of materials; and (4) poor workmanship, particularly at the construction joints.

As a consequence of the excellent behavior of frame wall structures during the 1967 Caracas, Venezuela, earthquake and other severe earthquakes that occurred in the last decade, the acceptance and use of reinforced concrete frame wall-structural systems in buildings construction has grown considerably [42]. In spite of this excellent behavior and advancing understanding of behavior of wall-structures through research carried out in the U.S., Japan and New Zealand [13], the design of wall and wall-frame structural systems is still penalized in U.S. seismic codes, compared to the requirements for ductile moment-resisting space frames. The main argument for requiring higher design seismic coefficients for wall structures is that walls are rigid and lack adequate ductility. The experiments carried out at Berkeley [43] have shown that it is possible to design and construct shear walls that have very large rotation and displacement ductilities at their critical region (Fig. 54). even when the nominal shear stresses reach value of $15\sqrt{f'_c\ (psi)}$ which exceeds the maximum value allowed by code, $10\sqrt{f'_c\ (psi)}$. The use of these walls coupled by very ductile girders can lead to the best strong column - weak girder system, which is the basic requirement for the design of ductile moment-resisting space frame systems [Fig. 55].

ANALYTICAL PREDICTION OF THE OBSERVED SEISMIC PERFORMANCE OF REINFORCED CONCRETE STRUCTURES

Because of the complexity of any real building's three-dimensional inelastic behavior when subjected to a severe earthquake ground motion, numerical prediction should be carried out by computer programs. In studies at Berkeley regarding the seismic performance of buildings, it was possible to justify observed damage through analyses carried out by available computer programs; however, this required considerable effort - no presently available program is capable of accurately predicting the three-dimensional inelastic seismic behavior of a real building. Even if such a computer program were developed, it is doubtful whether it could be used for reliable predictions of the three-dimensional hysteretic behavior of real buildings because of lack of data on the hysteretic behavior of structures under three-dimensional deformations. There is an urgent need for integrated experimental and analytical studies of such behavior.

Inelastic analysis of pseudo three-dimensional building models can be performed with the program DRAIN-TABS [44]. A few general-purpose programs can be used to perform three-dimensional, direct integration time-history analyses of nonlinear models. These include NONSAP, ANSR-I, ADINA, and NASTRAN which are generally convenient to use [45, 46]. Special programs like DRAIN-TABS are more convenient, but nonetheless require specialized skills and are costly for large practical applications. As a result, there have been few three-dimensional

analyses of real buildings. For the most part, these programs disregard the effect of nonstructural elements. This is not surprising because few, if any, realistic idealizations (mathematical models) of the nonlinear behavior of common nonstructural elements have been formulated.

Thus, most predictions of strength and deformation capacity of buildings are now based on two-dimensional inelastic analyses that are carried out on models of the planar frame and/or shear-wall building components. These models can be used to idealize only regular buildings having negligible or no torsional eccentricity. All frames and shear walls in one direction are treated as planar systems tied together at each floor level by rigid links representing the floor diaphragm. These idealizations thus assume that the floor diaphragms are essentially rigid. Semi-rigid floor diaphragms cannot be adequately represented by planar frame or shear-wall models. Only floor diaphragms that are very flexible in relation to the frame or shear-wall can be modeled by uncoupling each plane of frames or shear walls and performing separate solutions. The main disadvantage of this model is that it neglects the effect of torsion; even a building with no eccentricity between mass and resistance in the linear-elastic range could develop torsion due to the early inelastic deformation of one or more weakly constructed regions. There is an urgent need to study the effect of these inelastic torsions on the overall strength and deformation capacities of a building.

In spite of this disadvantage, the two-dimensional frame and shear-wall model has been used to clarify some problems in predicting the strength and deformation capacities of buildings [33, 35, 38].

The most desirable and practical method for evaluating seismic performance should combine simplicity of execution with acceptable levels of reliability. Not surprisingly, in practice seismic behavior is currently predicted on the basis of linear response analyses. Proper interpretation of those analytical results can be used to identify deficiencies and, perhaps, lead to acceptable estimates of the strength of buildings, particularly those of a relatively brittle type, or those in which inelastic deformations develop simultaneously at enough regions to convert the structure into a mechanism with enough strain-hardening to compensate for the P-Δ effect. However, those types of behavior are more often the exception than the rule in actual buildings.

Comparison of results obtained on the behavior of complete structures and subassemblages from laboratory and field experiments, with those from analyses using linear-elastic methods indicates that the latter usually lead to very conservative predictions of strength. Linear-elastic methods, except when applied to brittle types of structures, generally fail to give information adequate for predicting deformation capacity. The studies carried out in Refs. 31, 33, 38, prove that the computed nonlinear displacement response histories can differ substantially from elastic predictions. Because linear-elastic methods are relatively simple and inexpensive to use, studies should be carried out to correlate computed elastic response and actual inelastic response of standard types of structures. Guidelines should then be formulated for interpreting results from elastic analysis to obtain an idea on the actual strength and deformation capacities of such structures.

EDUCATIONAL, RESEARCH AND DEVELOPMENT NEEDS

This paper has reviewed the observed performance of reinforced concrete buildings during recent destructive earthquakes, the causes, and the difficulties

in prediction of such performance. Hopefully this review creates a better awareness of one of the main reasons for most observed poor performances: the difficulty in predicting the actual dynamic characteristics of (1) seismic ground motions; and (2) the structure when the earthquake strikes. To help mitigate the destructive effects of earthquakes, it is necessary not only to improve design, construction, and maintenance of future structures, but also to develop better methods for retrofitting existing structures. Such improvements can be effected only through integrated educational, research, and development efforts. Some of these needed efforts are summarized below. For a more detailed discussion see Ref. 13.

Educational Needs

Despite many unresolved problems in predicting the behavior of buildings under the combined effects of normal environments and extreme earthquake ground motions, our understanding has advanced significantly in the last two decades. There is a significant body of knowledge regarding the problems caused by extreme earthquake shaking. However, comparison of the state-of-the-art with the state-of-the-practice indicates that such knowledge has generally not been incorporated in practice. It is therefore crucial to impart this knowledge to structural engineering students through their curriculum in the universities and in professional schools, as well as to professionals through refresher courses that could be offered by continuing education programs. Among the topics that should be included in the curriculum are:

1. Sources and mechanisms of severe earthquakes. This should include the proper way of measuring the severity of the excitations created by such earthquakes.

2. Actual mechanical behavior of soils and building materials under conditions imposed by the combination of excitations induced by normal environments and severe earthquakes.

3. Three-dimensional mechanical behavior of actual soil-building systems up to collapse when subjected to loads or deformations due to the combined actions of normal environment and severe earthquake shaking. This includes damage accumulated during the service life of buildings from variations in loading and environmental histories. Knowledge of cumulative damage will enable the designer to determine the building's condition (e.g., its residual stresses, cracking, deterioration in strength and stiffness from aging and corrosion) at the time the severe earthquake occurs.

4. Procedures and criteria for establishing the strength and deformation capacities of existing buildings. This would require knowledge of the complete hysteretic behavior of the building.

5. Use of probability and statistics to develop sounder methods of seismic-resistant design of buildings.

6. Socioeconomic aspects of hazards created by severe earthquakes.

Research and Development Needs

Research needs are necessarily related to educational needs since increased knowledge is brought about through research. However, as Holley

pointed out [47], research alone is not enough; analytical and experimental studies must be augmented by development work. Among the different research and development needs, the following should be emphasized:

1. Develop more precise methods for predicting the characteristics of the possible severe earthquakes that can occur at any given building site.

2. Conduct comprehensive, integrated experimental and analytical studies on the mechanical behavior of materials, single and composite, used in the construction of the soil-building system (both structural and nonstructural components) under loads and/or deformations induced by severe earthquakes.

3. Carry out investigations of new materials that could improve the performance of buildings under extreme earthquakes.

4. Develop more accurate methods for nondestructive testing of materials in the field.

5. Develop more reliable procedures for determining strength and deformation capacities of soil-building systems under load or deformation conditions that can be imposed by the combined effect of normal environment and severe earthquakes. Required are integrated field, laboratory, and analytical studies, and development of (a) new techniques for testing buildings up to collapse; and (b) nonlinear three-dimensional computer programs for predicting the progressive collapse of buildings.

CONCLUDING REMARKS

An attempt has been made to create a better awareness of the uncertainties and difficulties involved in achieving efficient seismic-resistant concrete construction, reviewing: (1) the different aspects involved in the design, construction, and maintenance of buildings; (2) the performance of actual buildings during recent earthquakes; and (3) the difficulties in predicting such performance.

Efficient seismic-resistant construction requires integrating knowledge from many diverse disciplines: seismology, geology, geophysics, and earthquake engineering. Close cooperation is needed among researchers, professionals, manufacturers, and government officials. Hopefully, the general discussion presented here has made clear the need for integration of knowledge and cooperation of efforts to mitigate the destructive effects of earthquakes.

ACKNOWLEDGEMENTS

Appreciation is expressed to the National Science Foundation for its financial support of some of the studies reported in this paper. The collaboration of J. Axley in preparing this paper is greatly appreciated. The author would also like to acknowledge the assistance of M.C. Randall, D. Parodi, and C. Jones in the preparation of this paper.

REFERENCES

1. Bresler, B., "Behavior of Structural Elements, A Review," Building Practices for Disaster Mitigation, National Bureau of Standards Building Science Series 46, Washington, D.C., 1973.

2. Sawyer, H. A., Jr., "Comprehensive Design of Reinforced Concrete Frames by Plasticity Factors," 9th Planning Session of CED Symposium,: Hyperstatique, Ankara, September, 1964.

3. Bertero, V. V., and Bresler, B., "Design and Engineering Decisions: Failure Criteria (Limit States)," Proceedings of 6th WCEE, New Delhi, India, January, 1977.

4. Seismology Committee, Structural Engineer Association of California, "Recommended Lateral Force Requirements and Commentary," fourth edition, San Francisco, 1975.

5. Bresler, B., and Bertero, V. V., "Olive View Medical Center Material Studies, Phase I," Report No. EERC 73-19, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1973.

6. Bertero, V. V., "State-of-the-Art in Establishing Design Earthquakes," Proceedings of a Workshop on Earthquake-Resistant Reinforced Concrete Building Construction, Vol. II, pp. 315-345, Berkely, 1977.

7. Bertero, V. V., Mahin, S. A., and Herrera, R. A., "Problems in Prescribing Reliable Design Earthquakes," Proceedings of the 6th WCEE, Vol. II, New Delhi, India, January, 1977.

8. Bertero, V. V., Herrera, R. A., and Mahin, S. A., "Establishment of Design Earthquakes -- Evaluation of Present Methods," Proceedings of the Int'l Symposium on Earthquake Engineering, St. Louis, August, 1976.

9. Bertero, V. V., "Strength and Deformation Capacities of Buildings under Extreme Environments," Symposium on Structural Engineering and Structural Mechanics, honoring Prof. Popov, Berkeley, 1977 (to be published by Prentice Hall).

10. Drenik, R. F., Wang, P. C., and Wang., W., "Case Study of Critical Excitation and Response Structures," Report No. POLY EE/EP-75-DID, Polytechnic Institute of New York, November, 1975.

11. AIA Research Corporation, "Architects and Earthquakes," Report prepared for National Science Foundation, Washington, D.C., October, 1975.

12. Dowrick, D. J., Earthquake Resistant Design, A Manual for Engineers and Architects, John Wiley & Sons, 1977.

13. Bertero, V. V., organizer, Proceedings of a Workshop on Earthquake- Resistant Reinforced Concrete Building Construction, in three Volumes, Berkeley, 1977.

14. Park, R., "Ductility of Reinforced Concrete Frames under Seismic Loading," New Zealand Engineering, Vol. 23, No. 11, pp. 429-435, November, 1968.

15. Bertero, V. V., Mahin, S. A., and Hollings, J., "Response of a Reinforced Concrete Shear Wall Structure During the 1972 Managua Earthquake," Bulletin of N. Z. National Society for Earthquake Engineering, Vol. 7, No. 3, September, 1974.

16. Paulay, T., "Design Aspects of Shear Walls for Seismic Areas," Research Report 74-11, Dept. of Civil Engineering, Univ. of Canterbury, Christchurch, New Zealand, October, 1974.

17. Mahin, S. A. and Bertero, V. V., "Nonlinear Seismic Response of a Coupled Wall System," Journal of the Structural Div., ASCE, Vol. 102, ST9, pp. 1759-1780, September, 1976.

18. Fintel, M. and Ghosh, S. K., "Structural Systems for Earthquake Resistant Reinforced Concrete Buildings," Proceedings of a Workshop on Earthquake-Resistant Reinforced Concrete Building Construction, Vol. II, pp. 707-741, Berkeley, 1977.

19. Bertero, V. V. and Popov, E. P., "Seismic Behavior of Ductile Moment-Resisting Reinforced Concrete Frames," Reinforced Concrete Structures in Seismic Zones, Publication SP-53, American Concrete Institute, Detroit, 1977.

20. Popov, E. P., Bertero, V. V., Galunic, B., and Lantoff, G., "On Seismic Design of R/C Interior Joints of Frames," Proceedings of 6th WCEE, Vol. II, pp. 5.191-5.196, New Delhi, India, January, 1977.

21. Galunic, B., Bertero, V. V., and Popov, E. P., "An Approach for Improving Seismic-Resistant Behavior of Reinforced Concrete Interior Joints," Report No. UCB/EERC-77/30, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1977.

22. Mahin, S., Bertero, V. V., Rea, D., and Atalay, M., "Rate of Loading Effects on Uncracked and Repaired Reinforced Concrete Members," Report No. EERC-72/9, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1972.

23. Bresler, B. and Bertero, V. V., "Influence of High Strain Rate and Cyclic Loading on Behavior of Unconfined and Confined Concrete in Compression," Proceedings of the Second Canadian Conference on Earthquake Engineering, McMaster University, pp. 64, Hamilton, Ontario, June, 1975.

24. Vallenas, J., Bertero, V. V., and Popov, E. P., "Concrete Confined by Rectangular Hoops and Subjected to Axial Loads," Report No. UCB/EERC-77/13 Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1977.

25. Bertero, V. and Vallenas, J., "Confined Concrete: Research and Development Needs," Proceedings of a Workshop on Earthquake-Resistant Reinforced Concrete Building Construction, Vol. II, pp. 594-610, Berkeley, 1977.

26. Klingner, R. E. and Bertero, V. V., "Infilled Frames in Earthquake-Resistant Construction," Report No. EERC 76/32, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1976.

27. ACI Committee 442, "Response of Buildings to Lateral Force," ACI Journal Proceedings, Vol. 68, No. 11, pp. 81-106, Februrary, 1971.

28. Roy, H. E. H., "Designing for Lateral Load," Proceedings of the Structural Concrete Symposium; pp. 146-175, Toronto, Canada.

29. Bouwkamp, J. G., "Dynamic Stuides of a 16-Story Office Building with Cable-Suspended Floors," Proceedings of the 6th WCEE, Vol. III, pp. 11-18, Dubrovnik, Yugoslavia, September, 1978.

30. Bertero, V. V., "Identification of Research Needs for Improving Aseismic Design of Building Structures," Report No. EERC 75-27, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1975.

31. Zagajeski, S. W. and Bertero, V. V., "Computer-Aided Optimum Design of Ductile Reinforced Concrete Moment-Resisting Frames," Report No. UCB/EERC-77/16, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1977.

32. Bertero, V. V., et al., "Design Implication of Damage Observed in the Olive View Medical Center Buildings," Proceedings of the 5th WCEE, Vol. I, pp. 51-59, Rome, June, 1973.

33. Mahin, S. A. and Bertero, V. V., "An Evaluation of Some Methods for Predicting Seismic Behavior of Reinforced Concrete Buildings," Report No. EERC 75-5, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1975.

34. Mahin, S. A. and Bertero, V. V., "Problems in Establishing and Predicting Ductility in Aseismic Design," Proceedings, International Symposium on Earthquake Sturctural Engineering, pp. 613-628, University of Missouri, Rolla, Missouri, August, 1976.

35. Subcommittee of the SEAONC Research Committee, "Seismic Analysis of the Charaima Building, Caraballeda, Venezuela," Report No. EERC 70-4, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1970.

36. Bertero, V. V. and Collins, R. G., "Investigation of the Failures of the Olive View Stairtowers during the San Fernando Earthquake and their Implications in Seismic Design," Report No. EERC 73-26, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1973.

37. Chopra, A. K., Bertero, V. V. and Mahin, S. A., "Response of the Olive View Medical Center Main Building during the San Fernando Earthquake," Proceedings, 5th WCEE, Paper No. 5, Rome, 1973.

38. Mahin, S. A., Bertero, V. V., Chopra, A. K., and Collins, R. G., "Response of the Olive View Hospital Main Building during the San Fernando Earthquake," Report No. EERC 76-22, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1976.

39. Axley, J., "Infill Panels: Their Influence on Seismic Response of Buildings," Ph.D. Dissertation, Civil Engineering Dept., University of California, Berkeley (in preparation).

40. Aoyama, H., et al, "A Study of Damage to the Hachinohe Technical College Due to 1968 Tokachi-Oki Earthquake (Part 1)," Proceedings of the U.S.-Japan Seminar on Earthquake Engineering with Empahsis on the Safety of School Buildings, pp. 199-213, Sendai, Japan, September, 1970.

41. Zagajeski, S. W., Bertero, V. V. and Popov, E. P., "Hysteretic Behavior of Reinforced Concrete Columns Subjected to High Axial and Cyclic Shear Forces," Report No. UCB/EERC-78/05, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1978.

42. Fintel, M., "Ductile Shear Walls in Earthquake-Resistant Multistory Buildings," ACI Publication SP-53, pp. 117-126, 1977.

43. Bertero, V. V., Popov, E. P., Wang, T. Y., and Vallenas, J., "Seismic Design Implications of Hysteretic Behavior of Reinforced Concrete Structural Walls," Proceedings of the 6th WCEE, pp. 5.159-5.165, New Delhi, India, January, 1977.

44. Guendelman, I. R. and Powell, G. H., "DRAIN-TABS, A Computer Program for Inelastic Earthquake Response for Three-Dimensional Buildings Systems," Report No. EERC 77-08, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1977.

45. Powell, G. H., "Computer Programs for Analysis of Seismic Response of Reinforced Concrete Buildings," Proceedings of the Workshop on Earthquake-Resistant Reinforced Concrete Building Construction, Vol. II, pp. 969-980, Berkeley, July, 1977.

46. Bates, W., "The Art of Modeling Buildings for Dynamic Seismic Analysis," Proceedings of the Workshop on Earthquake-Resistant Reinforced Concrete Building Construction, Vol. II, pp. 857-885, Berkeley, July, 1977.

47. Holley, M. J., "Not Research Alone, but Research and Development," Proceedings, Workshop on Simulation of Earthquake Effects on Structures, National Academy of Engineering, Washington, D. C., San Francisco, September, 1973.

TABLE 1:- SUMMARY OF STATISTICAL EVALUATION OF REINFORCING STEEL MILL TEST DATA

	Average Value $\bar{x}$	Standard Deviation σ	ASTM Specified Minimum x_{min}	Excess[1] Ratio t_1	% Below Specified Minimum (estimated)
A-15 Grade					
Yield Strength, ksi	52.7	3.2	40	3.97	< 0.5
Tensile Strength, ksi	80.1	4.5	60	4.5	0.75
% Elongation	15.4	3.3	Varies	1.8 to 3.8	2.5 to < 0.5
A-432 Grade					
Yield Strength, ksi	71.1	6.7	60	1.7	4
Tensile Strength, ksi	112.5	8.9	90	2.6	0.5
% Elongation	12.4	2.8	Varies	0.9 to 6.4	19 to < 0.25

(1) $t_1 = (\bar{x} - x_{min})/\sigma$

TABLE 2.- COMPARISON OF OBSERVED AND CALCULATED VALUES OF MODULUS OF ELASTICITY FOR CONCRETE IN COMPRESSION.

Specimen Group	Specified Strength f'_c psi	Observed - Average Values			Calculated Values			
		Strength $f_{c\,ave}$ psi	Unit weight w pcf	E_{obs} ksi	E_c[1] ksi	E_{obs}/E_c[1]	E_c[2] ksi	E_{obs}/E_c[2]
MTF I	5000	6700	144	3420	4030	0.85	4660	0.73
MTF III[3]	5000	9140	148	3880	4200	0.92	5740	0.68
MTF III[4]	3000	5690	147	3110	4160	0.75	4440	0.70
POC	3000	4830	113	2040	2170	0.94	2750	0.74
ST	5000	7410	146	3410	4140	0.82	5040	0.67
AC	3000	4280	145	2720	3110	0.88	3710	0.73
Average						0.86		0.71

(1) E_c calculated on the basis of specified strength

(2) E_c calculated on the basis of observed strength

(3) From columns in first story; see Table 6

(4) From beam at second floor level; see Table 6

TABLE 3.- APPLICABILITY OF STRUCTURAL MATERIALS TO DIFFERENT TYPES OF SEISMIC-RESISTANT BUILDINGS [12].

	Type of Building		
	HIGH-RISE	MEDIUM-RISE	LOW-RISE
BEST STRUCTURAL MATERIALS IN APPROXIMATE ORDER OF SUITABILITY WORST	(1) STEEL - R/C (2) STEEL (3) IN SITU R/C	(1) STEEL - R/C (2) STEEL (3) IN SITU R/C (4) GOOD PRECAST CONCRETE* (5) PRESTRESSED CONCRETE (6) GOOD REINFORCED MASONRY*	(1) TIMBER (2) IN SITU R/C (3) STEEL (4) STEEL - R/C (5) PRESTRESSED CONCRETE (6) GOOD REINFORCED MASONRY* (7) PRECAST CONCRETE (8) PRIMITIVE REINFORCED MASONRY

*These two materials only just qualify for inclusion in the medium-rise bracket. Indeed many earthquake engineers would not use either material. In Japan, masonry is not permitted for buildings of more than three stories.

TABLE 4.- EFFECT OF CONFINEMENT ON COMPRESSIVE STRENGTH AND DEFORMATION OF CONCRETE.

Type of Concrete	Confinement Stress Ratio (f_r/f'_c)	Maximum Compression		Ultimate Compression	
		Strain Ratio (ϵ_0^*/ϵ_0)	Confinement Effectiveness k_0	Strain Ratio (ϵ_u^*/ϵ_0)	Confinement Effectiveness k_u
Normal	0.13	2.8	7.0	11.5	0
E-5	0.32	7.8	5.0	11.5	3.1
Lightweight	0.13	1.9	4.4	8.7	-0.5
A-5	0.32	4.0	2.0	8.7	2.0
B-5	0.13	1.35	3.9	10.6	0
	0.32	1.85	1.0	8.6	0.9
A-3	0.11	1.8	2.7	8.9	-1.0
	0.24	5.9	2.5	8.9	2.0
B-3	0.11	1.7	1.35	11.6	0
	0.24	8.0	2.1	9.0	2.1

TABLE 5.- NATURAL PERIODS FOR DIFFERENT STRUCTURAL MODELS OF BANCO DE AMERICA.

Mode	Value of the period in seconds for								
	Whole structure with foundation			2 dimensional model fixed foundation)-Ea motion neglecting framing action of					
	Rigid		Flexible	Columns on 4 & 5 faces	All peripheral columns	Coupling girders	Coupling girders and all columns	Coupling girders and columns on 4 & 5 faces	Coupling girders and slab along 4-5 faces
	1 DOF	2 DOF	3 DOF						
1	3.564	3.443	1.165	1.223	1.350	1.347	1.378	2.480	2.344
2	0.256	0.252	0.248	0.233	0.249	0.344	0.342	0.464	0.474
3	0.124	0.123	0.120	0.132	0.134	0.167	0.220	0.190	0.196
4	0.063	0.063	0.060	0.066	0.065	0.091	0.116	0.107	0.106
5	0.048	0.048	0.047	0.051	0.052	0.064	0.062	0.071	0.068

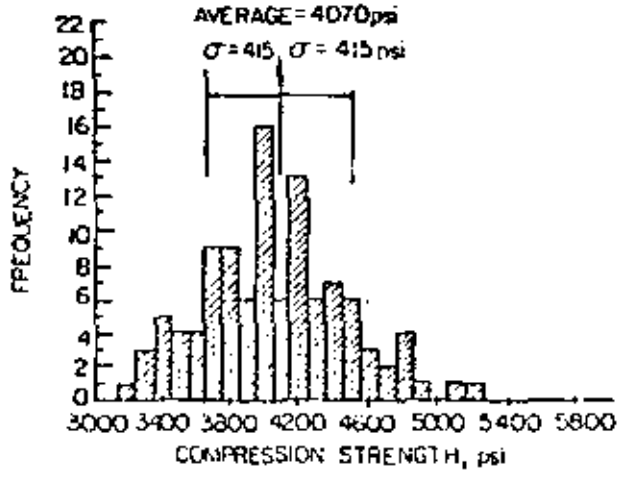


FIG. 1. HISTOGRAM OF CONCRETE COMPRESSIVE STRENGTH - MAIN TREATMENT FACILITY BUILDING - FIELD CONTROL TESTS-3000 PSI CONCRETE

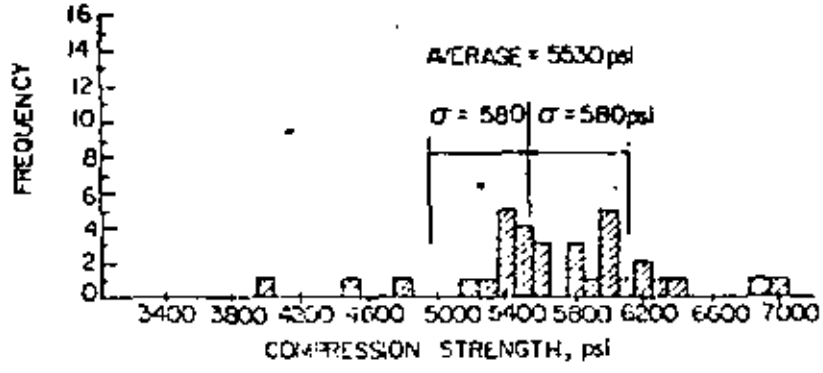


FIG. 2. HISTOGRAM OF CONCRETE COMPRESSIVE STRENGTH - MAIN TREATMENT FACILITY BUILDING - FIELD CONTROL TESTS - 5000 PSI CONCRETE

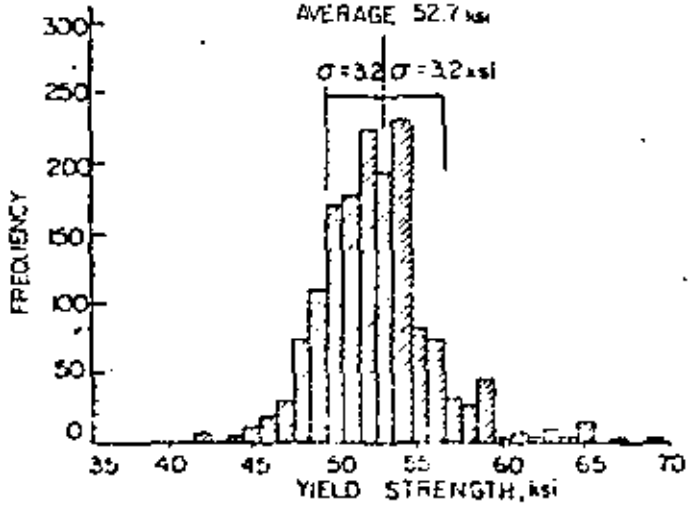


FIG. 3. HISTOGRAM OF YIELD STRENGTH OF REINFORCING STEEL, A-15 GRADE - MILL TESTS

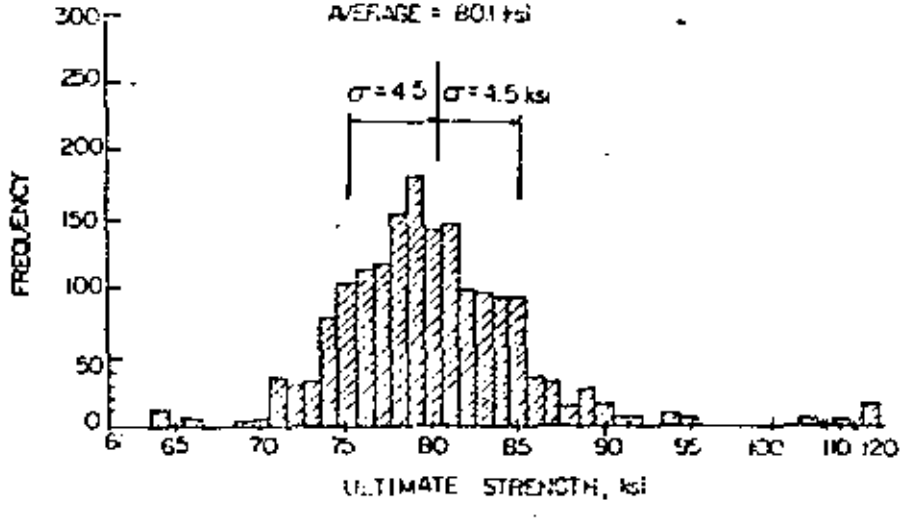


FIG. 4. HISTOGRAM OF TENSILE STRENGTH OF REINFORCING STEEL A-15 GRADE - MILL TESTS

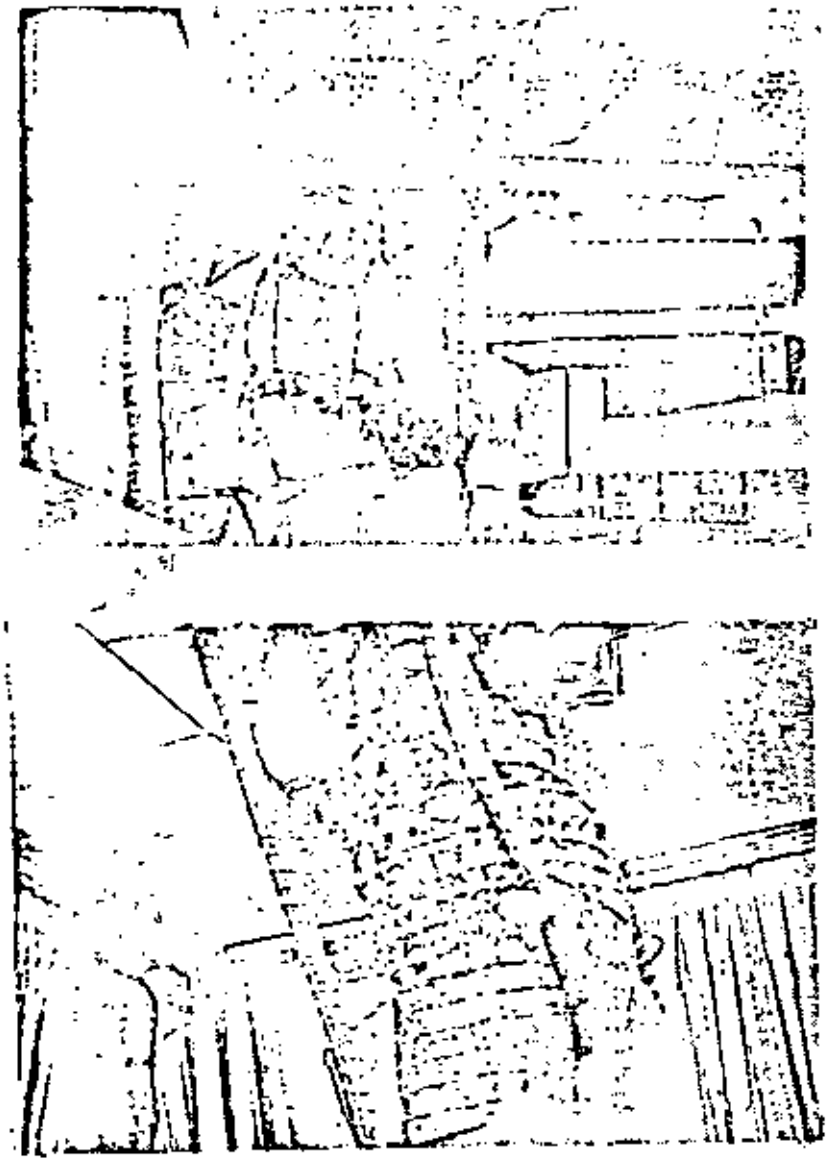
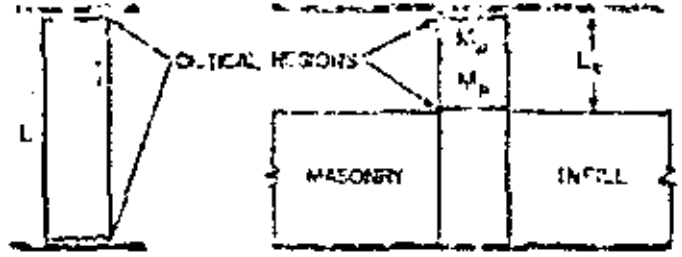
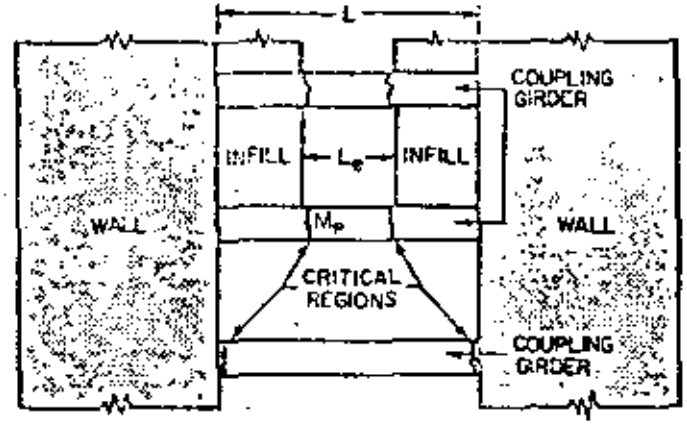


FIG. 5. COLUMN FAILURES DUE TO TERMINATION OF SPIRAL BELOW LOWEST MEMBER FRAMING INTO THE COLUMN



$$V = \frac{\Sigma M_p}{L_e} = \frac{2M_p}{L_e}$$

REDUCED COLUMN EFFECTIVE LENGTH DUE TO INFILLS



$$V = \frac{\Sigma M_p}{L_e} = \frac{2M_p}{L_e}$$

REDUCED EFFECTIVE LENGTH OF COUPLING GIRDERS DUE TO INFILLS

FIG. 6. EFFECT OF ADDITION OF INFILL ON BEHAVIOR OF COLUMNS AND BEAMS

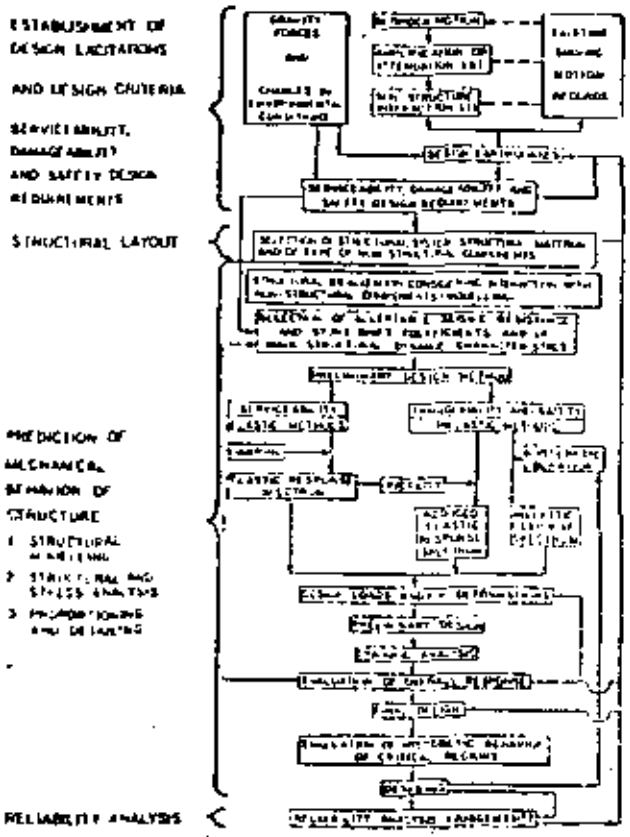


FIG. 7.-FLOW DIAGRAM OF GENERAL ASPECTS AND STEPS INVOLVED IN SEISMIC-RESISTANT DESIGN.

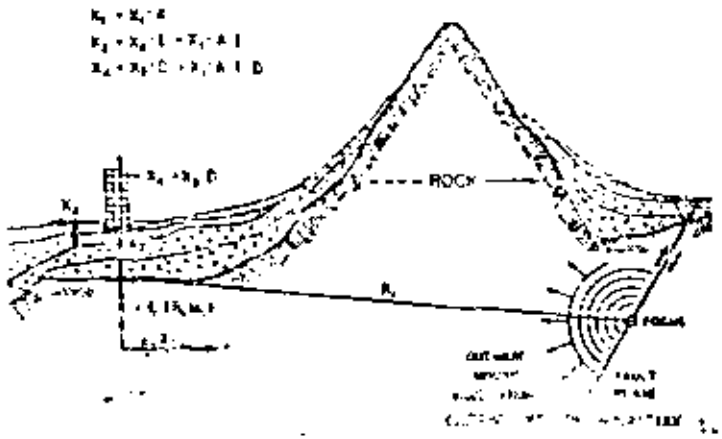


FIG. 8. FACTORS INVOLVED IN PREDICTING SEISMIC RESPONSE

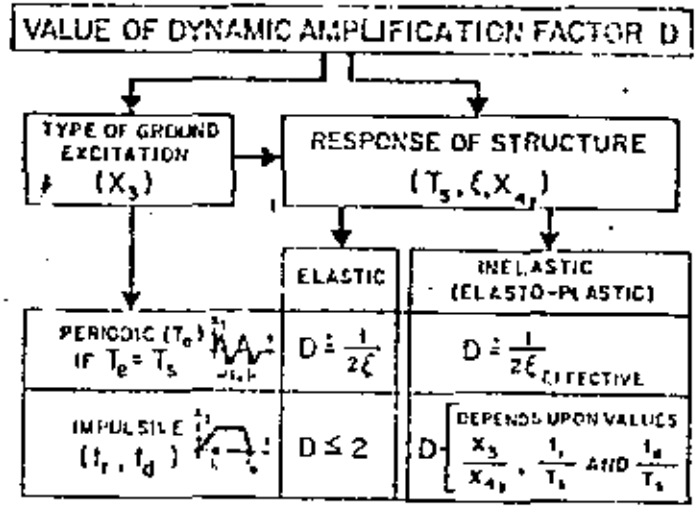


FIG. 9. EVALUATION OF THE DYNAMIC AMPLIFICATION FACTOR FOR DIFFERENT TYPES OF GROUND MOTIONS AND RESPONSES OF STRUCTURES

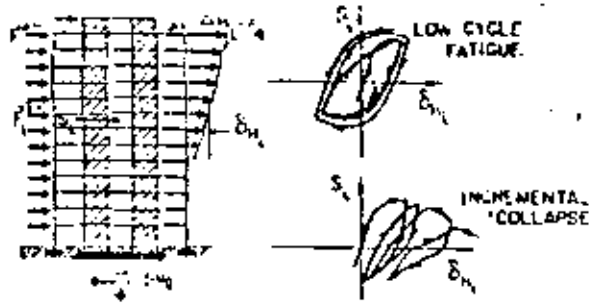


FIG. 10. POSSIBLE TYPES OF FAILURE UNDER SEVERE GROUND MOTIONS

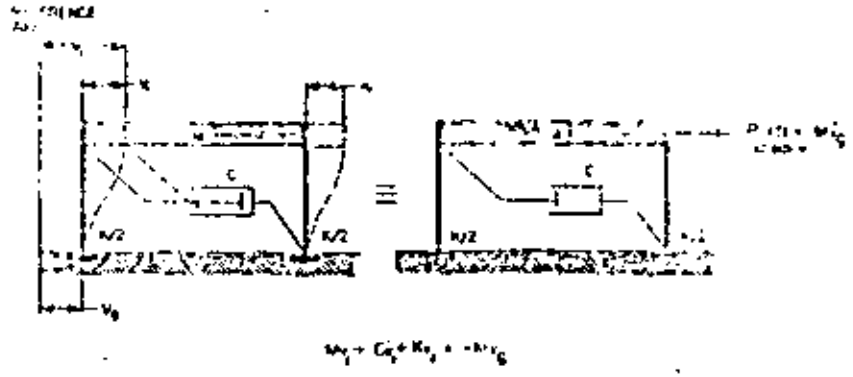


FIG. 11. LUMPED SINGLE-DEGREE-OF-FREEDOM SYSTEM SUBJECTED TO HORIZONTAL GROUND MOTION

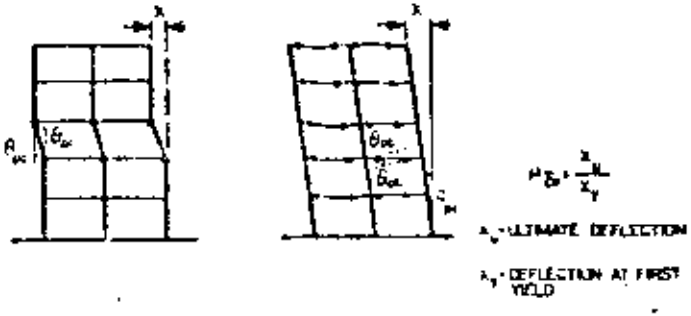


FIG. 12. ALTERNATIVE PLASTIC HINGE MECHANISMS FOR A TYPICAL MULTISTORY FRAME (147)

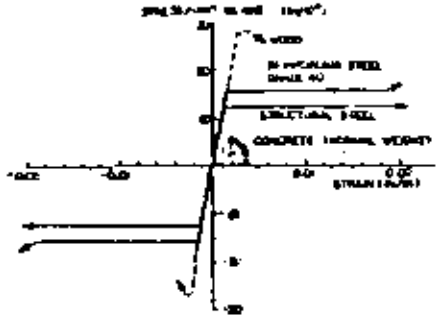


FIG. 14. STRESS PER UNIT WEIGHT - STRAIN DIAGRAMS FOR DIFFERENT STRUCTURAL MATERIALS

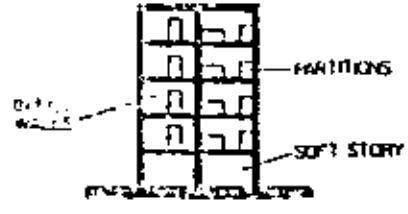


FIG. 13. CREATION OF A SOFT STORY BY ADDING NONSTRUCTURAL ELEMENTS

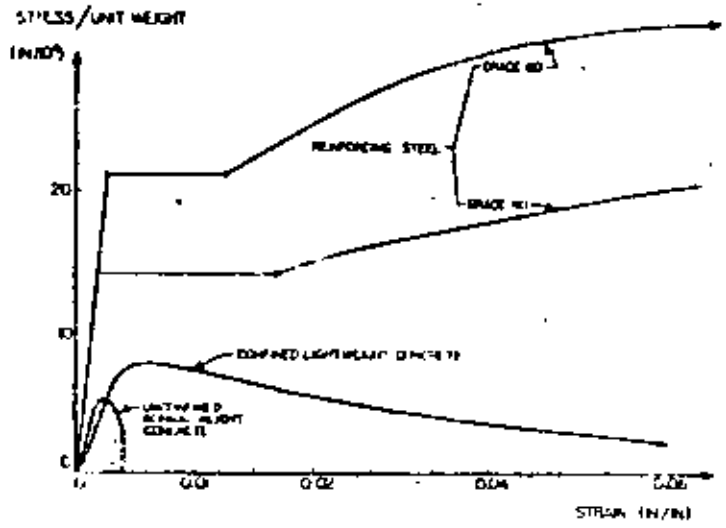


FIG. 15. STRESS PER UNIT WEIGHT - STRAIN DIAGRAMS FOR CONCRETE AND REINFORCING STEEL

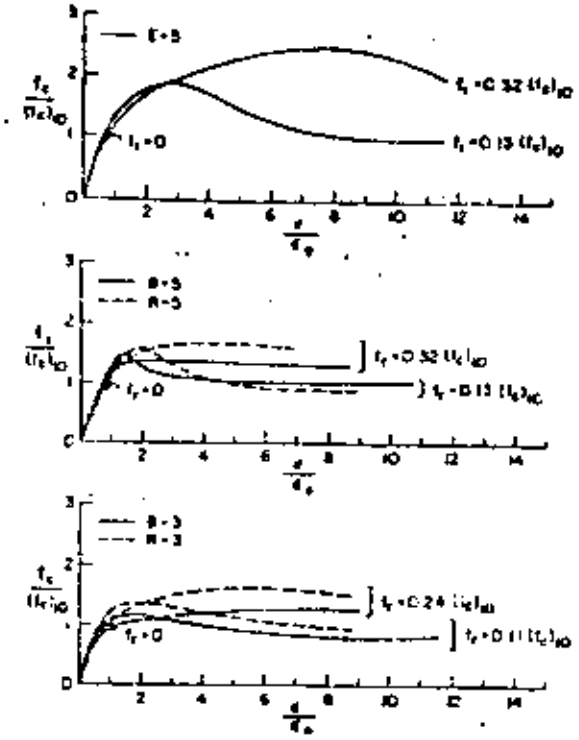


FIG. 16. EFFECT OF CONFINEMENT PRESSURE ON COMPRESSIVE STRENGTH AND DUCTILITY OF CONFINED CONCRETE -

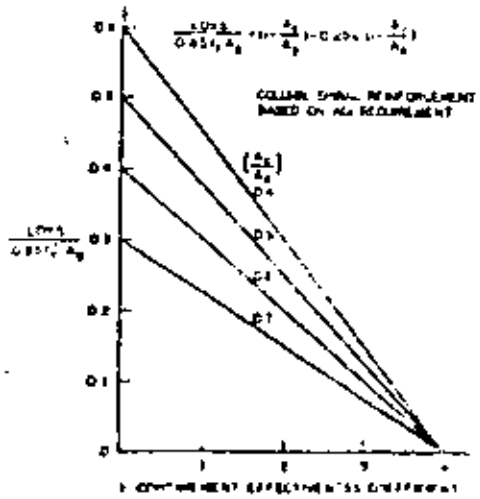
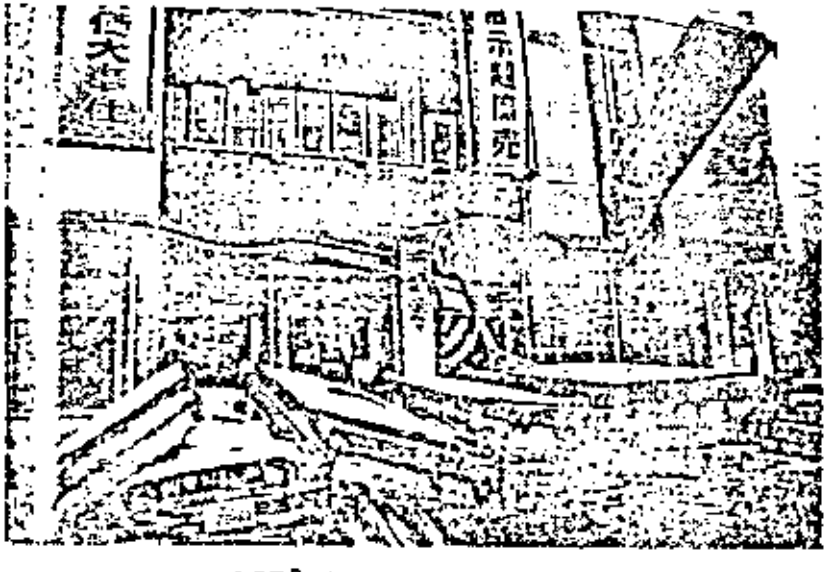


FIG. 17. LOSS OF COMPRESSIVE STRENGTH DUE TO SPALLING OF CONCRETE COVER VS. CONFINEMENT EFFECTIVENESS COEFFICIENT

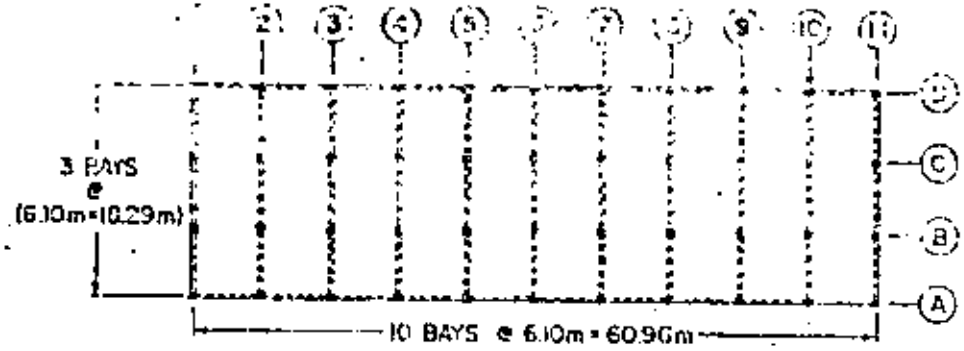


1964 ALASKA EARTHQUAKE.

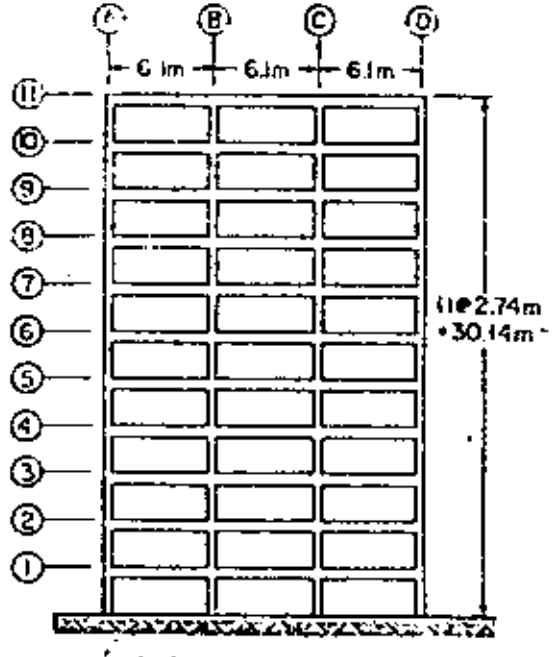


1978 SENDAI EARTHQUAKE

FIG. 18. COLLAPSE OF NONSTRUCTURAL ELEMENTS



(a) PLAN



(b) ELEVATION

FIG. 19. PROTOTYPE BUILDING

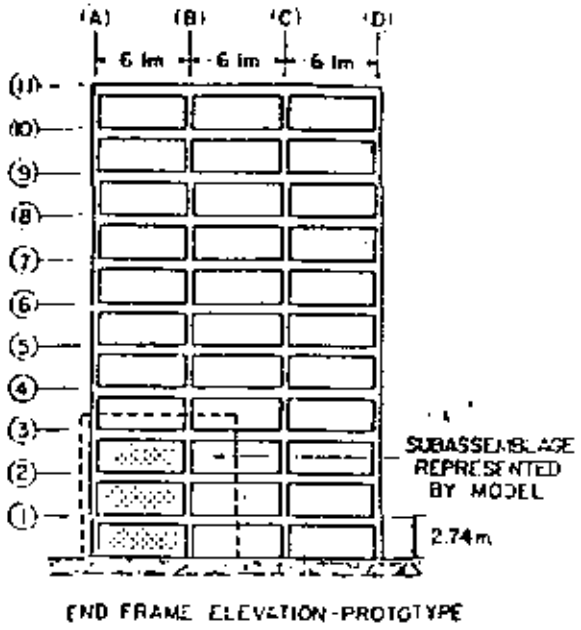


FIG. 20.- SUBASSEMBLAGE REPRESENTED BY MODEL TESTED.

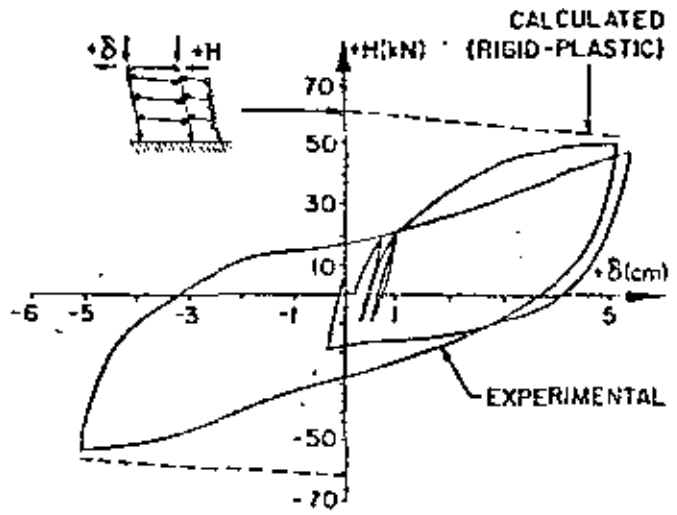


FIG.21.- LATERAL LOAD - DEFLECTION RELATIONSHIP.- BARE FRAME.

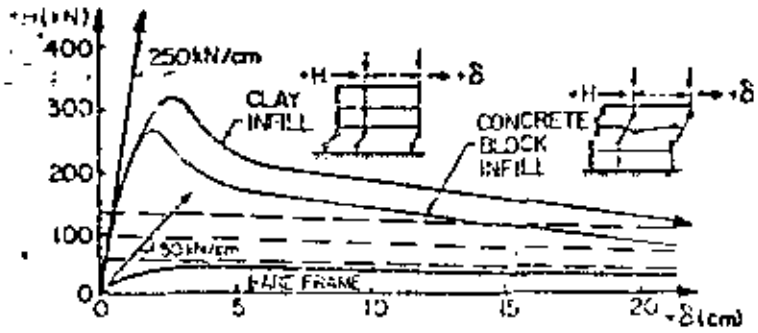


FIG. 22.- COMPARISON OF BEHAVIOR OF INFILLED FRAMES AND BARE FRAME.

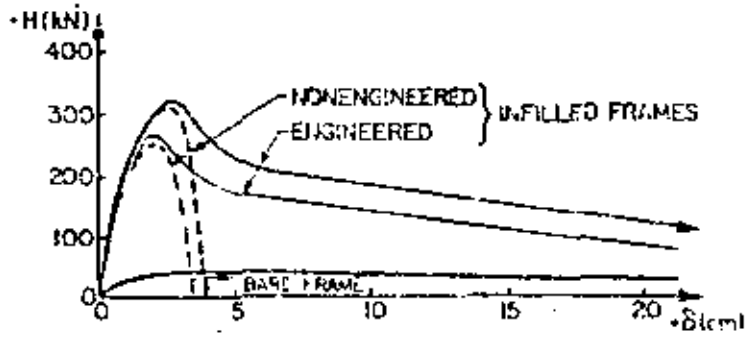


FIG. 23.- COMPARISON OF BEHAVIOR OF ENGINEERED AND NON-ENGINEERED INFILLED FRAMES.

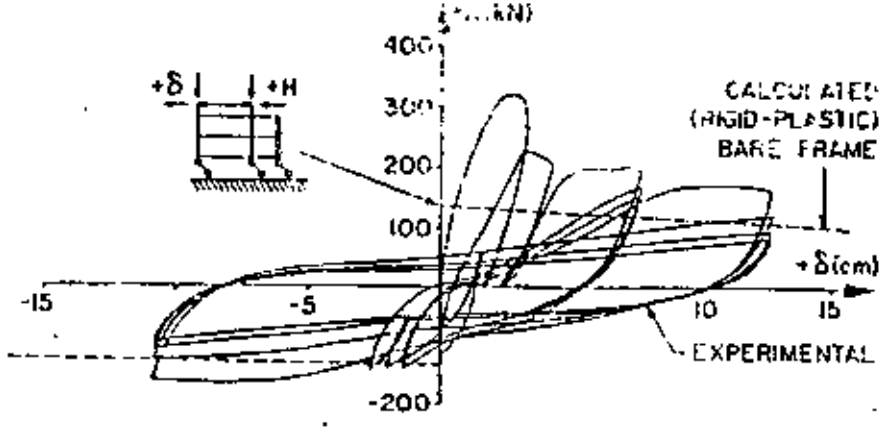


FIG. 24.- HYSTERETIC BEHAVIOR OF A FRAME INFILLED WITH CLAY BRICKS.

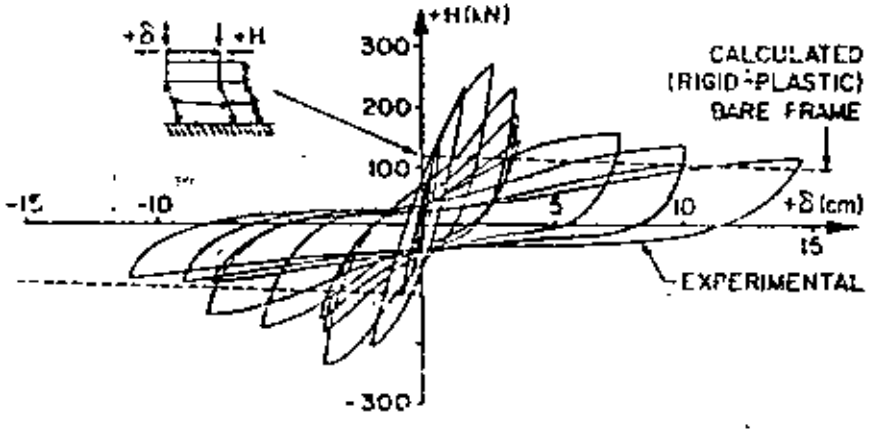


FIG. 25.- HYSTERETIC BEHAVIOR OF A FRAME INFILLED WITH CLAY BRICKS.



CONSTRUCTION PROCEDURE.

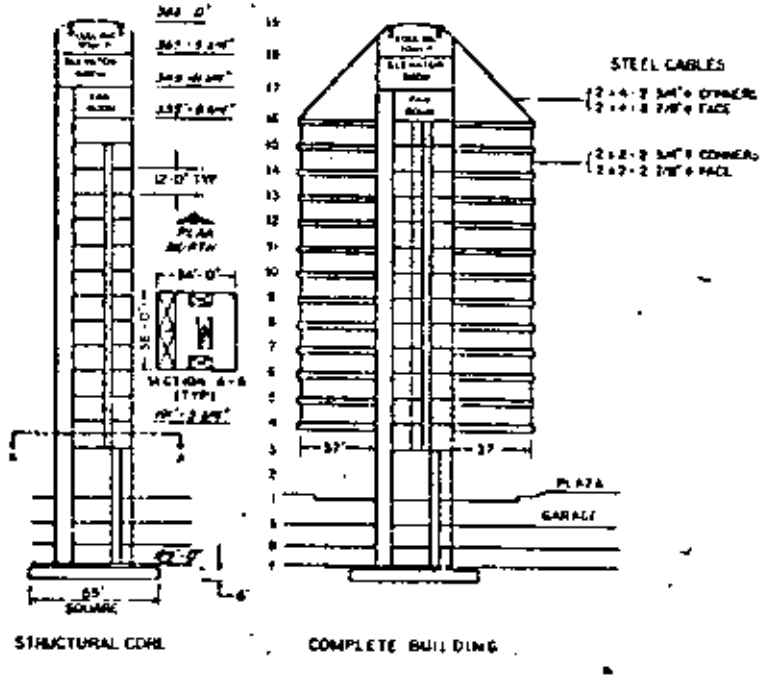


FIG. 26.- EXAMPLE OF TOP - HAT STRUCTURE.

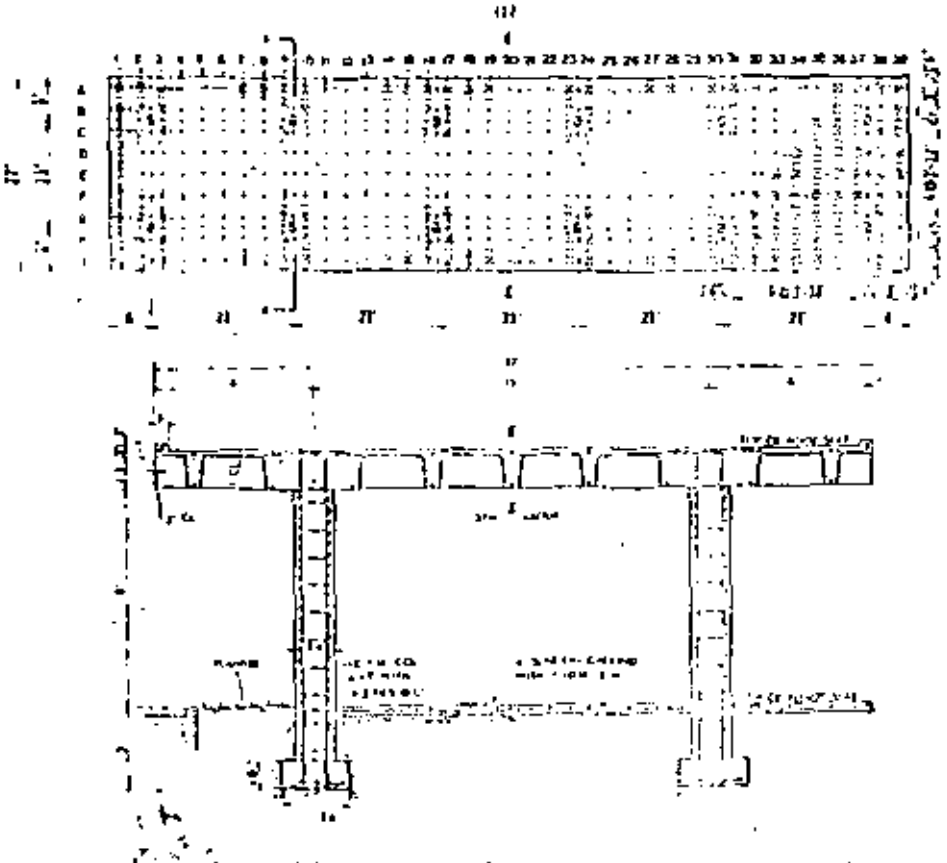


FIG. 27.- ROOF FRAMING PLAN AND SECTION A-A OF AMBULANCE CANOPY.

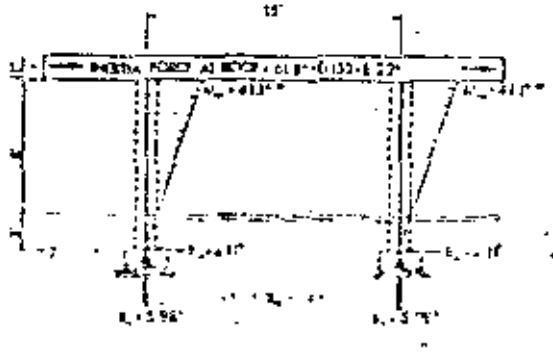


FIG. 29.- BASIC [illegible] MOMENTS.

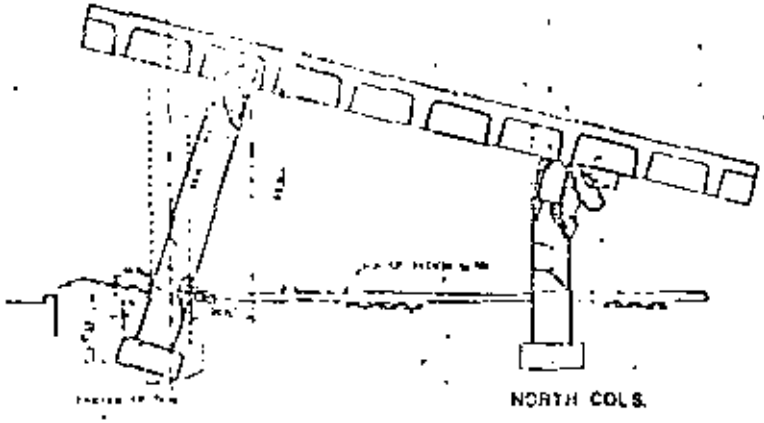


FIG. 28.- SCHEMATIC ILLUSTRATING FAILURE OF CANOPY.

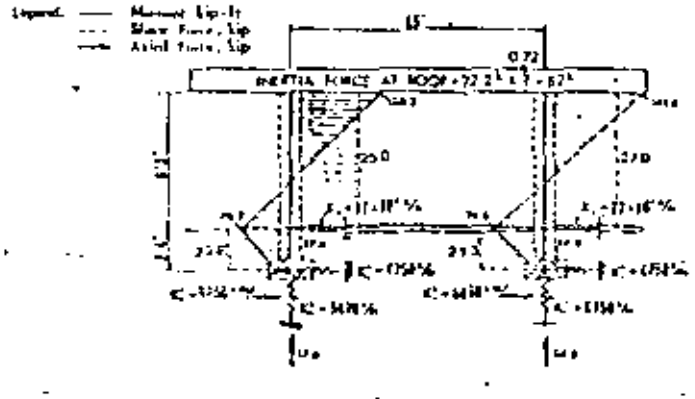
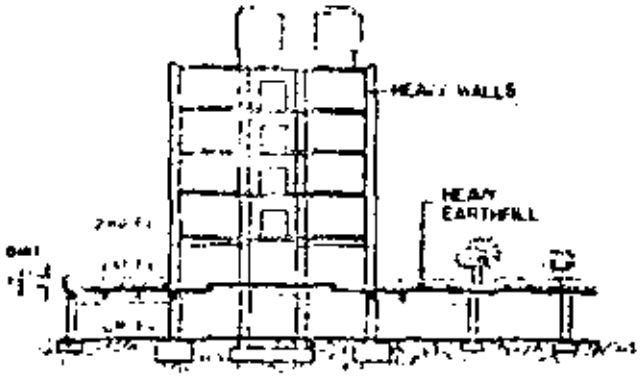
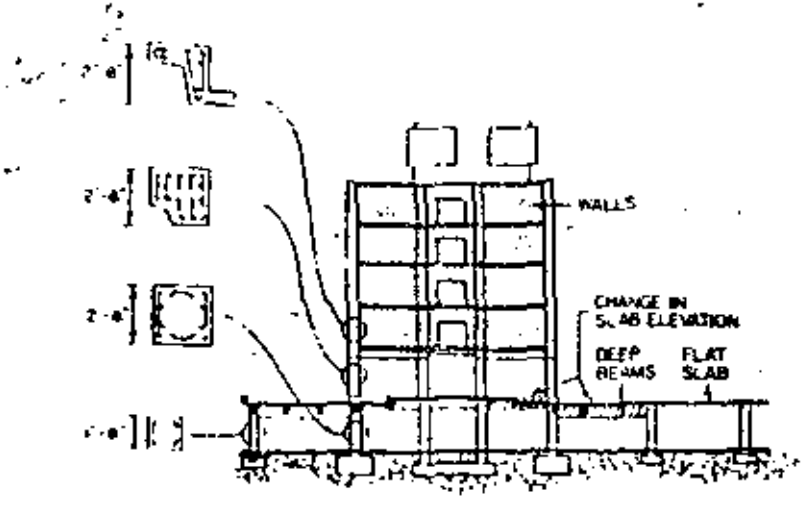


FIG. 30.- MOMENT, AXIAL AND SHEAR FORCES BASED ON REALISTIC STRUCTURAL MODEL.

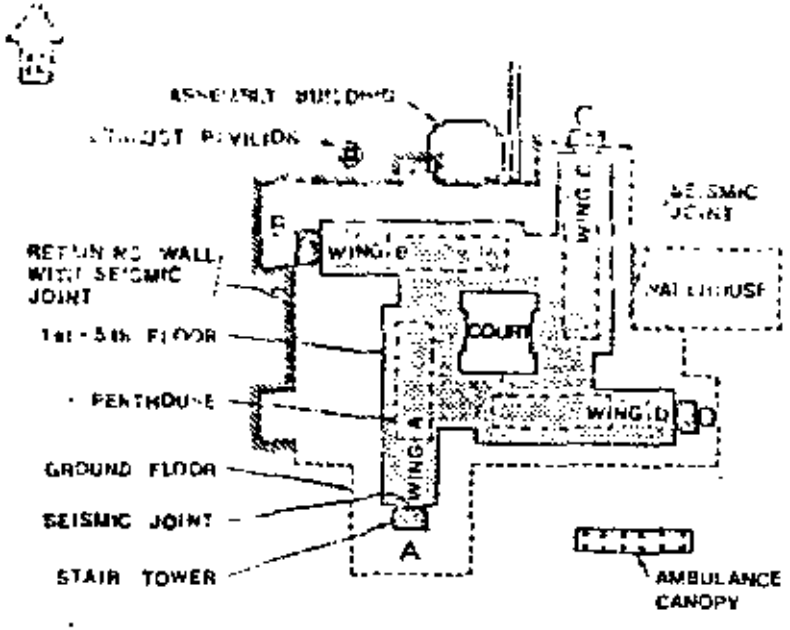


(a) ELEVATION ILLUSTRATING PRESENCE OF UNNECESSARY MASSES.



(b) ELEVATION ILLUSTRATING DISCONTINUITIES IN STIFFNESS, STRENGTH AND DUCTILITY.

FIG.31.- ELEVATIONS AND PLAN OF MAIN BUILDING OF OLIVE VIEW MEDICAL CENTER.



(c) SITE PLAN

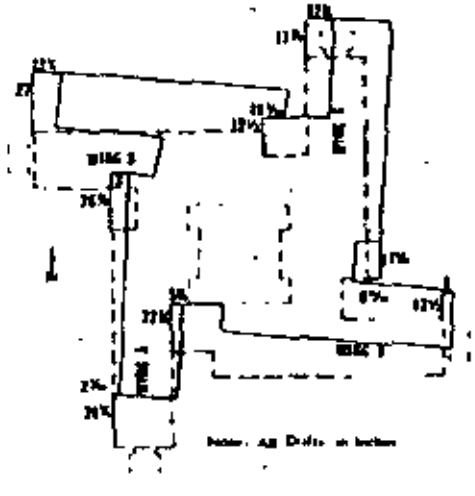
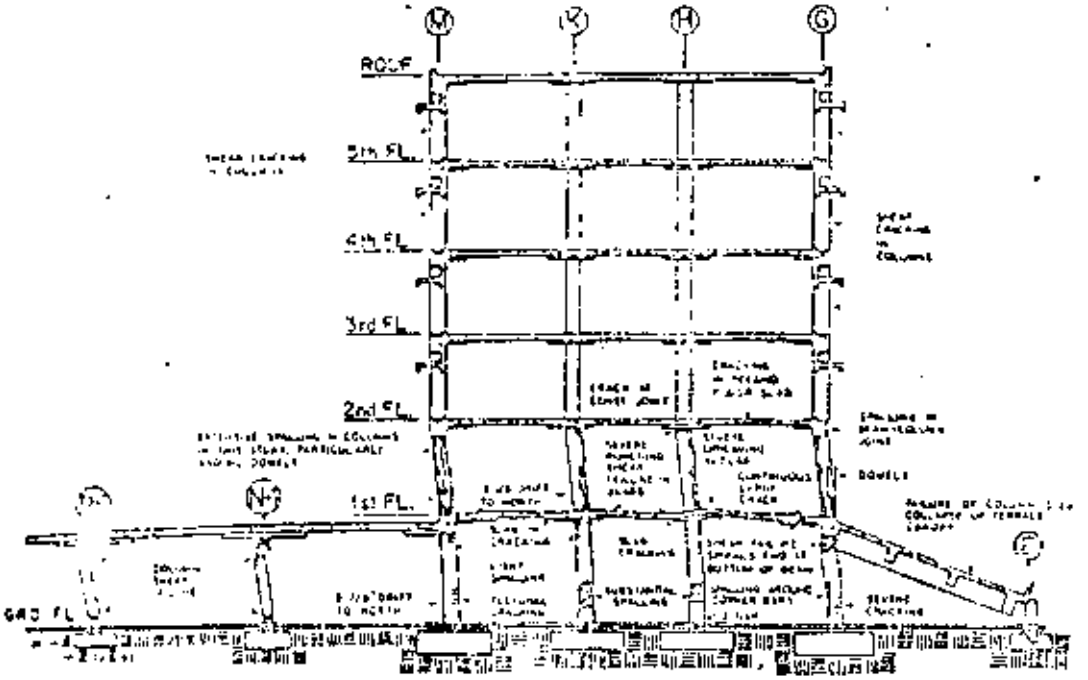
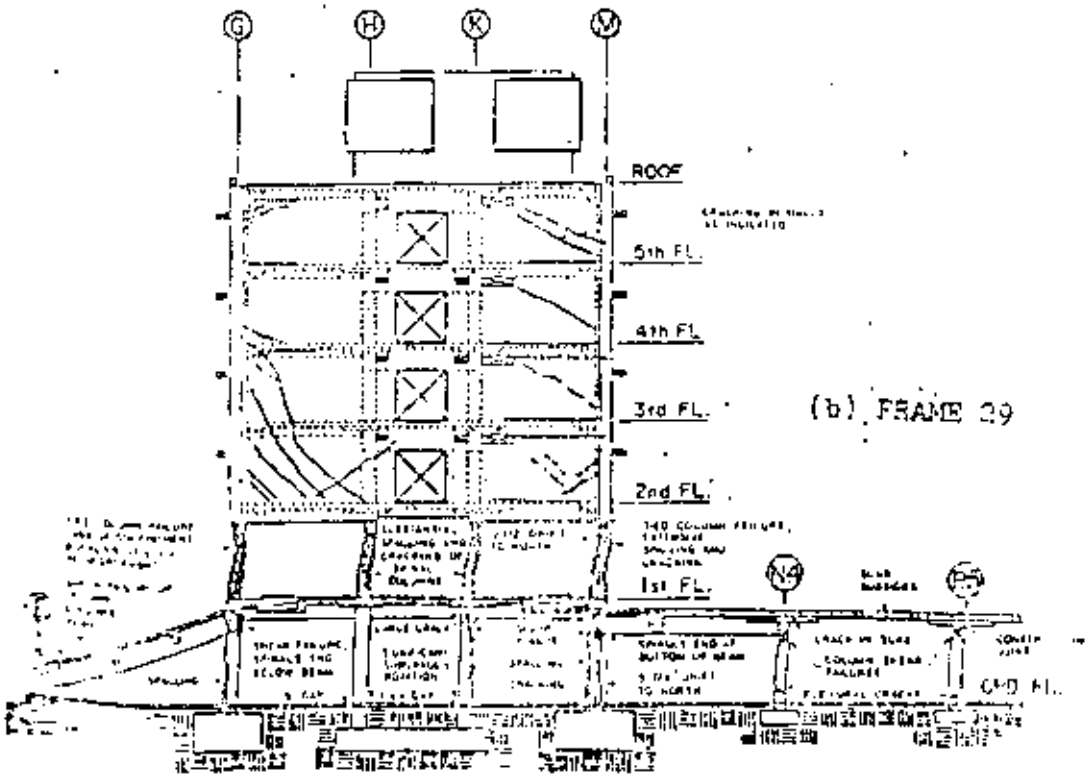


FIG. 32.- PERMANENT STORY DRIFTS IN FIRST STORY.



(a) FRAME 28

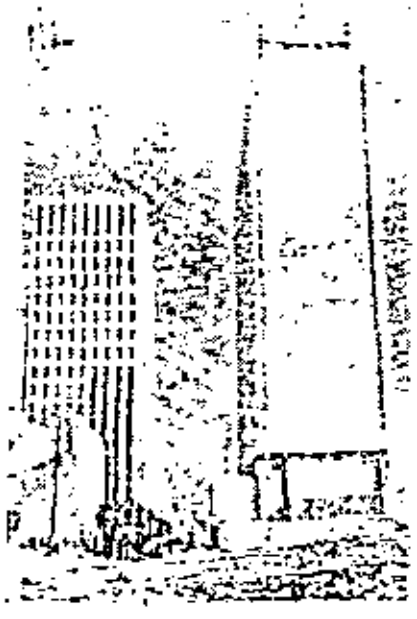


(b) FRAME 29

FIG. 32.- SCHEMATIC DIAGRAMS OF DAMAGE OF THE MAIN BUILDING OF OLIVE VIEW MEDICAL CENTER.

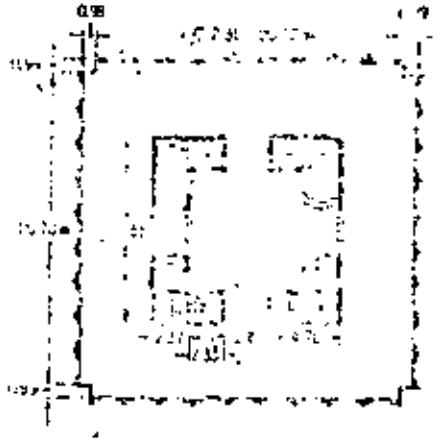


(a) VIEW OF THE SOUTH FACES

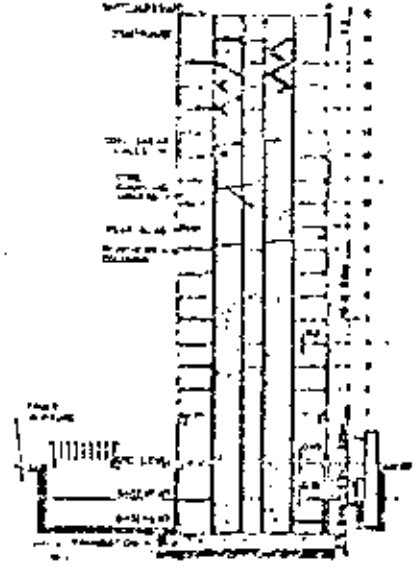


(b) VIEW OF THE WEST FACES

FIG. 34.-VIEWS OF BANCO DE AMERICA AND BANCO CENTRAL, MANAGUA

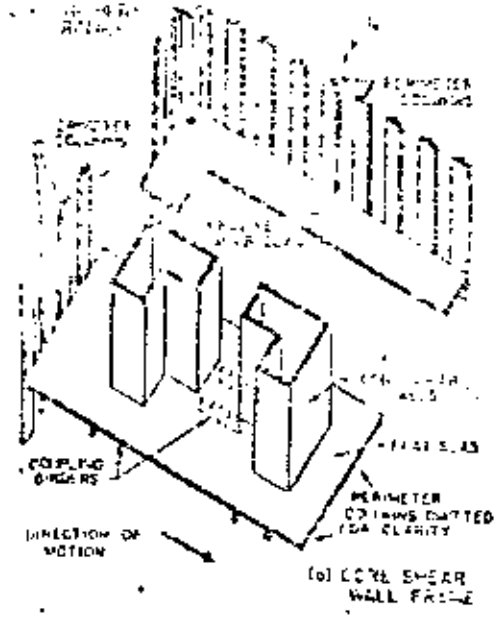


(a) PLAN



(b) ELEVATION

FIG. 35.- PLAN AND ELEVATION OF BANCO DE AMERICA.



(a) CORE SHEAR WALL FRAME

FIG. 36.-SCHEMATIC OF STRUCTURAL SYSTEM OF BANCO DE AMERICA.

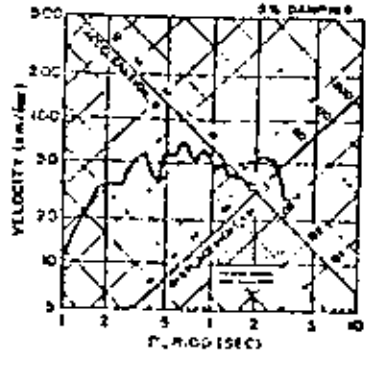
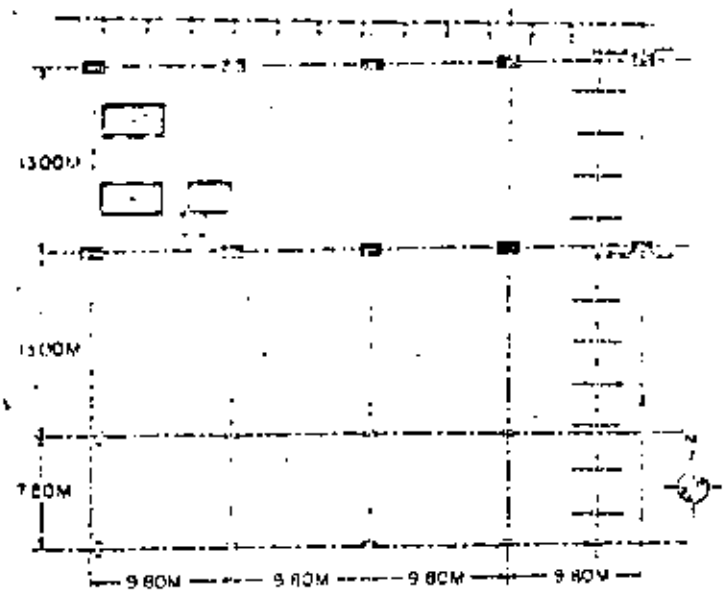
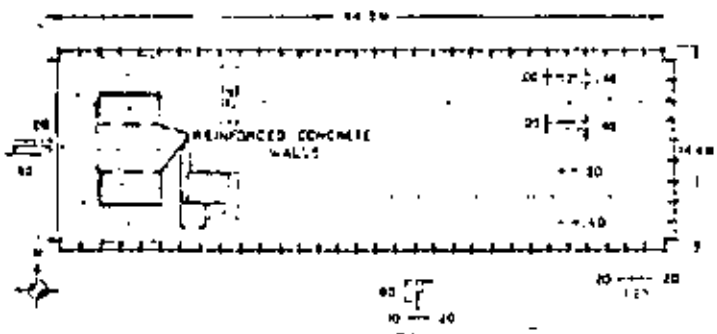


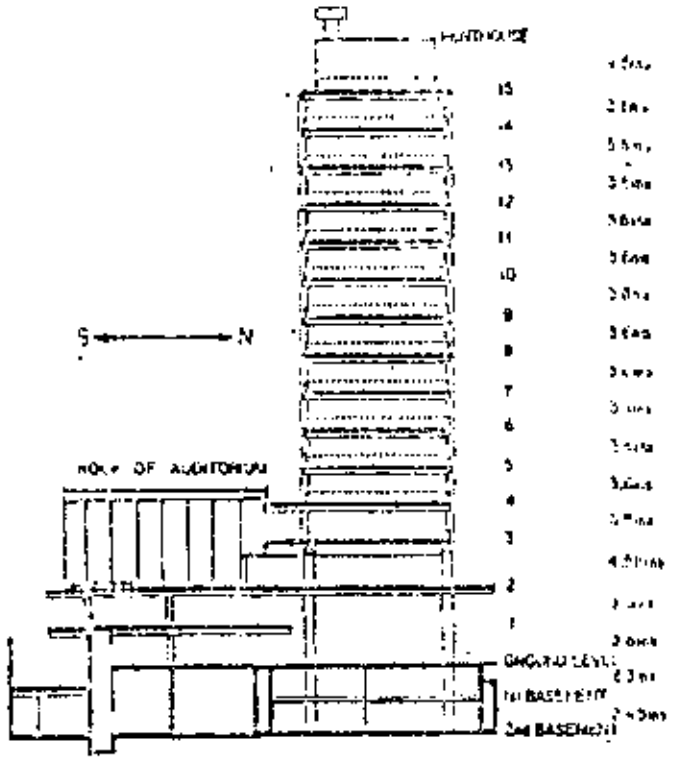
FIG. 37:-RESPONSE SPECTRUM FOR ESSO ACCELEROGRAM : EAST COMPONENT



(a) PLAN OF COLUMNS BELOW 4TH. FLOOR.

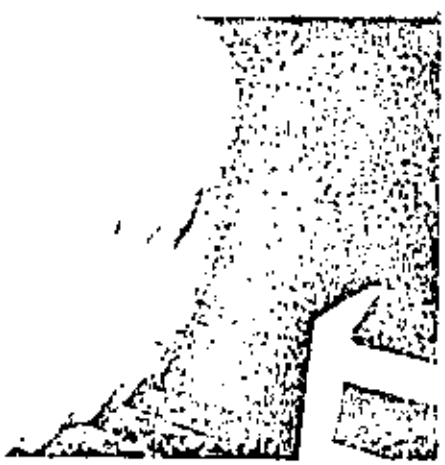


(b) TYPICAL PLAN OF UPPER STORIES.

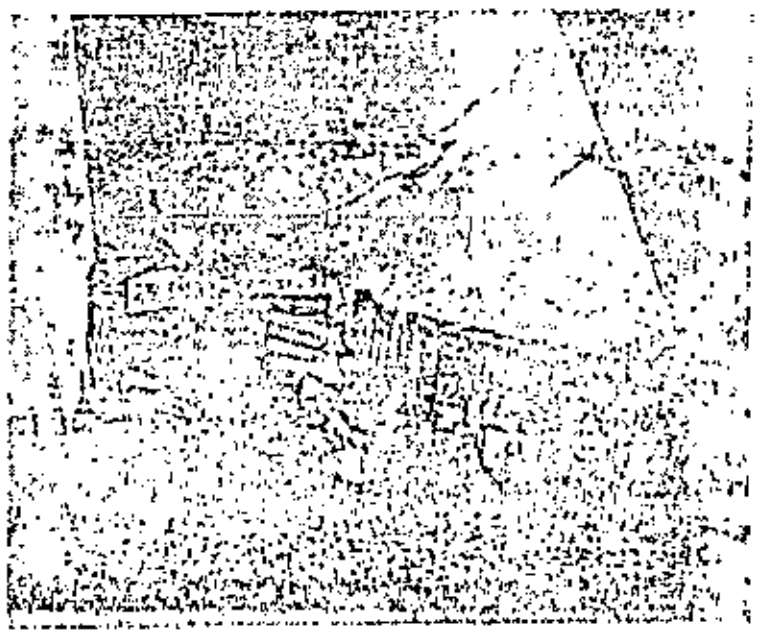


(c) ELEVATION.

FIG. 38.- PLANS AND ELEVATION OF BANCO CENTRAL



(a) BANCO DE AMERICA - NO DEBRIS



(b) BANCO CENTRAL - FILLED WITH DEBRIS.

FIG. 39.- STATE OF STAIRWELLS AFTER THE 1972 MANAGUA EARTHQUAKE.

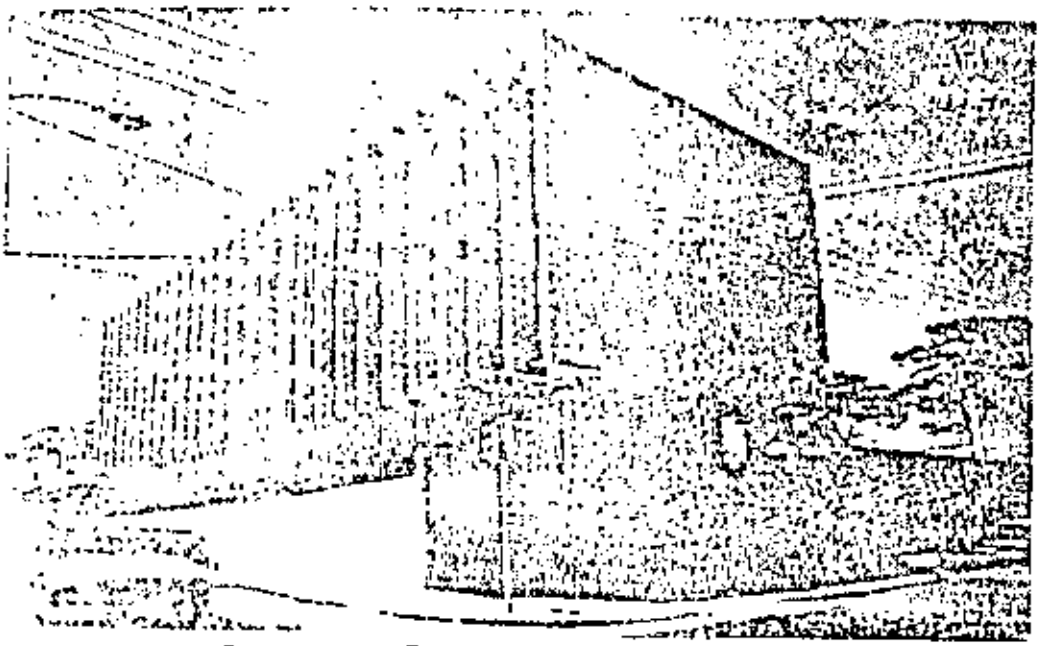
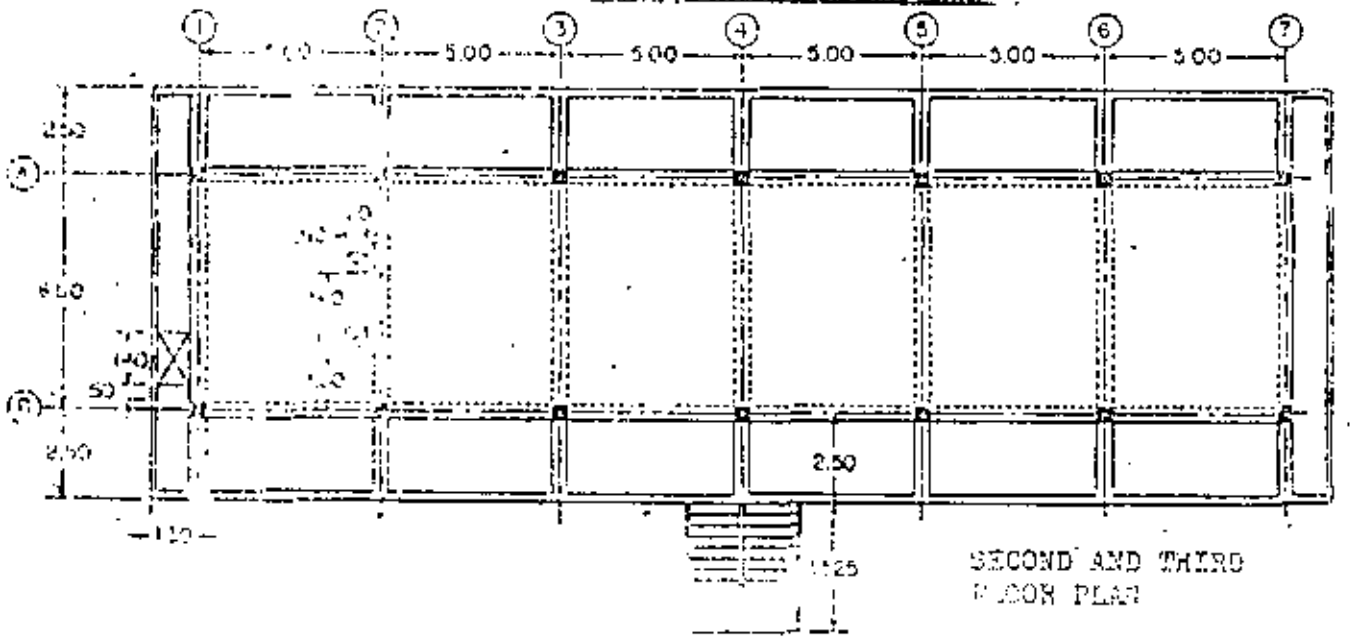
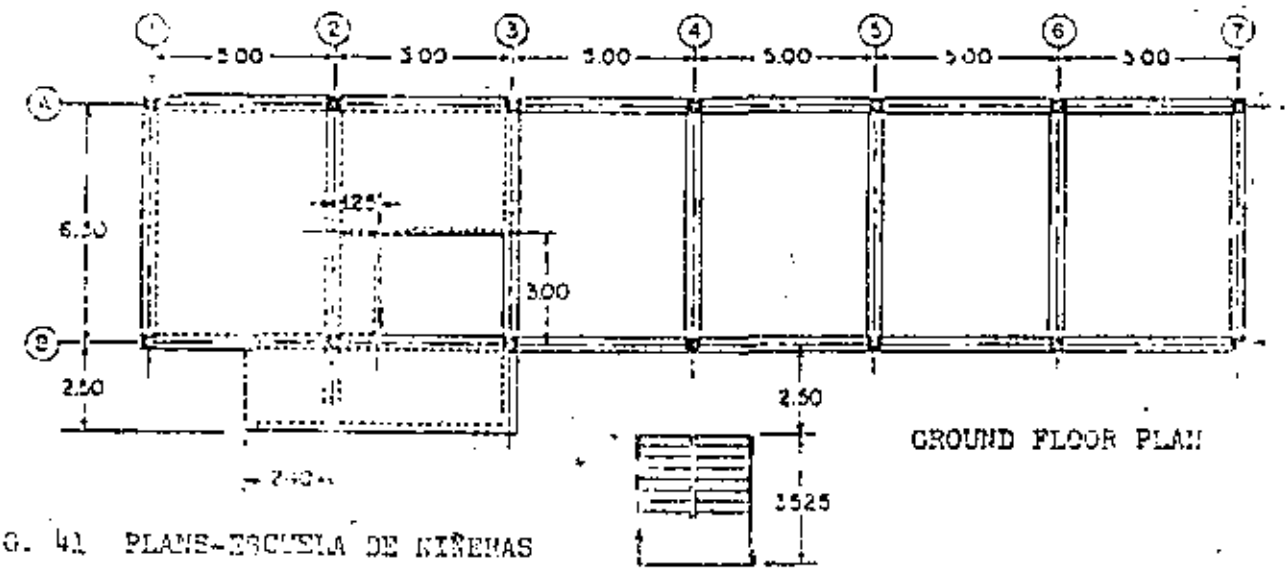


FIG. 40
ESCUELA DE NIÑERAS
SOUTH-EAST VIEW

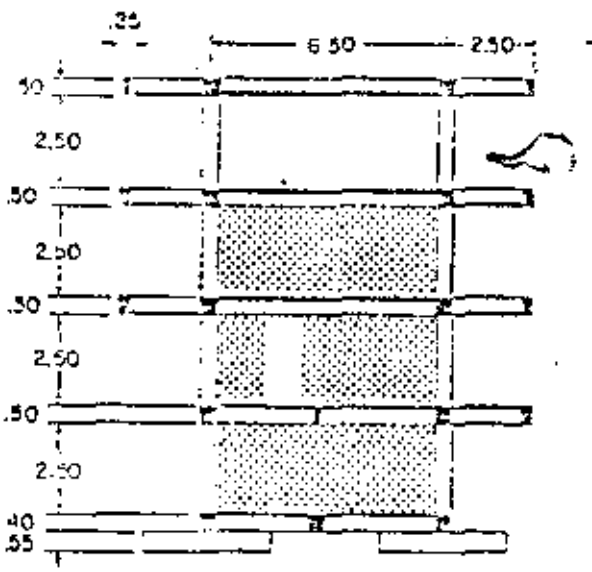


SECOND AND THIRD
FLOOR PLAN

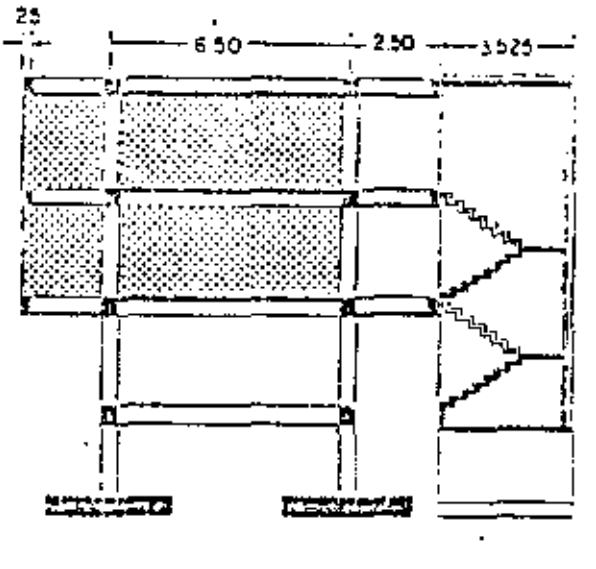


GROUND FLOOR PLAN

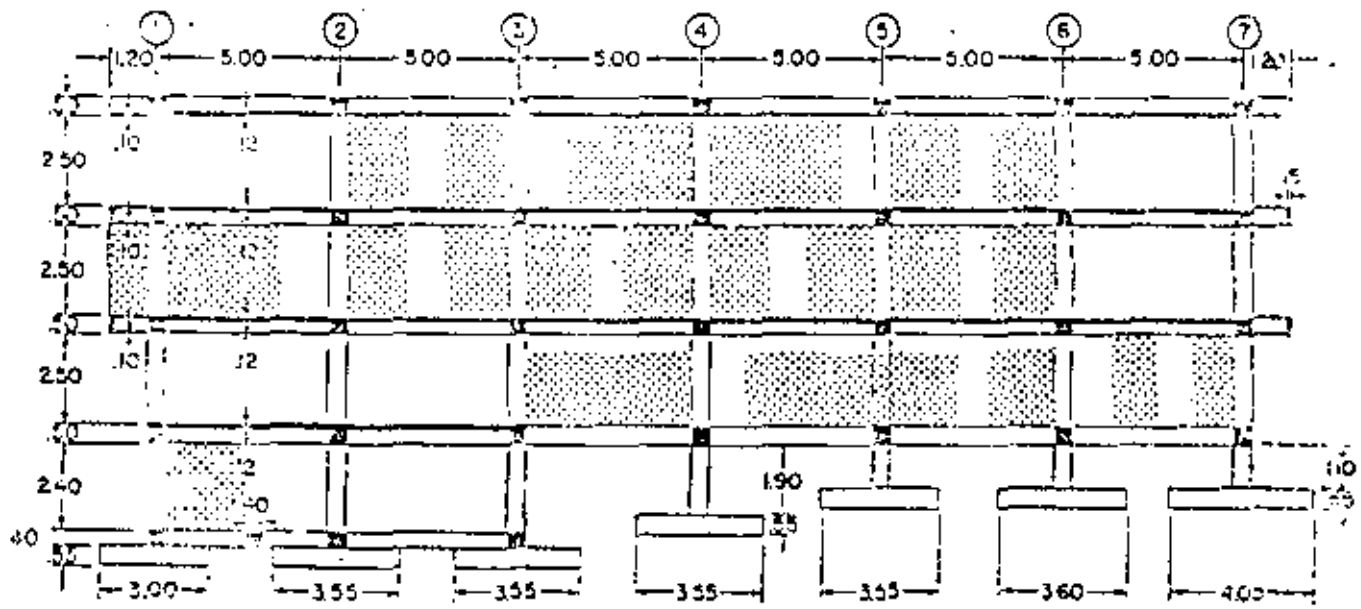
FIG. 41 PLANS-ESCUELA DE NIÑERAS



TRANSVERSE FRAME 3

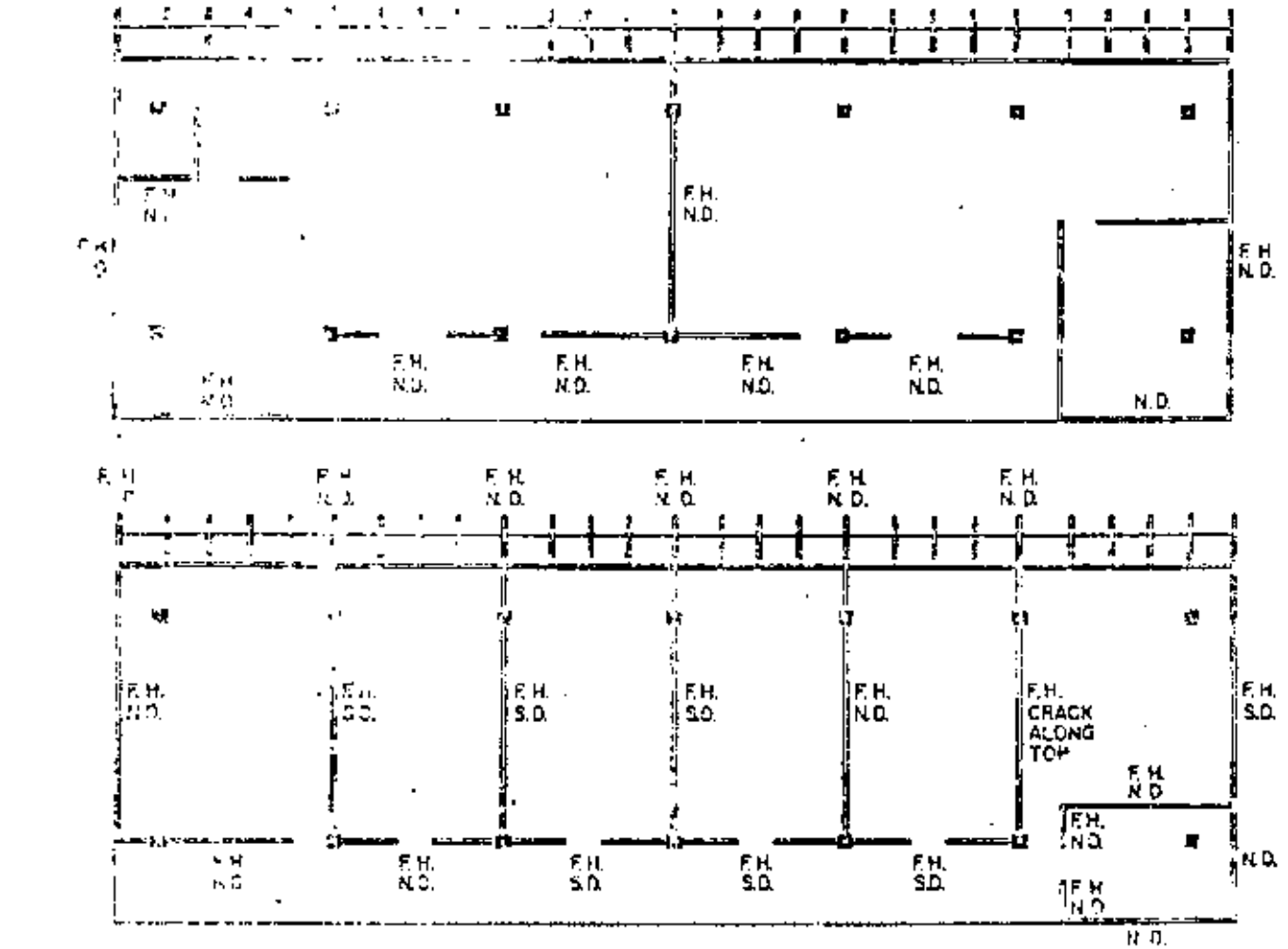


TRANSVERSE FRAME 4



LONGITUDINAL FRAME B

FIG. 42.- SECCIONES - ESCUELA DE MINERAS.



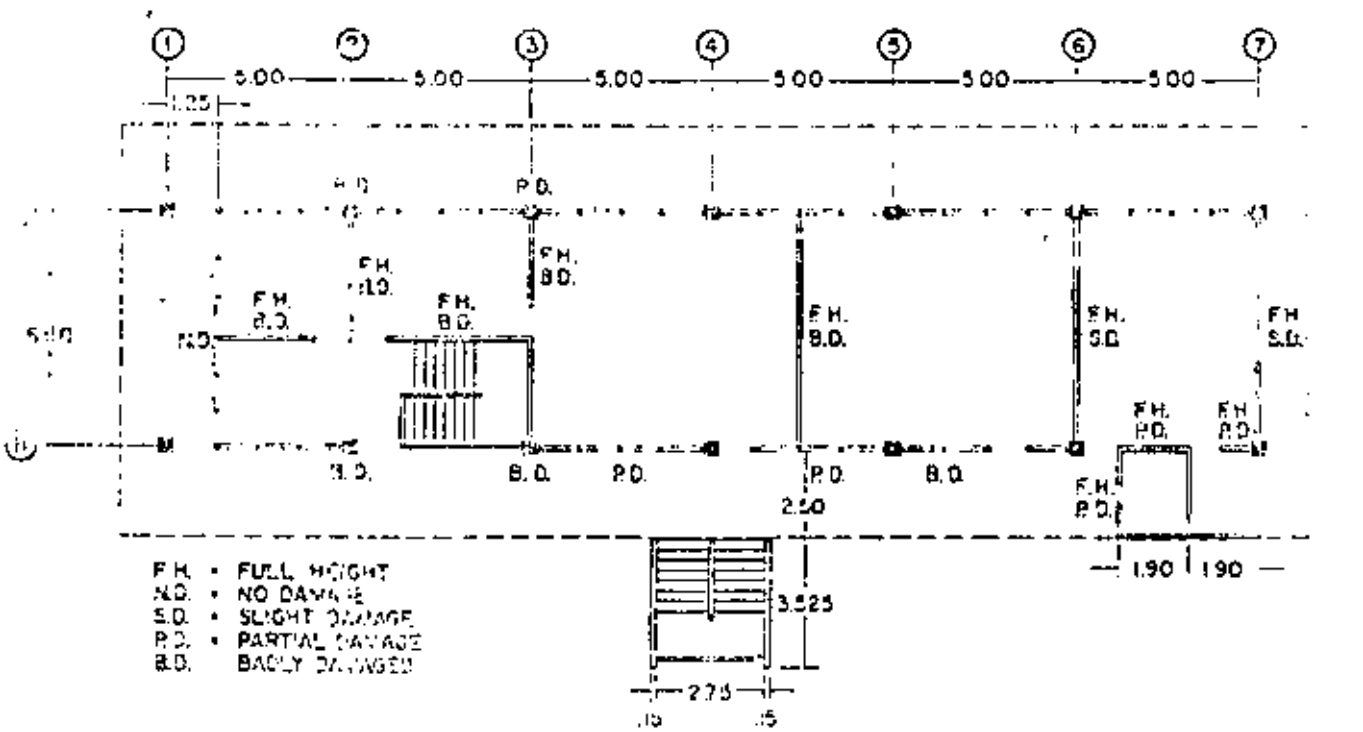


FIG. 43 DAMAGE SURVEY - ESCUELA DE NIÑERAS

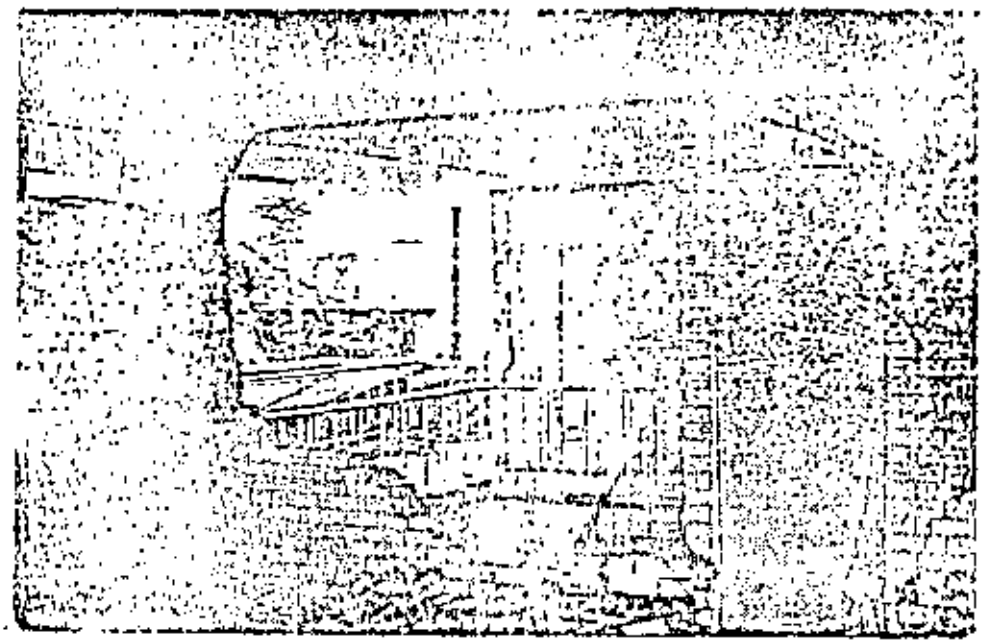


FIG. 44 WALL DAMAGE AT TRANSVERSE FRAME 3 - ESCUELA DE MINERAS

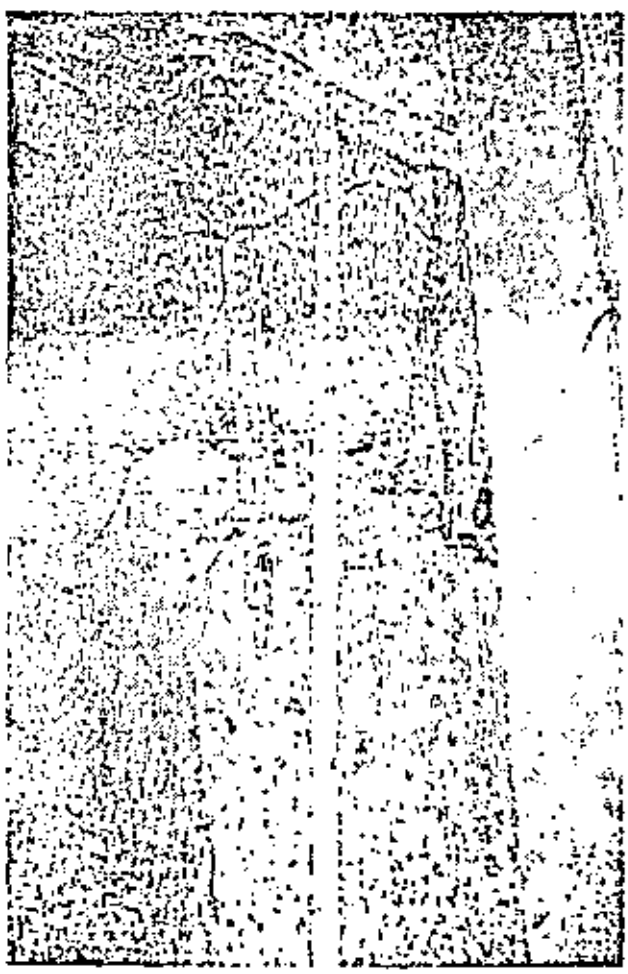
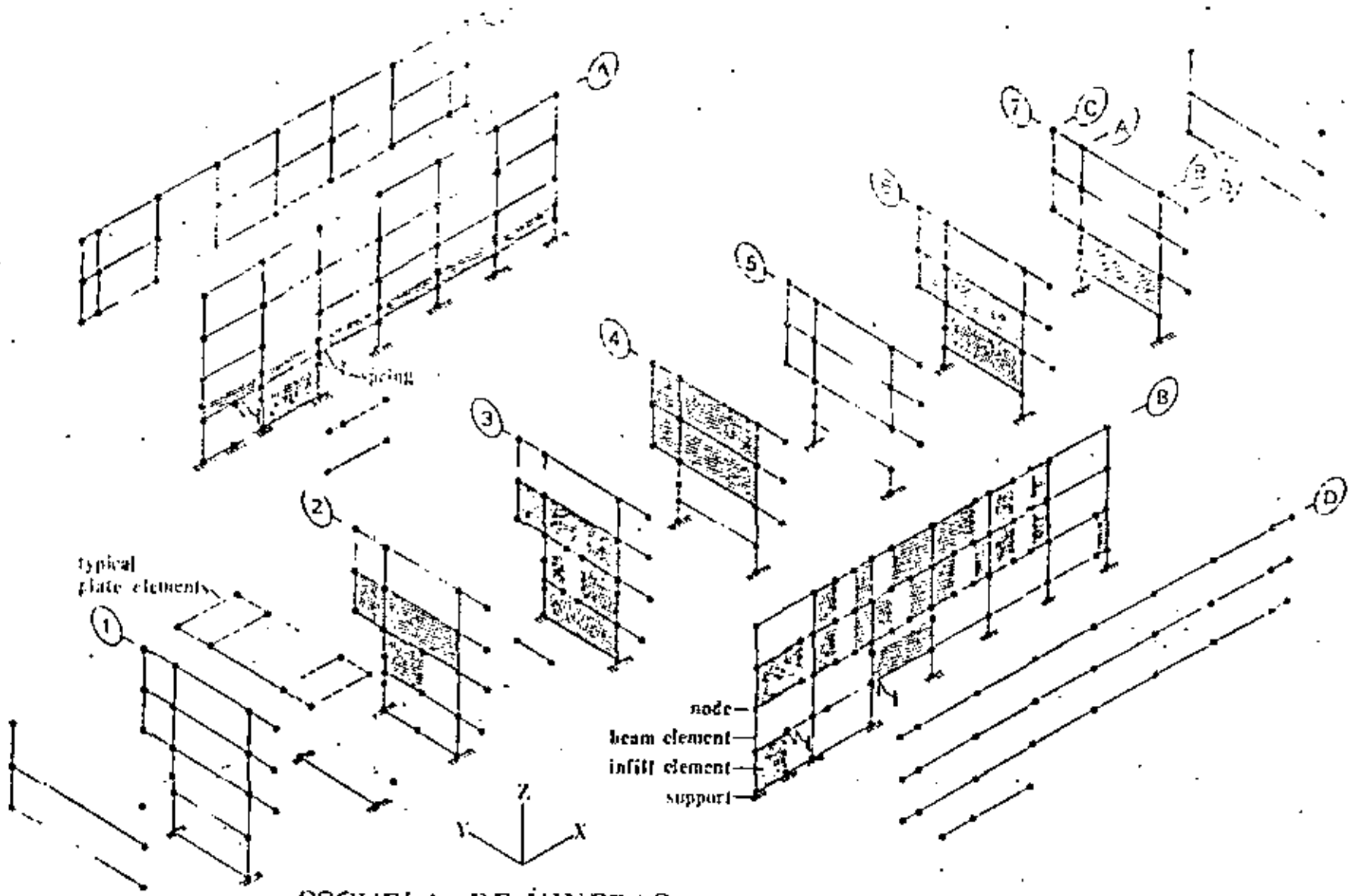


FIG. 45.- COLUMN SHEAR FAILURE : TRANSVERSE FRAME 2/LONGITUDINAL FRAME 9 - ESCUELA DE MINERAS

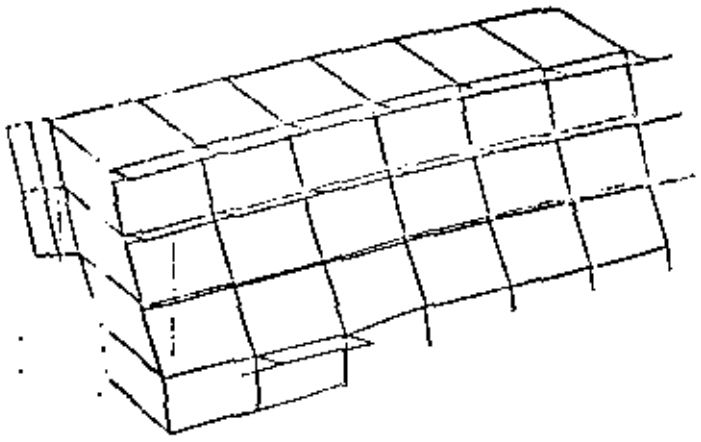


ESCUELA DE NINERAS

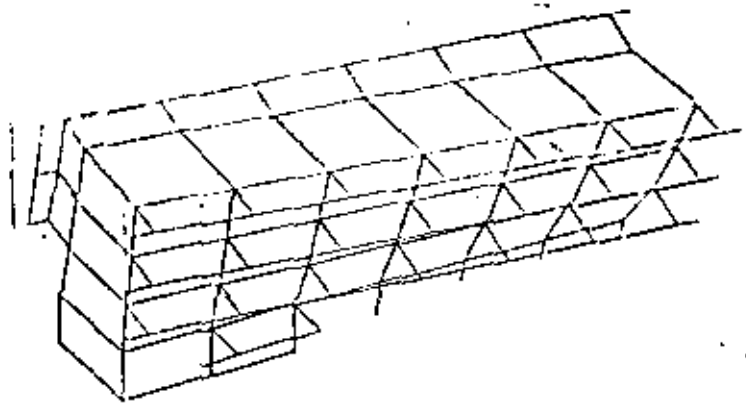
Finite Element Model

FIG. 46.- FINITE ELEMENT MODEL OF THE ESCUELA DE NIÑERAS

FRAME

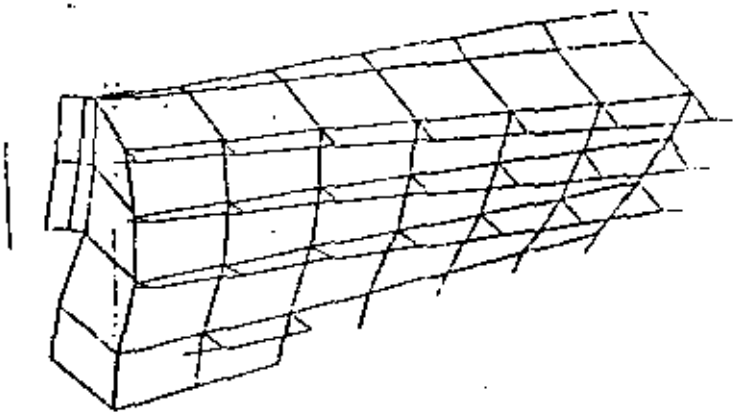


FRAME + SLABS



MODE I

FRAME + SLABS + SOFT INFILL



FRAME + SLABS + STIFF INFILL

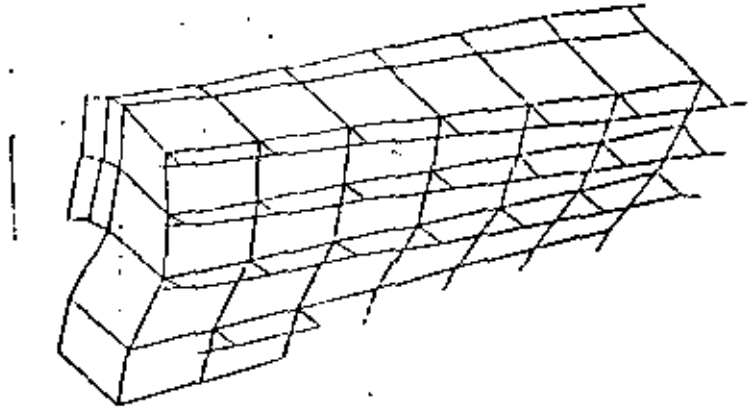
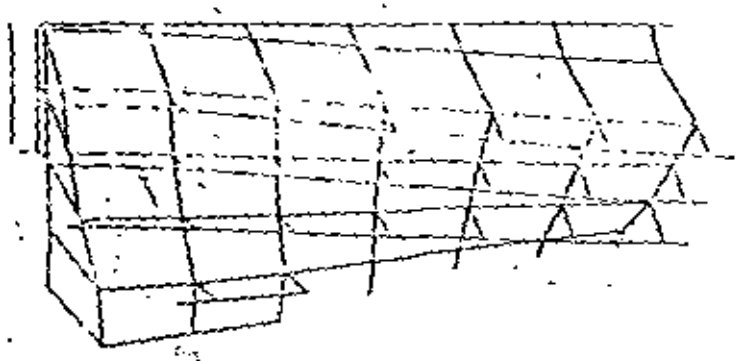
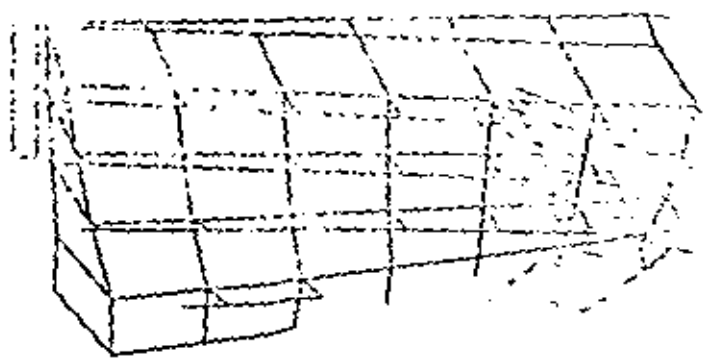


FIG. 47 MODE SHAPES AND NATURAL PERIODS - ESCUELA DE NIÑERAS

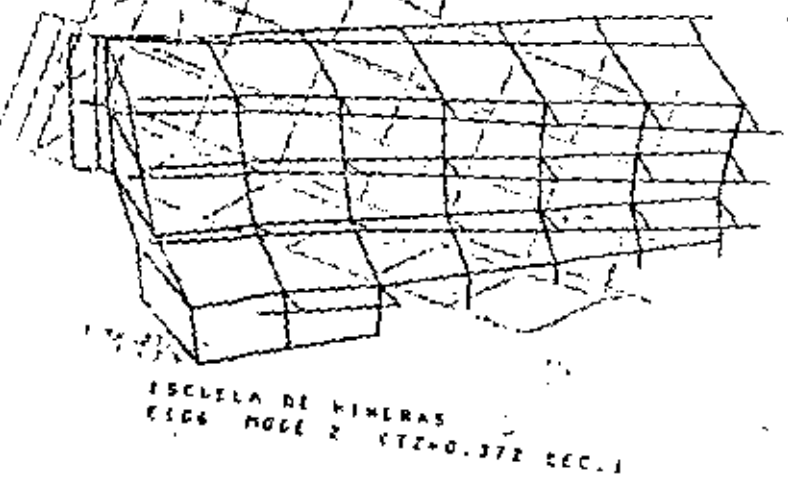
FRAME



MODE 2



FRAME + SLABS + SOFT INFILL



FRAME + SLABS + STIFF INFILL

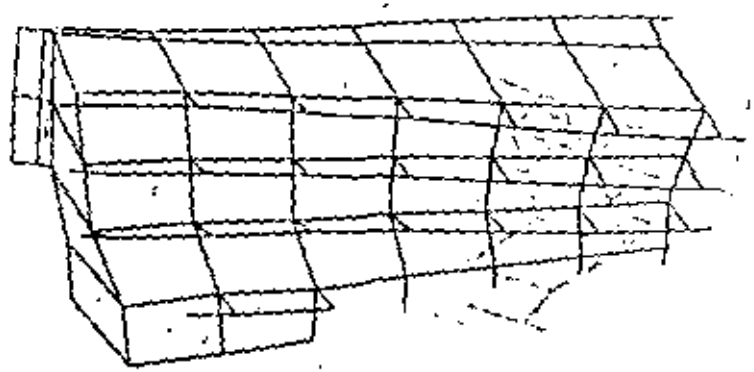
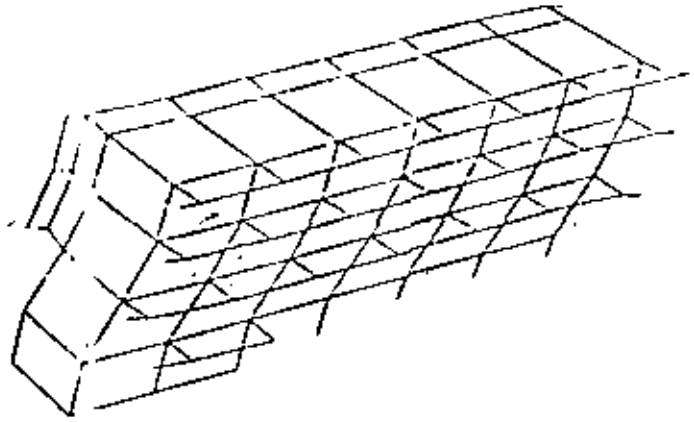


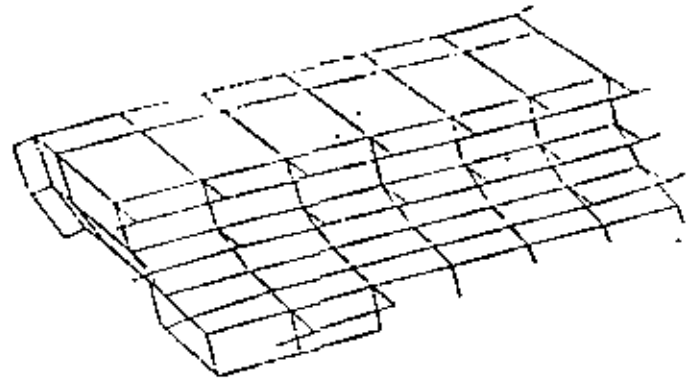
FIG. 4.8 MODE SHAPES AND NAT PERIODS - ESCUELA DE KIÑERAS

FRAME



ESCUELA DE MINERAS
FIG2 MODE 3 (T3=0.562 SEC.)

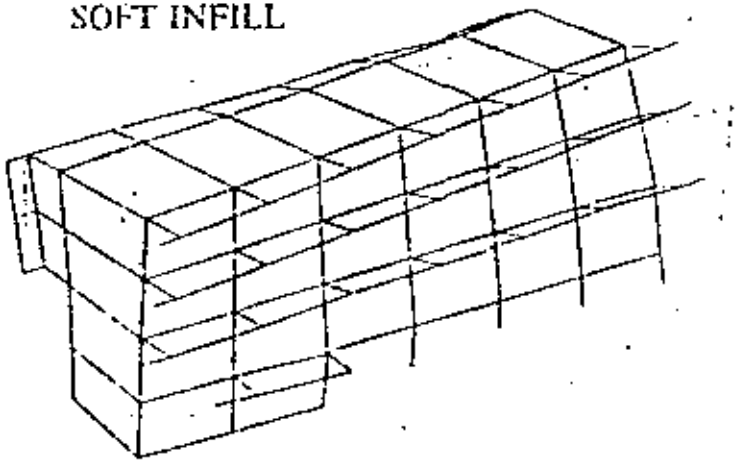
FRAME + SLABS



ESCUELA DE MINERAS
FIG7 MODE 3 (T3=0.540 SEC.)

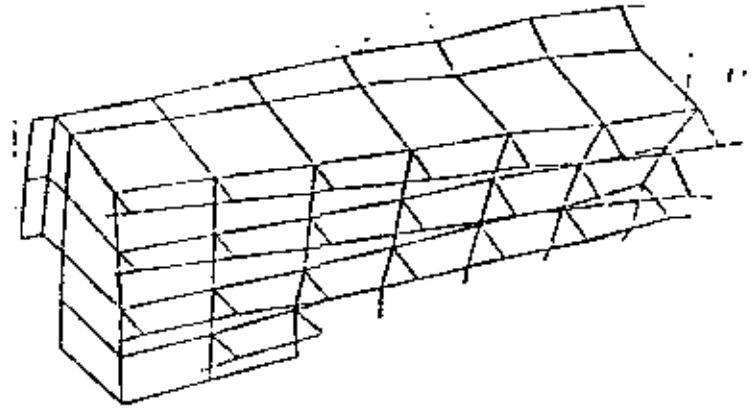
MODE 3

FRAME + SLABS + SOFT INFILL



ESCUELA DE MINERAS
FIG8 MODE 3 (T3=0.531 SEC.)

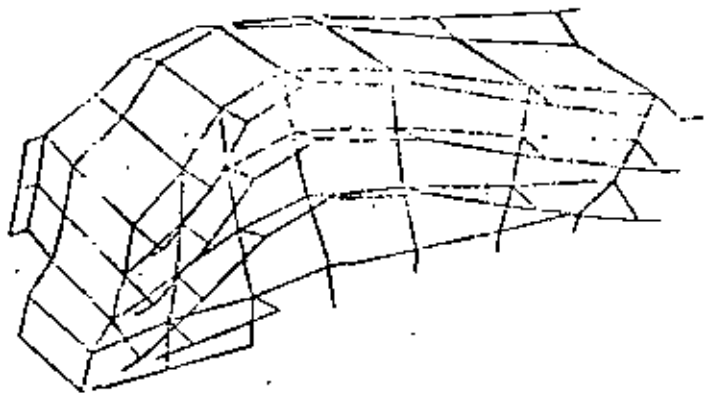
FRAME + SLABS + STIFF INFILL



ESCUELA DE MINERAS
FIG9 MODE 3 (T3=0.306 SEC.)

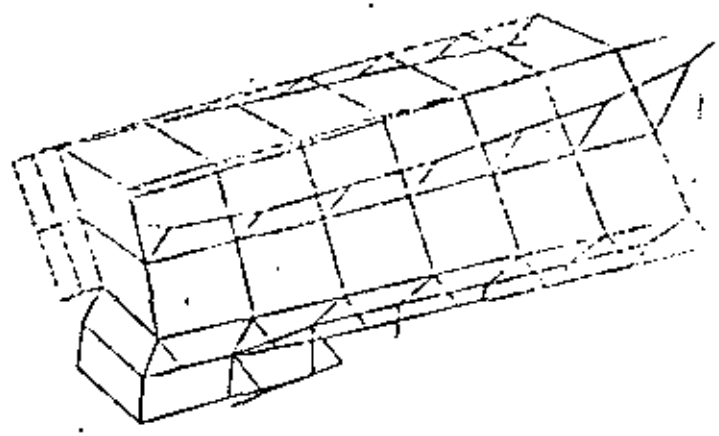
FIG. 49 MODE SHAPES AND NATURAL PERIODS - ESCUELA DE MINERAS

FRAME



ESCUELA DE NIÑERAS
(1G2 MODE 4 (T4=0.358 SEC.)

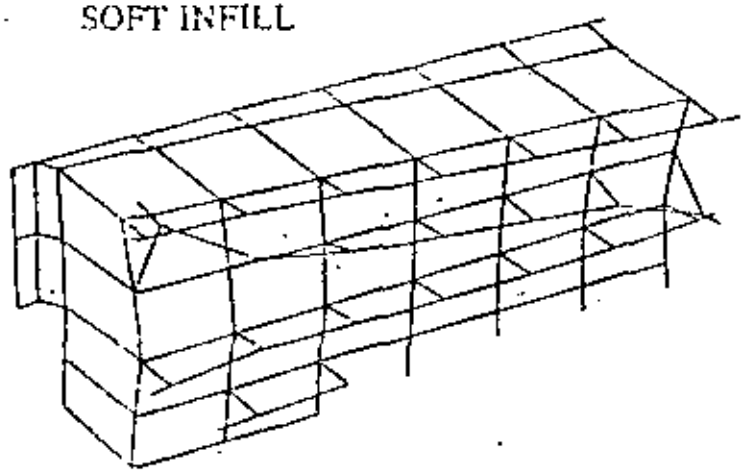
FRAME + SLABS



ESCUELA DE NIÑERAS
(1G7 MODE 4 (T4=0.704 SEC.)

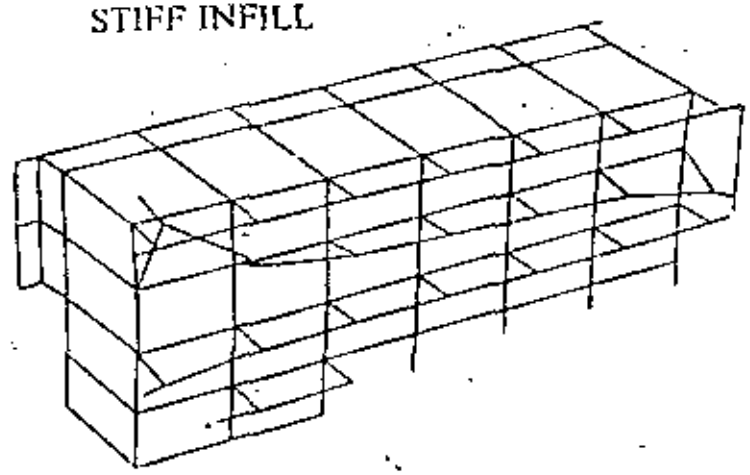
MODE 4

FRAME + SLABS +
SOFT INFILL



ESCUELA DE NIÑERAS
(1G8 MODE 4 (T4=0.158 SEC.)

FRAME + SLABS +
STIFF INFILL



ESCUELA DE NIÑERAS
(1G5 MODE 4 (T4=0.152 SEC.)

FIG. 50 MODE SHAPES AND NATURAL PERIODS - ESCUELA DE NIÑERAS

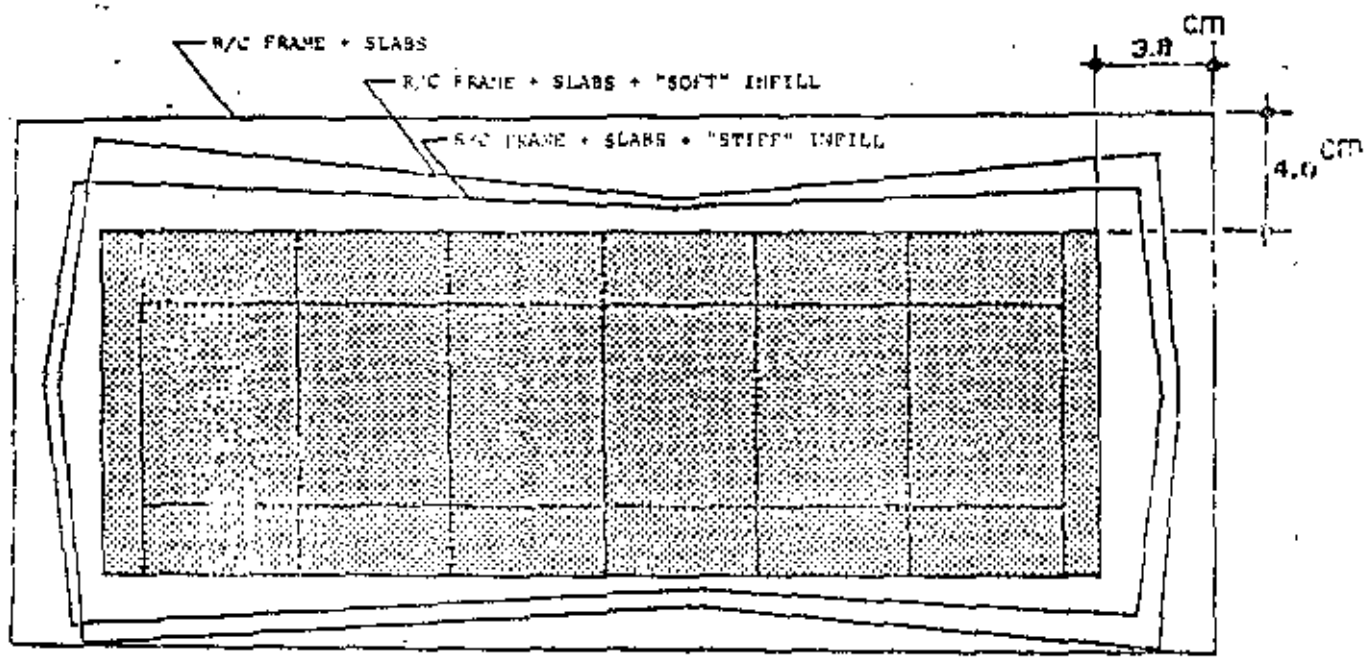


FIG. 51.- ROOF DISPLACEMENT ENVELOPES OF THE ESCUELA DE NIÑERAS.

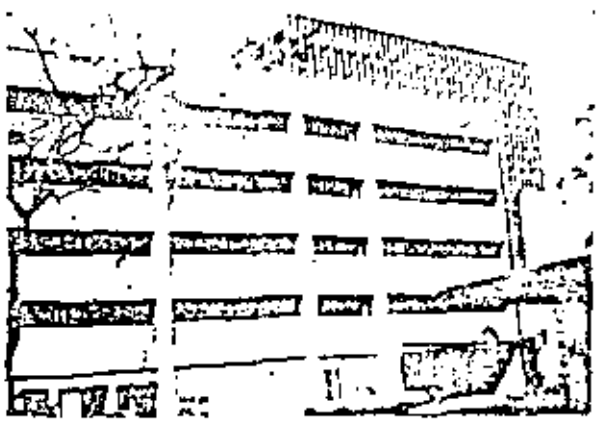


FIG.52.-SPANDREL-WALL GIRDER - SHORT COLUMN SYSTEM PARKING GARAGE.

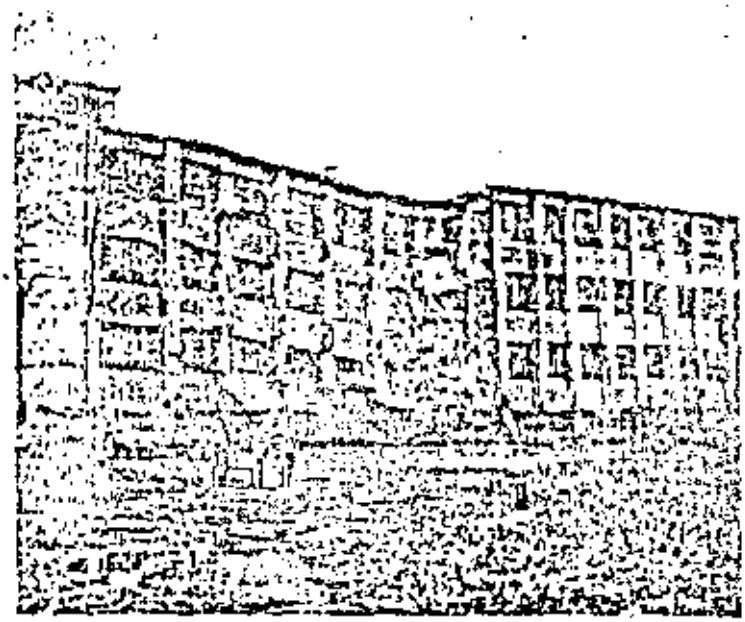


FIG.53.-COLLAPSE OF SPANDREL-WALL GIRDER - SHORT COLUMN SYSTEM DURING THE 1968 TOCKACHI-OKI EARTHQUAKE.

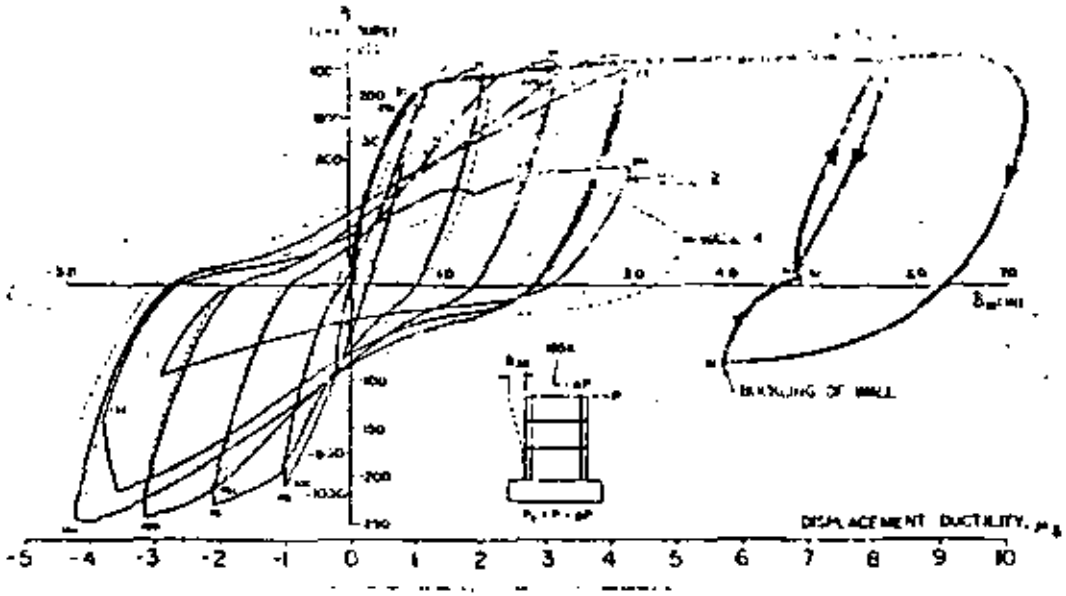
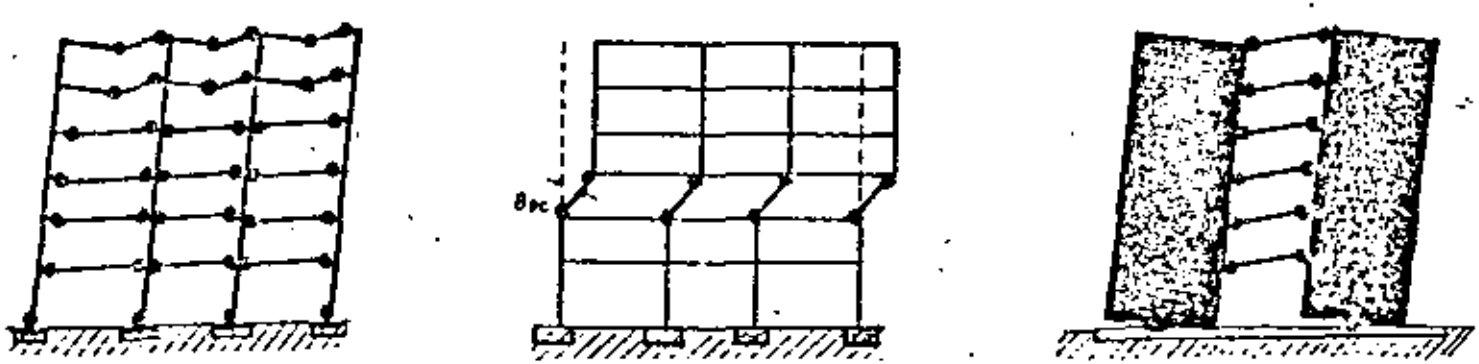


FIG. 54.- REINFORCED CONCRETE WALLS : COMPARISON OF BEHAVIOR UNDER MONOTONIC LOADING (WALL 3) WITH HYSTERETIC BEHAVIOR UNDER INCREASING DISPLACEMENT REVERSALS (WALLS 2 AND 4)



COMPLETE COLLAPSE MECHANISM OF A DMRF

PARTIAL SIDESWAY MECHANISM IN ONE STORY OF A DMRF

COMPLETE COLLAPSE MECHANISM OF A CW

FIG. 55.-POSSIBLE COLLAPSE MECHANISMS OF DUCTILE MOMENT-RESISTING FRAME (DMRF) AND COUPLED WALL (CW) SYSTEMS.

DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.

VII CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERIA SISMICA

DISEÑO SISMICO DE EDIFICIOS

TEMA 9

ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERIA Y MADERA

Dr Roberto Meli Piralla

Julio, 1981

DISEÑO SISMICO DE EDIFICIOS

TEMA: ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERIA Y MADERA

GUIA DE ESTUDIO

R. Meli

A. MAMPOSTERIA

1. INTRODUCCION (ver ref 1)

1.1 Comportamiento sísmico observado

Los daños causados por sismos intensos en construcciones de mampostería han sido con frecuencia muy severos y es común que el desempeño de estas construcciones se compare desfavorablemente con el de estructuras de acero y de concreto.

Hay que tomar en cuenta, sin embargo, que la mayoría de las fallas catastróficas han sido de construcciones de mampostería sin refuerzo que, además, casi siempre adolecían de defectos obvios de estructuración, lo cual refleja el hecho de que usualmente estas construcciones escapan de un diseño cuidadoso como el que es común para estructuras de concreto y acero. Además, si bien es cierto que las estructuras de mampostería, por ser muy rígidas y generalmente frágiles, son particularmente sensibles a los sismos, especialmente cuando estos tienen

epifocos cercanos y superficiales, también se ha comprobado que, con un refuerzo y confinamiento adecuados, puede hacerse que tales estructuras sean capaces de soportar deformaciones apreciables, aunque ello implique cierto agrietamiento de los muros.

Por otra parte los sistemas constructivos a base de muros de carga de mampostería representan, en la mayoría de los casos, la solución más conveniente para construcciones de vivienda económica unifamiliar o multifamiliar, y en general para construcciones de baja o mediana altura en las que se requiera una subdivisión del área total en espacios pequeños.

1.2 Sistemas estructurales a base de muros

Los muros de mampostería se emplean en distintas formas estructurales en las que difieren las solicitaciones que los afectan y el tipo de refuerzo; la identificación de los distintos tipos es importante para comprender su comportamiento estructural.

En construcciones cuya estructura principal está constituida por marcos de concreto o acero, es frecuente que existan muros de mampostería, generalmente confinados en todo su perímetro por los elementos de un marco. Ante cargas laterales, marco y muro actúan como una sola unidad estructural en la cual el muro proporciona la rigidez al actuar como diafragma, mientras que el marco tiene la función de resistir las cargas verticales y la flexión general, así como la de confinar el

muro.

En algunos casos el muro puede no tener columnas en sus extremos y estar confinado únicamente por los elementos horizontales del sistema de piso superior e inferior (por ejemplo en cubos de escaleras).

En otros tipos de estructuras los muros constituyen el único elemento vertical resistente y por lo tanto deben soportar el efecto de cargas verticales y laterales. El efecto de las cargas laterales puede visualizarse como la superposición de la flexión general de cada muro, considerado como un solo elemento a lo alto de todos los pisos, más el efecto de las restricciones al desplazamiento y las rotaciones que en él induce el sistema de piso en cada nivel; el resultado son fuerzas cortantes, momentos flexionantes y fuerzas normales de tensión o compresión variables en cada nivel.

En zonas sísmicas es usual, especialmente en México, que los muros de carga estén confinados por elementos de concreto verticales (castillos) y horizontales (dalas) de espesor igual al del muro, con el fin de proporcionar a este un confinamiento que mejore su ductilidad y le permita soportar repeticiones de cargas sin deteriorarse excesivamente.

Para muros de piezas huecas se provee generalmente cierto refuerzo vertical y horizontal en el interior de los huecos con el fin de incrementar la resistencia a esfuerzos de tensión, verticales o diagonales,

y en parte mejorar también la ductilidad del comportamiento. Este refuerzo interior puede ser adicional al refuerzo exterior a base de castillos y dalas.

2. PROPIEDADES DE PIEZAS Y MORTEROS

Las piezas que se usan para mampostería varían en cuanto al material de que están hechas (barro, concreto, etc). en cuanto a la forma (macizas, huecas) y en cuanto a diversas propiedades.

El índice de calidad más empleado para las piezas es su resistencia a compresión; sin embargo otras propiedades tienen gran importancia en el comportamiento de la mampostería: la adherencia con el mortero, la absorción, la estabilidad volumétrica, etc.

Las propiedades de las piezas tienen gran variabilidad. La tabla 1 muestra los resultados de un muestreo realizado en el Distrito Federal. Se aprecia como para materiales de producción artesanal la dispersión es altísima mientras que esta es más reducida en piezas producidas industrialmente. (ver ref 2)

La calidad de los morteros también se mide a través de su resistencia en compresión, aunque probablemente sean más importantes para su comportamiento estructural, la adherencia con la pieza, el módulo de elasticidad y la manejabilidad. La tabla 2 muestra resultados de resistencias de morteros con distintos proporcionamientos. La tabla 3 con

tiene los morteros recomendados en las Normas, para Mampostería del Reglamento del Distrito Federal (ref 3); no se admiten morteros a base unicamente de cal y con resistencias inferiores a 40 kg/cm^2.

3. PROPIEDADES MECANICAS DE LA MAMPOSTERIA

Las propiedades de la mampostería que mas interesan son su resistencia en compresión y en cortante y sus módulos de elasticidad y de cortante. La resistencia en tensión suele considerarse nula para fines de diseño.

La resistencia en compresión depende principalmente de las propiedades de las piezas y en menor medida de las características del mortero que las une.

La resistencia en compresión del conjunto (eliminando efectos de esbeltez y excentricidad) se mide en pequeñas pilas, (ver ref 4) ensayadas en máquina universal. La resistencia aumenta en forma lineal con la de la pieza y es del orden del 50% de esta para las piezas de concreto y 35% para las de barro. Las Normas admiten tres formas para la determinación de este parámetro: directamente a partir del tipo de pieza (tabla 4); a partir de la resistencia medida de las piezas (tabla 5) y a partir de resultados de ensayes en pilas.

Los tres procedimientos están en orden creciente de aproximación. De las curvas carga-deformación obtenidas en los ensayes

se aprecia que el comportamiento es aproximadamente lineal y frágil. Se define un módulo de elasticidad que puede predecirse aproximadamente con las expresiones

$$E = 600\ f_m,\ \text{para piezas de concreto}$$

$$E = 400\ f_m,\ \text{para piezas de barro}$$

La resistencia a fuerzas cortantes está regida por la falla a través de grietas inclinadas debidas a tensiones diagonales. Estas grietas se forman generalmente a lo largo de las juntas, propiciadas por la debilidad de la unión entre piezas y mortero: solo con piezas de baja resistencia y buena adherencia con el mortero, las grietas atraviesan indistintamente piezas y mortero.

La resistencia a este efecto se puede determinar por medio de ensayes de muros sujetos a cargas laterales o por ensayes de muretes a compresión diagonal. Resultados de ensayes de este último tipo han dado lugar a los valores mostrados en la tabla 4 para el esfuerzo cortante resistente. Se aprecia como las resistencias mayores se obtienen para las piezas con mejor adherencia con el mortero. De estos mismos ensayes se determina el módulo de rigidez al cortante el cual resulta aproximadamente igual al 30% del de elasticidad.

4. COMPORTAMIENTO DE MUROS ANTE CARGAS LATERALES

En un muro sujeto a cargas laterales en su plano la falla puede ocurrir por flexión, o por cortante. Cuando la falla es por flexión esta

suele ser bastante dúctil si existe refuerzo vertical adecuadamente colocado y anclado, mientras que si la falla es por cortante esta es frágil aunque puede proporcionarse cierta ductilidad con refuerzo en el interior del muro o en los extremos.

En cuanto al comportamiento ante cargas alternadas este puede ser bastante satisfactorio cuando la falla es por flexión, pero cuando rige el cortante el deterioro es muy notable. Este es más grave cuando solo hay refuerzo en el interior de piezas huecas (fig 1) que cuando hay confinamiento con dalas y castillos (fig 2). Solo se tiene un comportamiento satisfactorio cuando el muro está rodeado por un marco robusto que sea capaz de tomar las fuerzas cortantes que se presentan en las esquinas después del agrietamiento del muro, (fig 3). Es notable el aumento en deterioro que se tiene cuando los muros son de piezas huecas con respecto a los de piezas macizas.

5. DISEÑO SISMICO DE MUROS

Nos referiremos a los procedimientos especificados por las Normas del Reglamento del D. F. Se distinguen tres tipos de muros según su estructuración (refuerzo): confinados, reforzados interiormente y muros diafragma.

Los muros confinados son los que cuentan con dalas y castillos en cantidad y distribución suficiente como para mantener la capacidad del mu

ro después de su agrietamiento. (ver Anexo)

Los muros con refuerzo interior tienen barras de refuerzo vertical en el interior de los huecos y horizontal en piezas especiales. Con esto se incrementa la resistencia a cargas laterales y se da cierta ductilidad. Las cuantías de refuerzo que se exigen en esta modalidad son relativamente altas y superiores a las usuales en la práctica en México.

Los muros diafragma son los que poseen columnas y vigas de suficiente rigidez y resistencia para que el muro trabaje como un puntal de compresión.

La fuerza cortante resistente se especifica como

$$V_R = F_R (0.5\ v^* A_T + 0.3P) \leq 1.5\ F_R v^* A_T$$

en que F_R es un factor de seguridad (0.6 según el reglamento), A_T el área transversal bruta, P la carga axial sobre el muro y v^* es el esfuerzo cortante resistente según el tipo de mampostería, ver tabla 6. Para mampostería con refuerzo interior que cumpla con los requisitos prescritos por el Reglamento puede incrementarse en 50% el valor de v^*. Cuando no se tome en cuenta efecto de la carga axial puede emplearse la expresión simplificada

$$V_R = F_R\ 0.7\ v^* A_T$$

Para muros diafragma la resistencia es mayor, debido a que al trabajar como puntales no se introducen en ellos esfuerzos por flexión. La resistencia está dada por

$$V_R = F_R\ (0.85v^* A_T)$$

Además de la fuerza cortante, hay que revisar la flexocompresión en el plano del muro, ló cual puede hacerse con los procedimientos usuales en concreto reforzado o con fórmulas simplificadas incluídas en las normas.

El reglamento de diseño sísmico admite un factor de reducción por ductilidad de 2 para mampostería de piezas macizas confinada o trabajando como diafragma, de 1.5 para mampostería de piezas huecas con refuerzo interior y de 1 para mampostería no reforzada o cuyo refuerzo no cumple con los mínimos especificados por el reglamento. Esto hace que las fuerzas de diseño para la mampostería sean superiores a las que se prescriben para estructuras de acero y de concreto.

6. RECOMENDACIONES GENERALES PARA DISEÑO SISMICO

Debido a la fragilidad del material hay que ser particularmente cuidadoso en las precauciones que eviten concentraciones de esfuerzos, especialmente los de tensión.

Es importante una estructuración simétrica tanto en planta como en elevación. En planta para evitar torsiones y en elevación para evitar concentraciones de disipación de energía de sismo en unos pocos elementos.

La continuidad de la estructura es un aspecto importante. El techo de

be formar un diafragma rígido en el plano y estar ligado a los muros.

Hay que evitar los huecos o reforzar su periferia. Hay que evitar el empleo de piezas con altos porcentajes de huecos por su gran fragilidad y también el de aquellas que por su acabado superficial no permitan buena adherencia con el mortero.

REFERENCIAS

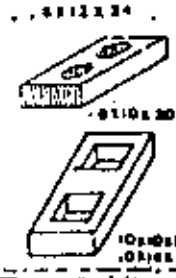
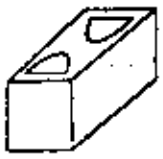
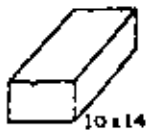
1. R. Meli "Comportamiento sísmico de muros de mampostería" Informe No. 350 del Instituto de Ingeniería, 1975.

2. R. Meli y O. Hernández "Propiedades de piezas para mampostería fabricadas en el D. F.", Informe No. 297, Instituto de Ingeniería. 1977

3. Diseño y construccion de estructuras de mampostería. Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. Informe No. 403, Instituto de Ingeniería, 1977

4. R. Meli y A. Reyes "Propiedades mecánicas de piezas para mampostería" Informe No. 288 Instituto de Ingeniería, 1973

TABLA 8. RESULTADOS DE ENSAYES EN PIEZAS

Material	Geometría *	Procedencia	Clasificación	An/Ab	f_p, en kg/cm² (1) Etapa I	Etapa II	Etapa III	Etapa IV	C, en porcentaje Etapa I	Etapa II	Etapa III	Etapa IV	Abs. en por ciento	(2) γ_s, en ton/m³
Tabique rojo recocido	 7x14x28	T 1	B	1.00	52	64	56	58	26	23	24	19	20	1.45
		T 2	C	1.00	52				29				24	1.39
		T 3	C	1.00	51				34				25	1.37
		T 4	B	1.00	114	112	109		34	25	23		21	1.55
		T 5	C	1.00	80	64			21	17			25	1.38
		T 6	C	1.00	85	109			23	52			21	1.50
		T 7	C	1.00	90	76	66	68	58	19	24	11	25	1.45
		T 8	C	1.00	33				32				28	1.34
		T 9	C	1.00	53				45				28	1.42
		T 10	C	1.00	45	43	47	55	28	22	10	21	25	1.40
		T 11	C	1.00	36	45	51	45	32	28	20	28	27	1.31
Tabique extruido perforado verticalmente	 8x12x24 8x10x20 10x20x20 (30x20x20)	TE1	A	0.37	215	225			8	11			16	1.23
		TE2	A	0.63	428	361	354	295	14	25	20	15	10	1.30
		TE3	B	0.69	225				17				19	1.55
		TE4	B	0.59	181	156			16	19			17	1.34
		TE2	A	0.67	376	308	365	329	11	15	16	15	12	1.35
		TE3	B	0.59	169				24				20	1.61
		TE5	A	0.65	406	473	575	540	21	19	13	20	4	2.06
		TE1	A	0.37	129	143			15	16			17	1.66
		TE5	A	0.59	426	400			26	11			6	2.20
		TE4	B	0.65		417				12			7	2.02
		TE5	A	0.61	489	466	572	519	22	16	18	15	5	2.13
Bloque ligero	 15x20x10	B 1	A	0.56	37	38			10	12			29	1.21
		B 2	A	0.59	42	49			18	12			35	1.09
		B 3	A	0.63	43	41			24	22			24	1.31
		B 4	B	0.54	17				23				33	1.01
		S 1 **	A	1.00	44	42			17	26			40	0.99
Bloque intermedio		B 1	A	0.56	62	77			24	9			15	1.61
		B 2	A	0.59	41	74			14	14			21	1.50
		B 3	A	0.61	82	80			26	21			15	1.70
		B 4	B	0.54	21				20				27	1.32
		S 5	C	0.59	40				18				16	1.45
Bloque pesado		B 1	A	0.56	135	101			31	15			9	2.12
		B 2	A	0.59	146	143	132	108	23	10	20	9	11	2.15
		B 3	A	0.63	100	129	104	81	20	21	20	15	10	2.07
		B 4	B	0.54	21				13				13	1.29
Tejuelón	 10x14x24	TC 1	B	1.00	31	65	68	42	24	14	11	15	25	1.45
		TC 2	A	1.00	26	123	66	101	35	34	19	17	27	1.42
		TC 3	B	1.00	59	63			23	27			19	1.42
		TC 4	B	1.00	36				23				26	1.36
		TC 5	C	1.00	68	56			36	22			16	1.60
Sílico calcáreo	7x12x24	S	A	1.00	201	177			15	11			15	1.94

A Fábrica grande y adecuado control de calidad B Fábrica mediana y nulo control de calidad

C Fábrica rudimentaria ** Bloque macizo An/Ab Relación de área neta sobre área bruta

f_p resistencia promedio de la pieza C coeficiente de variación γ_s peso volumétrico seco

* Medidas nominales (1) sobre área bruta medida (2) sobre volumen neto

TABLA 2 RESULTADOS DE ENSAYES DE MORTEROS ELABORADOS POR UN MISMO ALBAÑIL

PROPORCIONAMIENTO cemento:cal:arena	Número de muestras	Resistencia media, en kg/cm^2	Coeficiente de variación, en %	Percentil 2%, en kg/cm^2
1:0:3	211	205	24	95
1:1/2:5	70	108	19	57
1:0:6	55	106	31	45
1:1:6	26	75	38	23

Los valores individuales son promedio de tres ensayes

Tabla 3 PROPORCIONAMIENTOS MORTEROS EN VOLUMEN

Tipo Mortero	Partes Cemento	Partes Cemento Mampostería	Partes Cal	Partes Arena	Valor Típico f^*_b kg/cm^2
I	1	— 0 a 1/2	0 a 1/4 —	de 2,25 a 3 veces la suma de cementantes	125
II	1	— 1/2 a 1	1/4 a 1/2 —		75
III	1 —	—	1/2 a 1/4 —		40

Tabla 4 PROPIEDADES MAMPOSTERIA

Pieza	Mortero	f^*_m	v*	para corta duración E	G
Tabique recocido	I	15	3.5	6000	1800
	II	15	3	600	1800
	III	15	3	6000	1800
Tabique extruido	I	40	3	16000	4800
	II	40	2	16000	4800
	III	30	2	12000	3600
Bloque Concreto Pesado	I	20	3.5	12000	3600
	II	15	2.5	9000	2700
	III	15	2.5	9000	2700

Esfuerzos en kg/cm^2

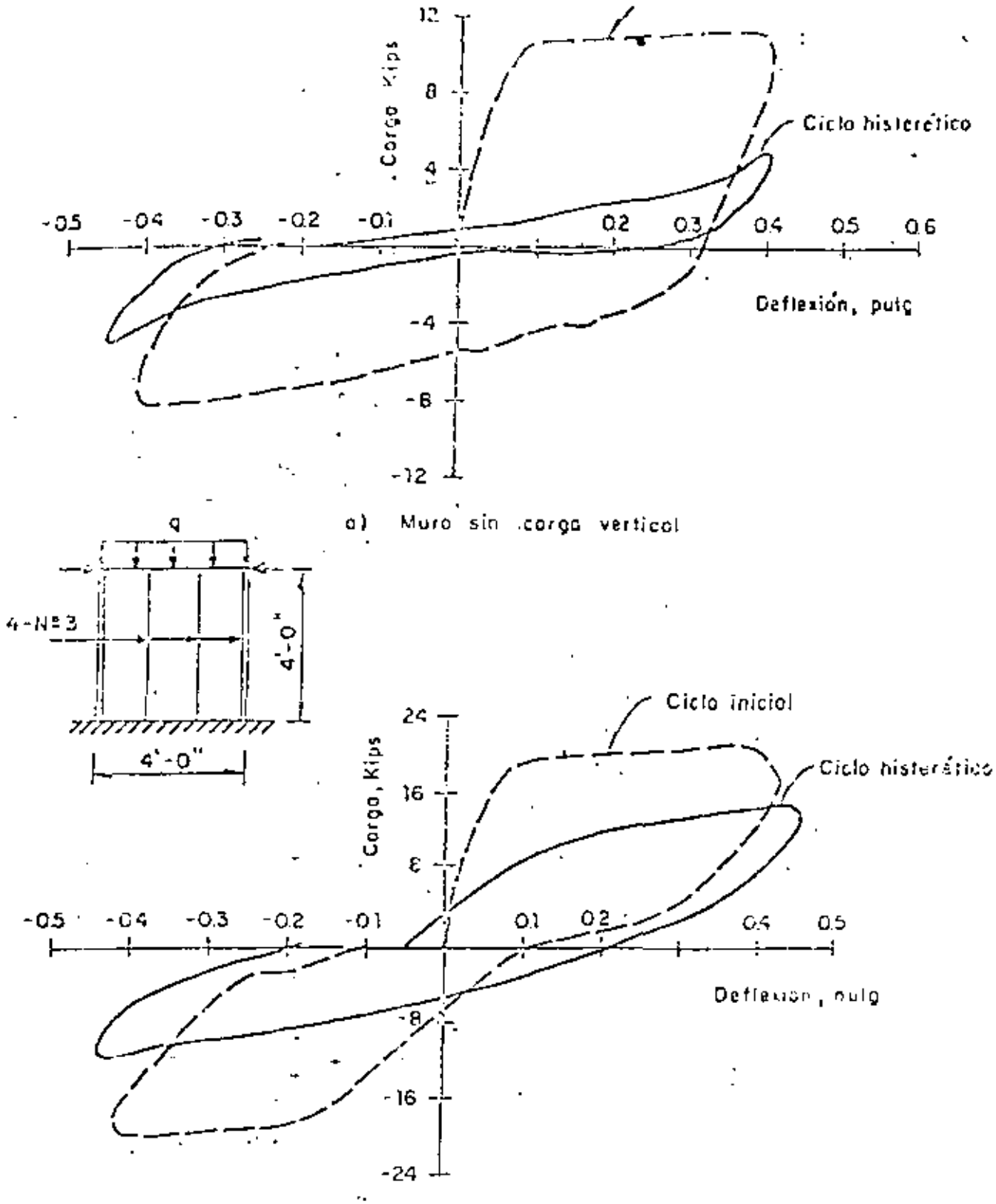


Fig 1 Comportamiento histerético de muros con falla por flexión

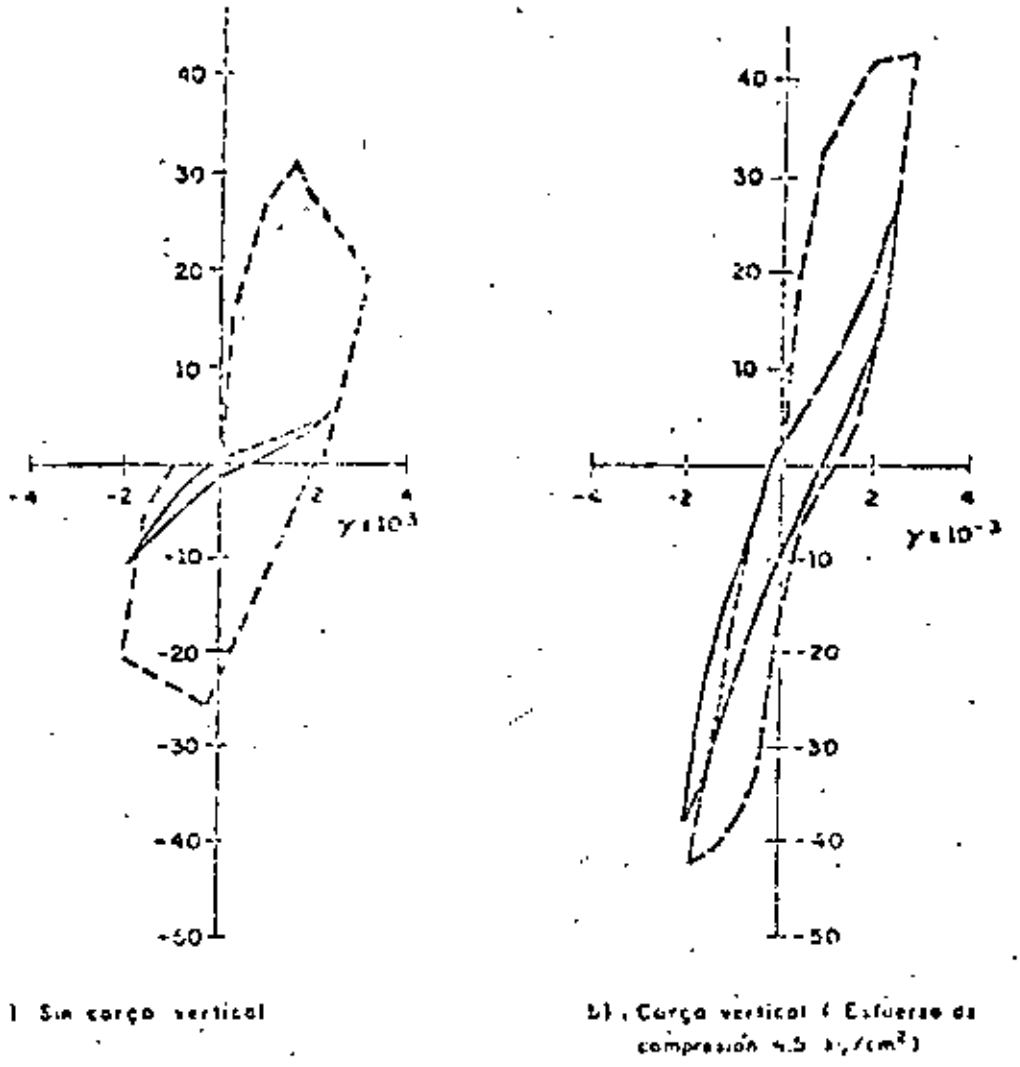


Fig 2 Comportamiento histerético de muros con refuerzo interior. Falla por cortante

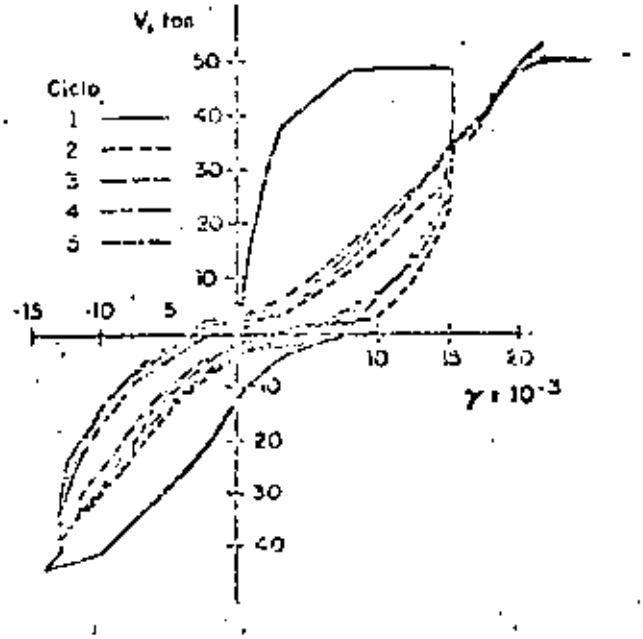


Fig 3 Comportamiento histerético de muro con marco[6]

REQUISITOS DE DISEÑO POR CARGAS LATERALES DE LAS NORMAS TECNICAS PARA DISEÑO Y CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE MADERA DEL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL

4.5 Resistencia a cargas laterales

4.5.1 Consideraciones generales

La resistencia a cargas laterales de un muro deberá revisarse para el efecto de la fuerza cortante, del momento flexionante en su plano y eventualmente también de momentos flexionantes debidos a empujes normales a su plano.

Para fines de diseño por cargas laterales se distinguen los siguientes tipos de muros de acuerdo con su estructuración:

a) Muros-diafragma. Estos son los que se encuentran totalmente rodeados por vigas y columnas de un marco estructural y su función es rigidizarlo para el efecto de fuerzas laterales. Además las columnas y vigas, en una zona igual a una cuarta parte de su longitud libre medida a partir de cada esquina, deberán ser capaces de resistir, cada una, una fuerza cortante igual a la cuarta parte de la que actúa sobre el tablero.

b) Muros confinados. Estos son los que están reforzados con castillos y dalas que cumplen con los requisitos siguientes:

Las dalas o castillos tendrán como dimensión mínima el espesor del muro. El concreto tendrá una resistencia a compresión, f'_c, no menor de 150 kg/cm^2, y el refuerzo longitudinal estará formado por lo menos de tres barras, cuya área total no será inferior a $0.2\ f'_c/f_y$ por el área de castillo y estará anclado en los elementos que limitan al muro de manera que pueda desarrollar su esfuerzo de fluencia.

El área del refuerzo transversal no será inferior a $\frac{1000s}{f_y d_c}$, siendo s la separación de los estribos y d_c el peralte del castillo. La separación de los estribos no excederá $1.5\ d_c$ ni 20 cm.

Existirán castillos por lo menos en los extremos de los muros y en puntos intermedios del muro a una separación no mayor que vez y media su altura, ni 4 m.

Existirá una dala en todo extremo horizontal de muro, a menos que este último esté ligado a un elemento de concreto reforzado. Además existirán dalas en el interior del muro a una separación no mayor de 3 m.

Existirán elementos de refuerzo en el perímetro de todo hueco cuya dimensión exceda de la cuarta parte de la dimensión del muro en la misma dirección.

Además si la relación altura a espesor del muro excede de 30 deberán proveerse elementos rigidizantes que eviten la posibilidad de pandeo del muro, por cargas laterales.

c) Muros reforzados interiormente. Estos son muros reforzados con malla o barras corrugadas de acero, horizontales y verticales, colocadas en los huecos de las piezas, en ductos o en las juntas. Para que un muro pueda considerarse como reforzado deberán cumplirse los siguientes requisitos mínimos.

La suma de la cuantía de refuerzo horizontal, p_h, y vertical, p_v, no será menor que 0.002 y ninguna de las dos cuantías será menor que 0.0007. La cuantía de refuerzo horizontal se calculará como $p_h = A_{sh}/st$, donde A_{sh} es el refuerzo horizontal que se colocará en el espesor t del muro a una separación s; $p_v = A_{sv}/tL$, en que A_{sv} es el área total de refuerzo que se colocará verticalmente en la longitud L del muro.

Todo espacio que contenga una barra de refuerzo deberá tener una distancia libre mínima entre el refuerzo y las paredes de la pieza igual o la mitad del diámetro de la barra y deberá ser llenado a todo lo largo con mortero o concreto. La distancia libre mínima entre una barra de refuerzo y el exterior del muro será de 1.5 cm o una vez el diámetro de la barra, la que resulte mayor.

Para el colado de los huecos donde se aloje el refuerzo podrá emplearse el mismo mortero que se usa para pegar las piezas, o un concreto de alto revenimiento, con agregado máximo de 1 cm y resistencia a compresión no menor de 75 kg/cm^2. El

hueco de las piezas tendrá una dimensión mínima mayor de 5 cm y un área no menor de 30 cm^2.

Deberá colocarse por lo menos una varilla No. 3 en dos huecos consecutivos en todo extremo de muros, en las intersecciones entre ellos o a cada 3 m. El refuerzo vertical y horizontal en el interior del muro tendrá una separación no mayor de 6 veces el espesor del mismo ni 90 cm, la menor de ellas.

Cuando los muros transversales lleguen a tope, sin traslape de piezas, será necesario unirlos mediante dispositivos que aseguren la continuidad de la estructura.

El refuerzo horizontal debe ser continuo en la longitud del muro y anclado en sus extremos. Se deberán cumplir los mismos requisitos de anclaje que para concreto reforzado. Deberá haber refuerzo consistente en una barra No. 4 o su equivalente, alrededor de toda abertura cuya dimensión exceda de 60 cm en cualquier dirección.

La relación altura/espesor de estos muros no será superior a 30, a menos que se provean elementos rigidizantes que eviten la posibilidad de pandeo del muro. Deberá haber una supervisión continua en la obra que se asegure que el refuerzo esté colocado de acuerdo a lo indicado en planos y que los huecos en que se aloja el refuerzo sean colados completamente.

d) Muros no reforzados. Se considerarán como muros no reforzados aquellos que no tengan el refuerzo necesario para ser incluidos en alguna de las tres categorías anteriores.

4.5.2 Esfuerzo cortante medio de diseño

La determinación de la fuerza cortante resistida por la mampostería se basa en el esfuerzo cortante medio de diseño, v^*, el cual se tomará de la tabla del inciso 3.3.

Para materiales no cubiertos en la tabla mencionado, la resistencia a cargas laterales se fijará con base en resultados de ensayes a satisfacción del Departamento.

4.5.3 Fuerza cortante resistida por la mampostería

La fuerza cortante resistente de diseño se determinará como:

a) Para muros diafragma

$$V_R = F_R\,(0.85\ v^*\ A_T)$$

b) Para otros muros

$$V_R = F_R\,(0.5\ v^*\ A_T + 0.3\ P) \leq 1.5\ F_R\ v^*\ A_T$$

en que

P es la carga vertical que actúa sobre el muro, sin multiplicar por el factor de carga

Para muros reforzados interiormente de acuerdo con los requisitos de 4.5.1 c), se tomará v* como 1.5 veces el valor medido en los ensayes para mampostería sin refuerzo o el consignado en la tabla del inciso 3.3.

El factor de reducción de resistencia, F_R, se tomará como:

0.6 para muros diafragma, muros confinados y muros con refuerzo interior que cumplan con los requisitos de 4.5.1

0.3 para muros no reforzados

4.5.4 Contribución del refuerzo

No se considerará ninguna contribución a la resistencia a fuerza cortante por efecto de los castillos y dalas que es necesario colocar en los muros para que

estos puedan considerarse confinados, de acuerdo con lo especificado en 4.5.1 b.

4.5.5 Resistencia a flexocompresión en el plano del muro

La resistencia a flexión y a flexocompresión en el plano del muro se calculará, para muros sin refuerzos, según la teoría de resistencia de materiales suponiendo una distribución lineal de los esfuerzos en la mampostería. Se considerará que la mampostería no resiste tensiones y que la falla ocurre cuando aparece en la sección crítica un esfuerzo de compresión igual a f^*_m.

La capacidad a flexión o flexocompresión en el plano de un muro con refuerzo interior o exterior se calculará con un método de diseño basado en las hipótesis estipuladas en 4.4.5.

Para muros reforzados con barras colocadas simétricamente en sus extremos, las fórmulas simplificadas siguientes dan valores suficientemente aproximados y conservadores del momento resistente de diseño.

Para flexión simple, el momento resistente se calculará como

$$M_o = F_R A_s f_y d'$$

donde

A_s es el área de acero colocada en el extremo del muro

d' la distancia entre los centroides del acero colocado en ambos extremos del muro

Cuando exista carga axial sobre el muro, el momento de la sección se modificará de acuerdo con la ecuación.

$$M_R = M_o + 0.30 \quad P_u\, d \qquad ; \quad \text{si } P_u \leq \frac{P_R}{3}$$

$$M_R = (1.5\, M_o + 0.15\, P_R\, d)\left(1 - \frac{P_u}{P_R}\right) ; \text{ si } P_u > \frac{P_R}{3}$$

donde

P_u es la carga axial de diseño total sobre el muro, que se considerará positiva si es de compresión

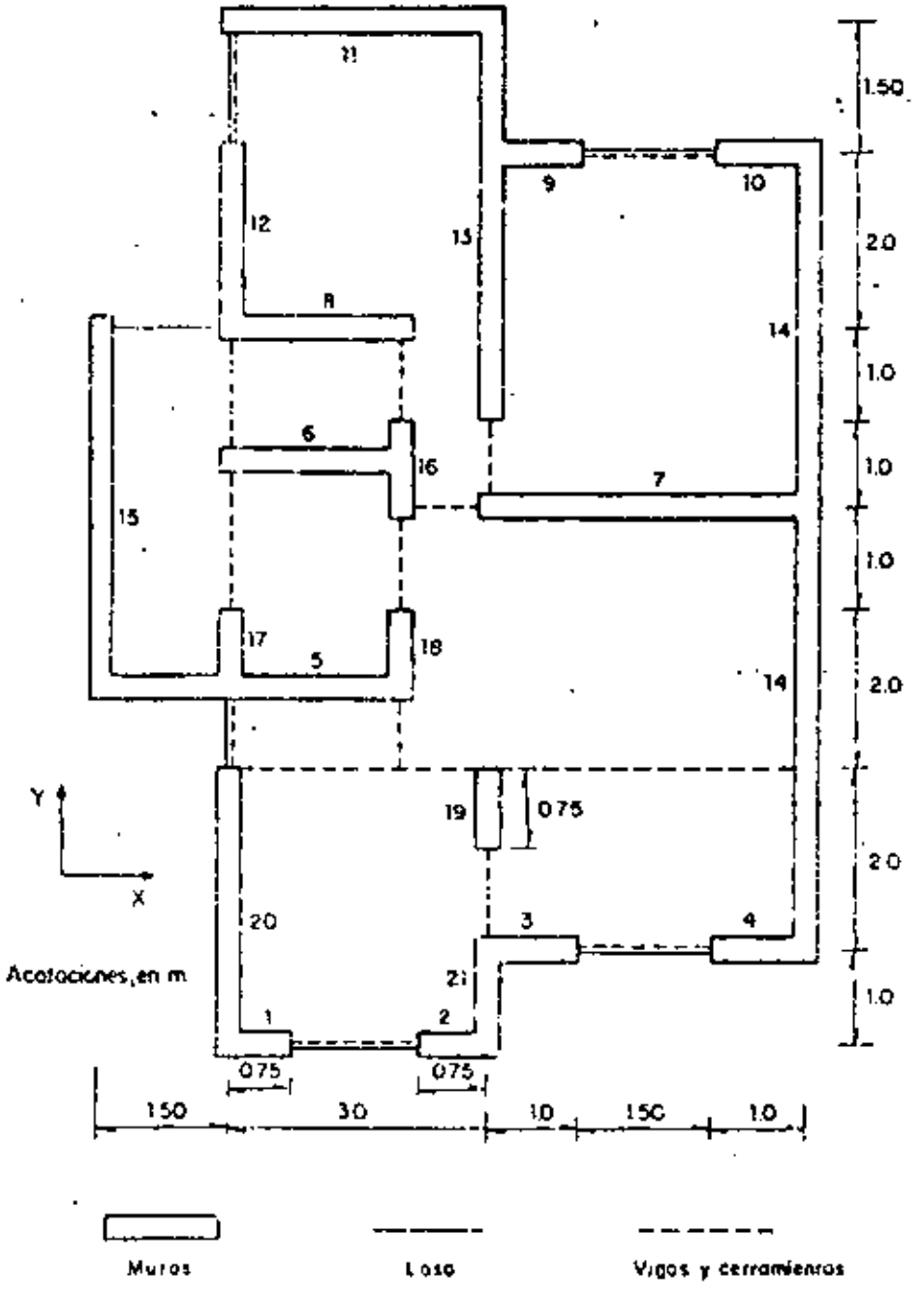
d el peralte efectivo del refuerzo de tensión

P_R la resistencia a compresión axial

F_R en este caso igual a 0.6

DATOS

Construcción para vivienda con dos niveles idénticos en planta, ubicada en zona de terreno compresible del Distrito Federal



Area losa en cada nivel = 73.5 m^2

Altura libre de entrepiso = 2.35 m

Muros de tabique rojo recocido, reforzados con castillos y dalas, Mortero 1:1:6, cemento : cal : arena

Espesor nominal de los muros 14 cm

CARGAS

1 Azotea: carga muerta 350 kg/m^2
carga viva 100 kg/m^2 (para diseño por carga vertical); 70 kg/m^2 (para diseño por sismo)

2 Primer piso: carga muerta 325 kg/m^2
carga viva 170 kg/m^2 (para diseño por carga vertical); 90 kg/m^2 (para diseño por sismo)

Peso muros 450 kg/m
Longitud total de muros en planta = 46.7 m

Carga total en muros de planta baja para diseño por cargas verticales

$W = (350+100)\,73.5+(325+170)\,73.5+450 \times 46.7 \times 2 = 111\,500$ kg

Carga total en muros de planta baja para diseño por sismo

$W_s = (350+70)\,73.5+(325+90)\,73.5+450 \times 46.7 \times 2 = 103\,000$ kg

PROPIEDADES DEL MATERIAL

3 $f^*_m = 15+4 = 19$ kg/cm^2

4 $v^* = 3$ kg/cm^2

REVISION POR SISMO

5 Se cumplen los requisitos para el empleo del método simplificado de diseño sísmico

6 $c = 0.09$

7 $V_X = V_Y = c\,W_s = 0.09 \times 103 = 9.3$ ton

$V_u = 1.1\,V = 10.2$ ton

RESISTENCIA EN DIRECCION X

8 $V_{RX} = F_R (0.7 v^*) A_T$

$A_T = t \sum L_i F_i$.

De tabla adjunta $\sum L_i F_i = 15.86$ m = 1 586 cm

$V_{RX} = 0.6 \times 0.7 \times 3 \times 14 \times 1586 = 28\,000$ kg > 10 200 kg; la resistencia es adecuada

En dirección Y la longitud de muros es mayor (22.42 m), por tanto la seguridad contra sismo será adecuada

REVISION POR CARGAS VERTICALES

9 Revisión de la resistencia total

$W_u = 1.4 W = 1.4 \times 111.5 = 156.1$ ton

$W_R = F_R F_E f^*_m A_T$

10 $F_E A_T = t \sum F_E L_i$

De la tabla adjunta

$\sum F_E L_i = 30.83$ m = 3083 cm

$W_R = 0.6 \times 19 \times 14 \times 3\,083 = 492\,000$ kg > 156 000 kg; adecuada

11 Revisión de muros individuales

Se hace en la tabla adjunta. Resulta que para el muro 19 la resistencia es insuficiente.
Esto puede remediarse aumentando la longitud de este muro, construyéndolo de un material más resistente en compresión o diseñando los castillos como columnas para que tomen la carga vertical actuante.

REFUERZO

12 La distribución propuesta de castillos se muestra en el croquis siguiente. No se requieren dalas intermedias.

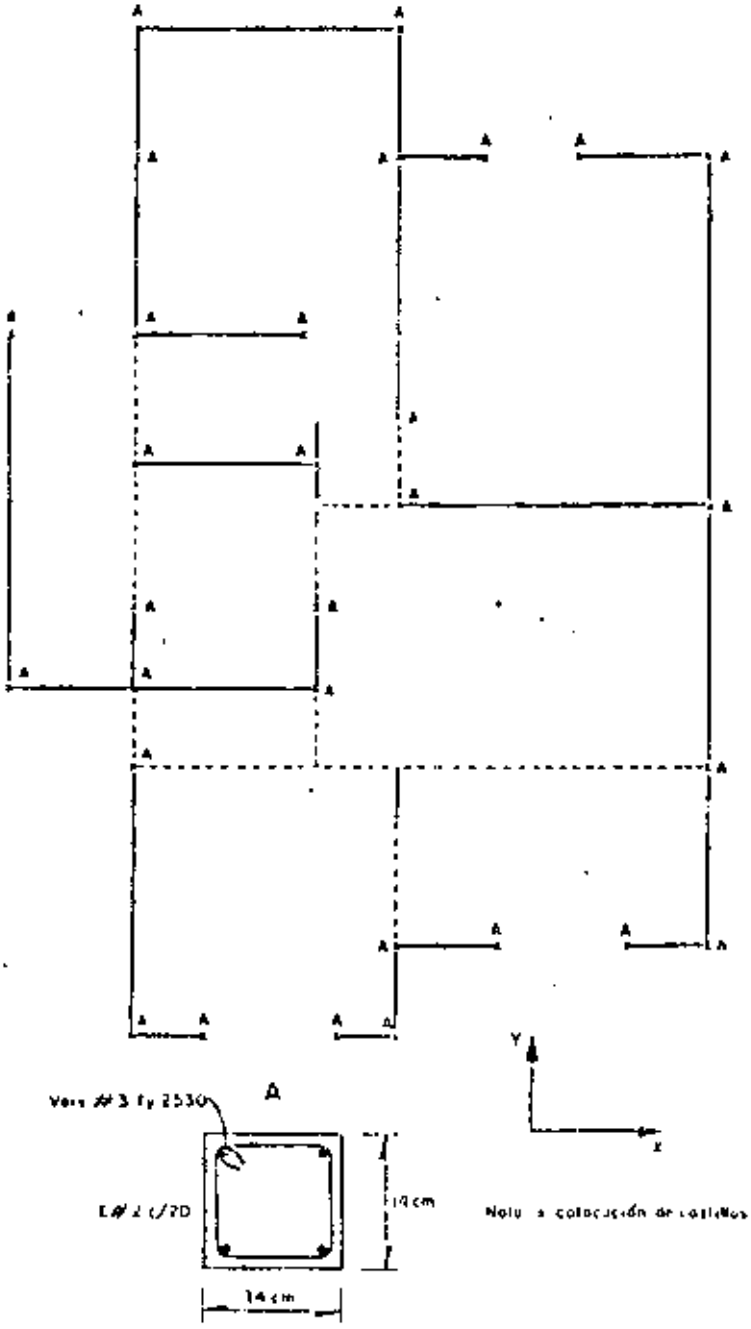


TABLA 1. DATOS PARA LA REVISION DE LA RESISTENCIA DE LOS MUROS

	Muro (1)	Longitud L_i, m	Area tributaria, m^2 (2)	F_E (3)	F_i (4)	$F_E \times L_i$	$F_i \times L_i$	Carga viva, kg/m^2 (5)	Carga vertical, kg	
									actuante	resistente (6)
Dirección X	1	0.75	1.2	0.6	0.18	0.45	0.14	500	3090	7180
	2	0.75	1.2	0.6	0.18	0.45	0.14	500	3090	7180
	3	1.0	1.3	0.6	0.32	0.60	0.32	490	3560	9580
	4	1.0	1.3	0.6	0.32	0.60	0.32	490	3560	9580
	5	3.5	4.5	0.7	1.00	2.80	3.50	320	11310	39100
	6	2.0	2.0	0.7	1.00	1.40	2.00	420	5870	22300
	7	3.5	7.5	0.7	1.00	2.45	3.50	270	15390	39100
	8	2.0	3.2	0.7	1.00	1.40	2.00	350	7560	22300
	9	1.0	1.5	0.6	0.32	0.60	0.32	460	3850	9580
	10	1.25	1.5	0.6	0.50	0.75	0.62	460	4170	11970
	11	3.0	2.3	0.6	1.00	1.80	3.00	400	7560	28700
Suma		19.75				13.30	15.86			
Dirección Y	12	2.0	3.0	0.6	1.00	1.20	2.00	360	7290	19100
	13	3.0	7.0	0.7	1.00	2.10	3.00	280	14100	33500
	14	9.0	12.0	0.7	1.00	6.30	9.00	240	28400	100500
	15	4.0	3.5	0.7	1.00	2.80	4.00	340	10500	44700
	16	1.0	2.8	0.7	0.32	0.70	0.32	370	5750	11200
	17	1.0	1.5	0.7	0.32	0.70	0.32	460	3850	11200
	18	1.0	3.5	0.7	0.32	0.70	0.32	340	6720	11200
	19	0.75	7.5	0.7	0.18	0.53	0.14	270	11900	8400
	20	3.0	3.5	0.6	1.00	1.80	3.00	340	9240	33500
	21	1.0	2.0	0.7	0.32	0.70	0.32	420	4330	28700
Suma		25.75				17.53				
Suma total						30.83				

(1) La numeración corresponde a la identificación del plano de la hoja 1
(2) Area tributaria de losa en cada nivel
(3) Factor de reducción por excentricidad y esbeltez dado en el inciso 3.2
(4) $F_i = (1.33\ L_i/h)^2$; siendo $h = 2.35$ m
(5) $w_{Vm} = 120+420/\sqrt{A}$; A es el área tributaria de la columna 2
(6) $W_u = 1.4\ .((350+100)\ A+(325+w_{Vm})A+2 \times 450 \times L_i)$
(7) $W_R = F_R\ F_E\ f^*_m\ A_t$

COMENTARIOS

1. Carga viva para azoteas con pendiente menor de 5%. Art 227 del Reglamento

2. Carga viva para áreas destinadas a habitación $w_{Vm} = 120 + 420\ A^{-\frac{1}{2}}$. Se considera el área total de la planta $A = 73.5\ m^2$

3. Resistencia a compresión, f^*_m, tomada de la tabla del inciso 2.4.1c de estas normas; para tabique rojo y mortero Tipo III, $f^*_m = 15\ kg/cm^2$; se añaden $4 kg/cm^2$ según lo estipulado en el inciso 2.4.1e) para muros con dalas y castillos que cumplen los requisitos necesarios para considerar los muros como confinados.

4. Resistencia en cortante tomada de la tabla del inciso 3.3 de estas normas para los materiales en cuestión.

5. Se cumplen los requisitos del Art 238 del Reglamento para el empleo del método simplificado de diseño sísmico, relativos a que existan dos muros paralelos que cubren más de 50% de la longitud de la construcción, y a los límites de altura y de relación de lados de la construcción.

6. Coeficiente sísmico de la tabla del Art 239 del Reglamento, para zona III, muros de piezas macizas y altura entre 4 y 7 m.

7. Según el método simplificado de diseño sísmico solo hay que verificar, en cada dirección, que la suma de la fuerza cortante de todos los muros sea igual o mayor que la actuante calculada multiplicando el coeficiente sísmico por el peso de la construcción arriba del nivel en estudio. Solo se revisarán los muros de planta baja, ya que los de primer nivel son obviamente menos críticos.

8. El Art 239 citado especifica que la contribución a la resistencia de muros cuya relación altura a longitud excede de 1.33 debe reducirse afectándola del coeficiente $(1.33\ L/h)^2$. Aquí se prefiere emplear una longitud reducida de muro, afectada por el factor $F_i = (1.33\ L/h)^2$. Los valores para cada muro se obtienen en la tabla adjunta. Un procedimiento alternativo que resulta práctico y conservador es el de despreciar la contribución de los muros cuya relación altura a longitud es superior a 1.33.

9. Se requiere revisar que cada muro sea capaz de soportar la carga que sobre él actúa; sin embargo, resulta útil e indicativo revisar el margen de seguridad global de la resistencia a carga vertical comparando la carga vertical actuante con la suma de las resistencias de todos los muros. Este cálculo se hará solo para los muros de planta baja.

10. El factor F_E afecta la resistencia de los muros a carga vertical por efecto de excentricidad y esbeltez. Al igual que para la resistencia por sismo, resulte cómodo emplear una longitud equivalente de muro, multiplicando la real por el factor F_E obtenido del inciso 3.2; los cálculos se muestran en la tabla adjunta.

11. La revisión de muros individuales implica el cálculo de la carga viva de diseño para cada uno según su área tributaria (columna 6 de la tabla adjunta) y de la carga actuante sobre cada muro. La resistencia se calcula en la misma forma que para la revisión global.

12. Para que sean aplicables los métodos y los factores de seguridad adoptados el muro debe cumplir los requisitos para mampostería confinada del inciso 4.5.1 b)

II. ESTRUCTURAS DE MADERA

Los usos estructurales más frecuentes de la madera son en techos de construcciones industriales o de vivienda, en los cuales las estructuras de madera no están sujetas a fuerzas sísmicas importantes En algunos países son frecuentes las viviendas en que tanto los elementos verticales como los horizontales son de madera.

En general el comportamiento observado ante temblores importantes de las estructuras de madera ha sido bueno. Este buen desempeño se atribuye principalmente a que se trata de construcciones muy ligeras en las que las fuerzas de inercia inducidas por el sismo son pequeñas.

Las fallas que se han presentado por efectos de sismo son atribuibles casi exclusivamente a uno de estos factores.

a) Degradación de la madera por efecto de intemperismo o por ataques de insectos; esto es particularmente grave en la madera en contacto con el suelo. Un ejemplo dramático es la falla de cientos de construcciones de "taquezal" en Managua en 1972.

b) Conexiones inadecuadas de los elementos entre sí y falta de anclaje con la cimentación.

Daños importantes han ocurrido también por las grandes deformaciones que se han requerido para que alguna estructura de madera disipara la energía del sismo y que han causado falla en elementos no estructurales frágiles.

Como se ha hecho notar en un tema anterior, la madera es un material con comportamiento frágil ante cualquier modo de falla que se puede presentar (tensión,

compresión, cortante, etc). Aunque esto es una grave desventaja desde el punto de vista del comportamiento sísmico, existen dos circunstancias que mitigan la situación: la resistencia de la madera aumenta sensiblemente cuando las cargas se aplican dinámicamente (ver fig 1) y el comportamiento ante cargas cíclicas muestra un amortiguamiento notable (amortiguamiento viscoso equivalente de 8 a 10% (ver fig 2) y no presenta deterioro de resistencia hasta la carga máxima. Adicionalmente al amortiguamiento propio del material, se tiene alta disipación de energía a través de movimientos en las conexiones, lo cual hace que sean típicos amortiguamientos totales equivalente de entre 15 y 20%. Lo anterior permite reducir notablemente los espectros elásticos de diseño construidos generalmente para amortiguamiento del orden de 5%. El reglamento del Distrito Federal acepta un factor de reducción de cuatro para construcciones de madera.

Por tratarse de un material natural, la variabilidad de las propiedades mecánicas de la madera es grande. En países en que el uso estructural de la madera es amplio, se adoptan procedimientos de clasificación de los elementos que aseguran una menor variación en las propiedades. La variabilidad es también grande en los productos industriales, como la manera laminada (triplay), por variación de la prima empleada y de los adhesivos.

La ref 1 trata en forma muy clara y resumida sobre el diseño de estructuras de madera; de la pag 43 a 52 se describen las propiedades del material y en el capítulo 29 se trata el comportamiento estructural y el diseño.

Textos más completos sobre el diseño de estructuras de madera son las ref 2 y 3. El diseño según las normas del reglamento para el Distrito Federal se presenta e

ilustra en la ref 4.

Ninguna de las publicaciones anteriores trata sin embargo el diseño sísmico de estas construcciones. Un breve pero muy claro tratamiento de este tema se encuentra en la ref 5 (pag 277 a 289).

Los sistemas estructurales más usuales en madera son las armaduras o las vigas paralelas para techos, en las que la principal función ante el efecto sísmico es la de constituir diafragmas rígidos en su plano que distribuyen las cargas a los elementos verticales resistentes. Es necesario por tanto un contraventeo en el plano de estos elementos para proporcionar dicha rigidez.

El marco rígido de la madera es relativamente poco empleado actualmente debido a la dificultad de lograr continuidad en las conexiones viga-columna y a la baja rigidez lateral de los marcos.

El sistema constructivo más común, especialmente para vivienda, es el formado por diafragmas horizontales y verticales; estos son paneles constituidos por un armazón ligero de madera recubierto por placas de triplay o de yeso o con aplanado de cemento y cal sobre metal desplegado (para exteriores).

En esta forma (fig 3) el comportamiento sísmico es similar al de las estructuras de muros de mampostería con losas de concreto y son aplicables los mismos procedimientos de análisis.

Los requisitos que deben cumplirse son que el diafragma horizontal de piso o techo sea suficientemente rígido en su plano. Para ello el recubrimiento debe

poderse conectar adecuadamente a las vigas de soporte del piso. Cuando el recubrimiento es de triplay o de duela se especifica una relación máxima entre lado mayor y menor del tablero de piso (L/B 4 según las recomendaciones de N Zelanda).

Los tableros verticales (muros) deben tener suficiente rigidez y resistencia. La resistencia es muy variable según la calidad del recubrimiento, el tipo de armazón y la forma de unión entre recubrimiento y armazón; se especifican esfuerzos cortantes permisibles variables entre 10 y 50 kg/cm.^{2}.

El aspecto más importante es el de las conexiones (fig 4) que deben diseñarse para resistir los esfuerzos cortantes que se generan entre elementos horizontales y verticales y los esfuerzos de tensión debidos al momento de volteo.

Recomendaciones detalladas sobre el diseño sísmico de construcciones para vivienda con este sistema se encuentran en la ref 6. Algunos detalles de conexión típicos se muestran en las figs 5 y 6.

Referencias

1. White R N, Gergely P y Sexsmith R, "Structural Engineering. Vol 3, Behavior of Members and Systems", J Wiley, 1974

2. Booth L G y Reece P O, "The Structural Use of Timber. A Commentary on the British Standard Code of Practice CP112". E y F N Spon Ltd, Londres, 1967

3. Gurfinkel G, "Wood Engineering" Southern Forest Product Association, N Orleans, 1973

4. "Diseño y construcción de estructuras de madera" Informe No. 404 del Instituto de Ingeniería, UNAM. México, D.F. 1977

5. Dowrick D J, "Earthquake Resistant Design", J Wiley, 1977

6. "A Methodology for Seismic Design and Construction of Single-Family Dwellings" Department of Housing and Urban Development, Washington, 1977

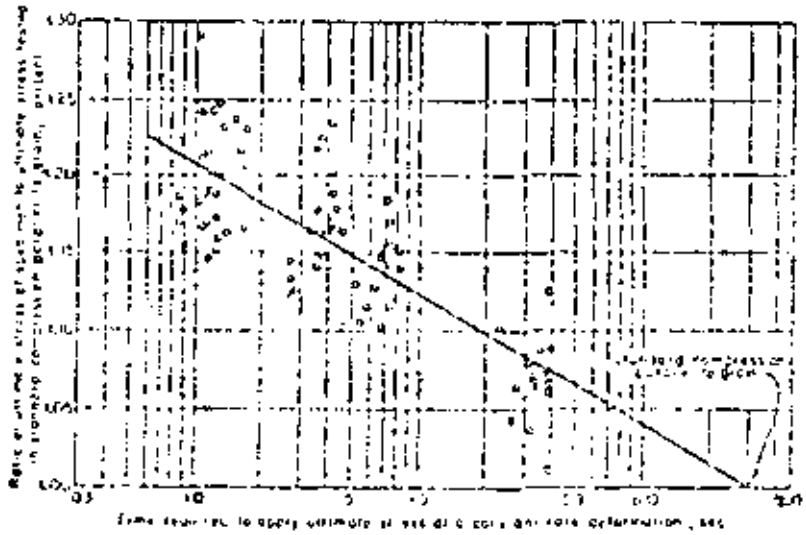


Fig 1 Efecto de la velocidad de carga en la resistencia de la madera

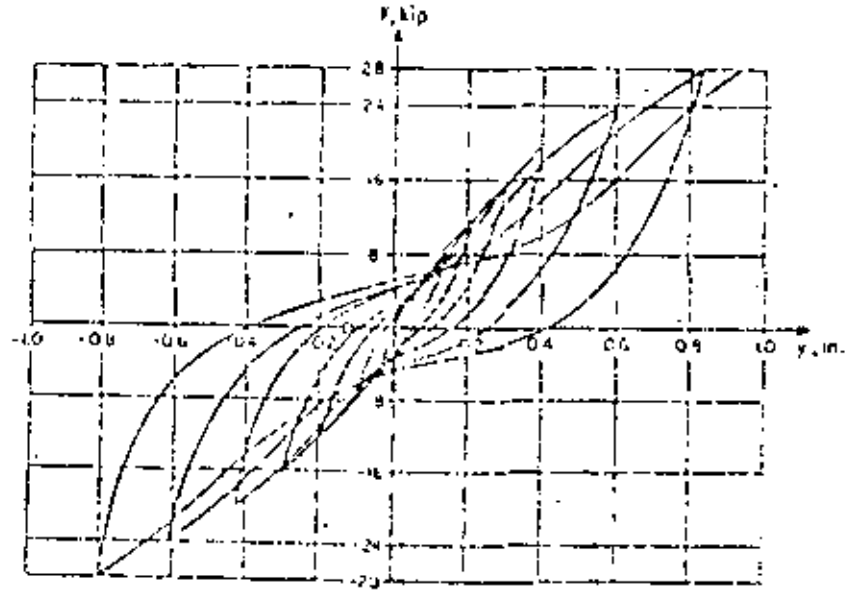


Figure 6.54 Hysteretic behaviour of timber diaphragms under cyclic loading (after Meyers[7])

Fig 2 Comportamiento de tableros de madera ante cargas alternadas repetidas

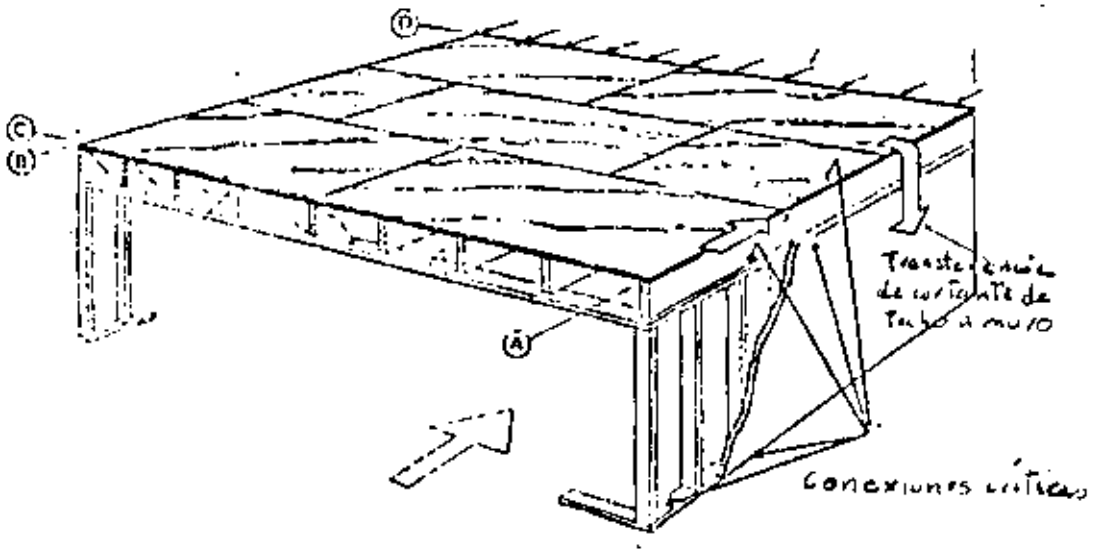


Fig 3 Estructuración típica a base de diafragmas de madera

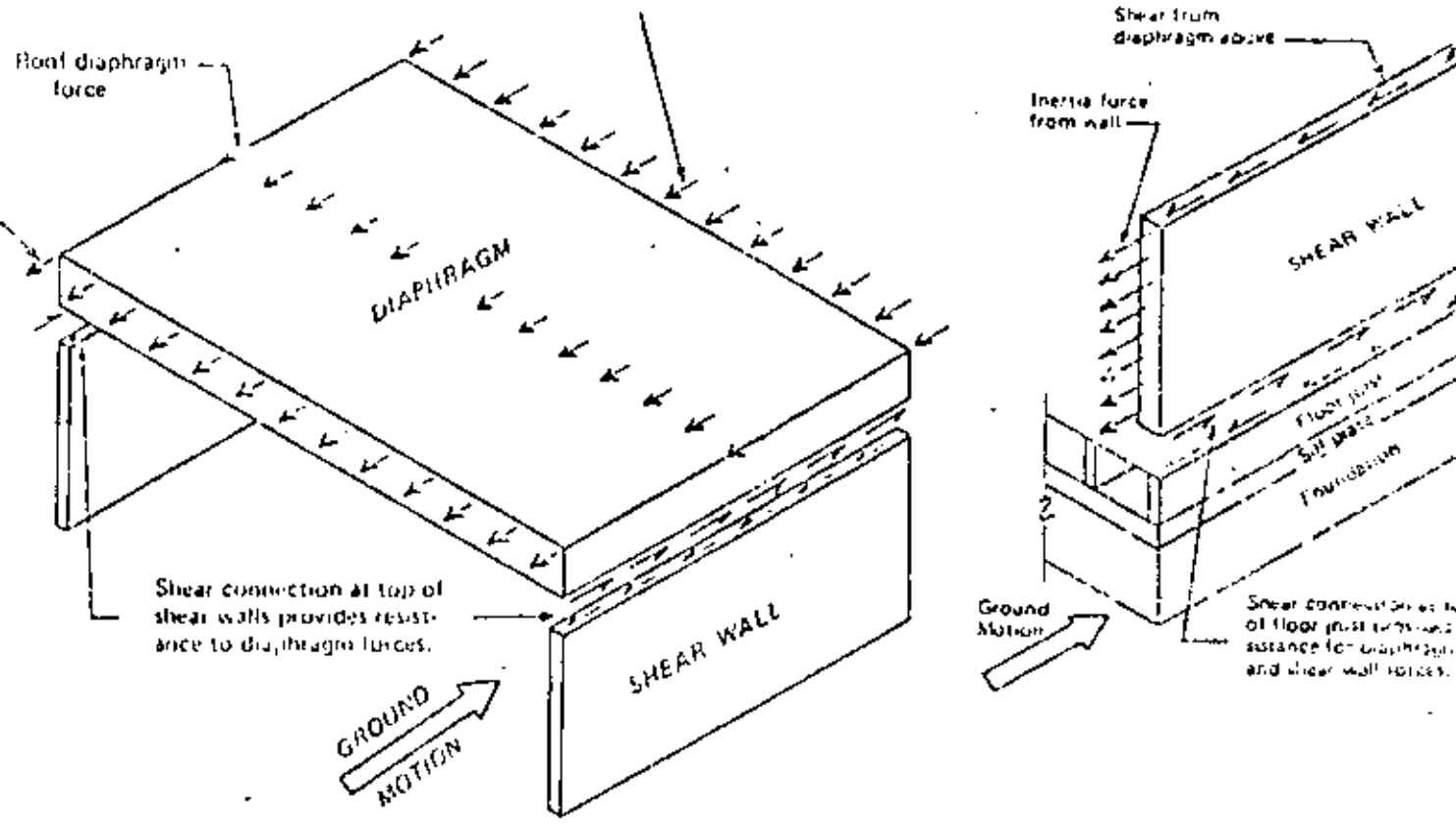


Fig 4 Trasmisión de fuerzas entre los distintos elementos

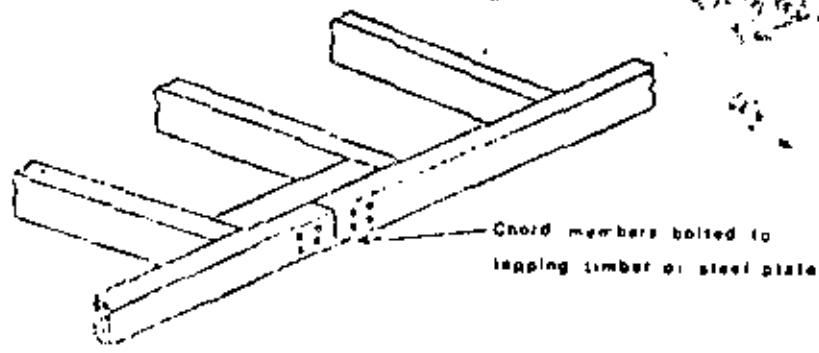
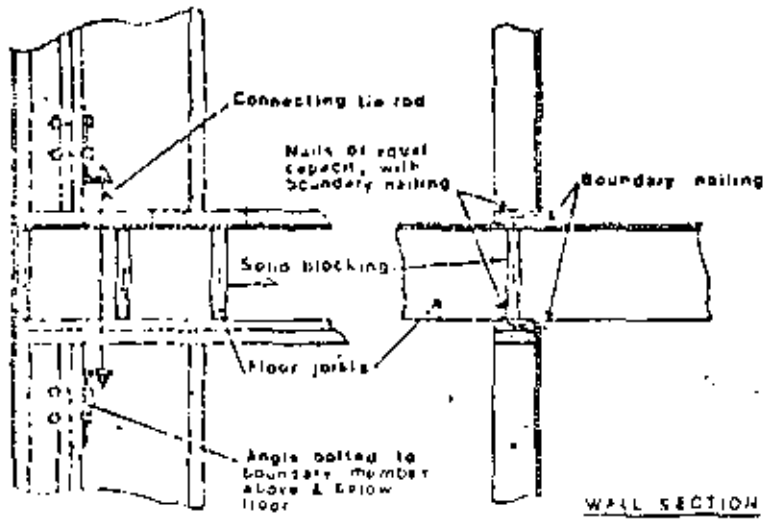
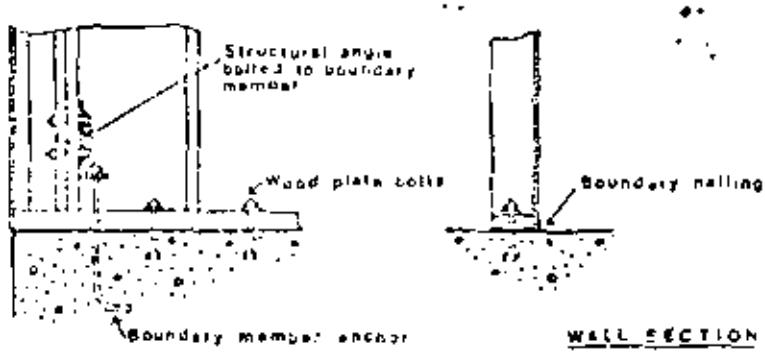


Fig 5 Conexión en las cuerdas del armazón



(a)

Fig 6 Conexión muros-piso



(b)

Fig 7 Conexión Muro cimentación

VII CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERIA SISMICA

DISEÑO SISMICO DE EDIFICIOS

CRITERIOS DE ESTRUCTURACION*

* Determination of structural form

** Eficiencia de sistemas estructurales para edificios de concreto en zonas sismicas

Profesor: M en C Enrique del Valle Calderón

Julio, 1981

Chapter 4

Determination of structural form

4.1 INTRODUCTION

In earthquake regions it is of paramount importance that the structural form is sound. This chapter is addressed to architects as well as engineers because *the structural engineer cannot make a poor structural form behave satisfactorily in an earthquake.*

For the design team to provide the client with the most appropriate structure, the form should not be fixed until adequate background information is available. As illustrated in the diagram in the introduction the design team should know sufficient about the consequences of earthquake damage, the economic factors in resisting that damage and the degree of risk to different types of structure on the site in question, to enable a wise choice of structural form to be made.

4.2 THE FORM OF THE SUPERSTRUCTURE

4.2.1 Introduction

There is of course no universal ideal form for a particular type of structure, but there are certain guiding principles to be borne in mind. Briefly, the structure should:

(i) be simple;
(ii) be symmetrical;
(iii) not be too elongated in plan or elevation;
(iv) have uniform and continuous distribution of strength;
(v) have horizontal members which form hinges before the vertical members;
(vi) have its stiffness related to the soil-soil properties.

An earthquake will relentlessly seek out every structural weakness, whether previously acknowledged or not. The above rules give the engineer the best chance of understanding the earthquake behaviour of the structure and even if that has been far from perfect, wise decoding of the right structure for site material is the best guarantee of success.

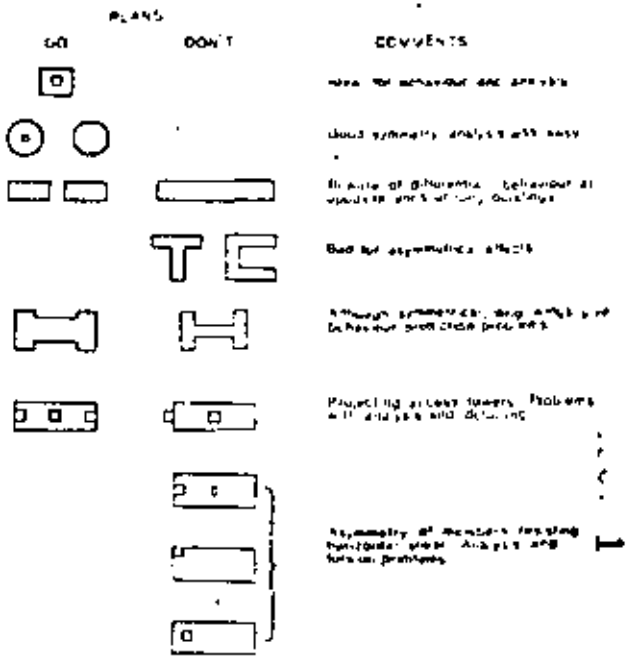


Figure 4.1 Simple rules for plan layouts of aseismic buildings (Only with dynamic analysis and careful detailing should these rules be broken)

4.2.2 Simplicity and symmetry

Earthquakes repeatedly demonstrate that the simplest structures have the greatest chance of survival. There are two main reasons for this. Firstly, our ability to understand the overall earthquake behaviour of a structure is markedly greater for a simple one than it is for a complex one, and secondly, our ability to understand structural details is considerably greater for simple details than it is for complicated ones.

Symmetry is desirable for much the same reasons. It is worth pointing out that symmetry is important in both directions on plan (Figure 4.1), a point sometimes neglected. Such symmetry produces [illegible] which are difficult to assess properly and which can be very [illegible]

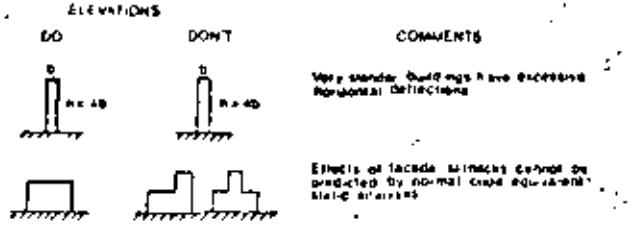


Figure 4.2 Simple rules for elevation shapes of aseismic buildings (Only with dynamic analysis and careful detailing should these rules be broken)

4.2.3 The overall shape should not be too elongated

The longer a building is in plan, the more chance there is of different earthquake movements being applied simultaneously to the two ends of it, a situation which may produce disastrous results. If for a given plan area, a squarish plan shape is not satisfactory for architectural reasons, then two or more separate buildings may be the answer. This is sometimes done by slicing a long building into sections with movement-gaps between. But this can only be considered a partial solution because of the difficulty of properly detailing the gaps, which have to be 100 mm or more in width to prevent adjacent sections of the building battering each other.

An important aspect of plan layout is the general undesirability of re-entrant angles (Figure 4.1). While T- and L-shaped plans are doubly to be condemned, H-blocks although symmetrical should not be encouraged either. Where the H provides little more than light modelling of a facade with a small set-back, this plan type could be adopted with reasonable confidence, so long as the effects of the discontinuities in the horizontal members on the stepped facades can be properly understood and detailed against. External lift and stairwells provide similar dangers which tend to act on their own in earthquakes, with force concentrations, torsions and out of balance forces which are difficult to predict without complex and expensive dynamic analyses.

For the elevation it seems reasonable to suggest a limited slenderness for most buildings: Height/width ≯ 3 or 4 (Figure 4.2). The more slender a building the worse the overturning effects of an earthquake and the greater the earthquake stresses in the outer columns, particularly the overturning compressive forces which can be very difficult to deal with.

On some sites the ground conditions may be such that the foundations will strongly influence the overall proportions and the layout of the vertical structure, for both practical and economic reasons. This aspect of the design is considered in more detail in Section 4.5.

4.2.4 Uniform and continuous distribution of strength

This concept is closely related to that of simplicity and symmetry. The structure will have the maximum chance of surviving an earthquake if:

(a) the load bearing members are uniformly distributed;
(b) all columns and walls are continuous and without offsets from roof to foundation;
(c) all beams are free of offsets;
(d) columns and beams are coaxial;
(e) reinforced concrete columns and beams are nearly the same width;
(f) no principal members change section suddenly;
(g) the structure is as continuous (redundant) and monolithic as possible.

In qualification of the above recommendations it can be said that while they are not mandatory they are well proven, and the less they are followed the more vulnerable and expensive the structure will become.

While it can readily be seen how these recommendations make structures more easily analysed and avoid undesirable stress concentrations and torsions, some further explanation may be warranted. The restrictions to architectural freedom implied by the above, sometimes make their acceptance difficult. Perhaps the most contentious is that of uninterrupted vertical structure, especially where cantilevered facades and columns supporting shear walls are fashionable. But sudden changes in lateral stiffness up a building are not wise (Figure 4.3), firstly because even with the most sophisticated and expensive computerized analysis the earthquake stresses cannot be determined adequately, and secondly, in the present state of knowledge we probably could not detail the structure adequately at the sensitive spots even if we knew the forces involved. The damage to the Sheraton Mirolo Hotel in the 1967 Caracas earthquake[1] illustrates this point, which is further discussed in Section 5.8.2.

This leads naturally into a discussion of the so called 'soft storey' concept. In principle it is advantageous to isolate a structure from excessive ground movements by some sort of spongy layer. It has been proposed that a basically stiff structure could be protected from short-period vibrations by making the bottom storey columns relatively flexible (Figure 4.3). Unfortunately, many modern buildings of this type have not performed well in earthquakes. Recent studies have shown the soft storey concept to have theoretical as well as practical problems, and leading engineers in the USA, New Zealand and elsewhere are advising against it at the present time. Chopra *et al.*[2] found that a very low yield force level and an essentially perfectly plastic yielding mechanism are required in the first storey, and that the required displacement capacity of the first storey mechanism is very large.

Item (c) above recommends that in reinforced concrete structures, coaxial beams and columns should be of similar width. This promotes good detailing and aids the transfer of moments and shears through the members

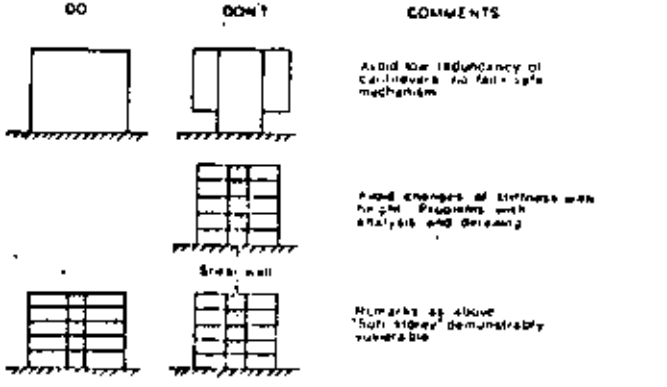


Figure 4.3 Simple rules for vertical frames in aseismic buildings

of the members concerned. Very wide, shallow beams have been found to fail near junctions with normal sized columns, and at present there is a large area of ignorance in the behaviour of such junctions (Figure 4.4).

The remaining main point worth elaborating is item (g) above, which says that a structure should be as redundant as possible. The earthquake resistance of an economically designed structure depends on its capacity to absorb apparently excessive energy input, mainly in repeated plastic deformations of its members. Hence the more continuous and monolithic a structure is made, the more plastic hinges and shear and thrust routes are available for energy absorption. This is why it is so difficult to make precast concrete structures work for strong earthquake motions.

Making joints monolithic and fully continuous is not only important for energy absorption, it also eliminates a frequent source of serious local failure due to high local stresses engendered solely by the very large movements and rotations caused by earthquakes. This problem can arise in such places as the connection of major beams to slabs or minor beams, and beams to columns or corbels.

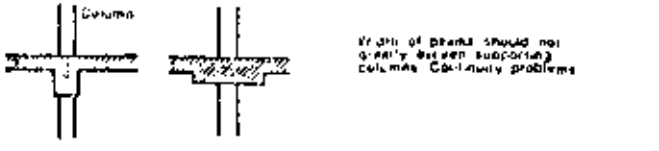


Figure 4.4 Simple rule for widths of beams and columns in aseismic reinforced concrete buildings

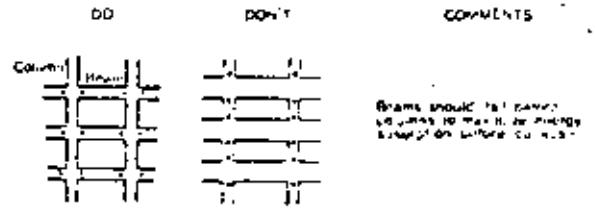


Figure 4.5 Simple rule for relationship between column and beam strengths in aseismic frames

4.2.5 Horizontal and vertical members

In framed building structures it is a fundamental earthquake requirement that horizontal members should fail before vertical members. It is a very important life-saver in that it postpones complete collapse of a structure. Beams and slabs generally do not fall down even after severe damage at plastic hinge positions, whereas columns will rapidly collapse under their vertical loading once sufficient spalling has taken place. This means, for example, that continuous spandrels on light columns are not appropriate in earthquake regions (Figure 4.5). If deep downstand or upstand beams are desirable for architectural reasons their effective depth would have to be substantially reduced by a deep movement gap on each side of all columns (Figure 4.7).

4.2.6 Stiff structures versus flexible

In the past there has been much unresolved discussion of this aspect of design. It revolves around the fact that if the local ground motion is largely in frequencies close to the natural frequency of the building, then the structure will take the maximum punishment. If the local sub-soil will filter out much of the high frequency ground motion (as in Mexico City) then a stiff structure should be subjected to lower seismic forces than a flexible structure, and vice versa (Figure 3.3).

But notwithstanding the above question of resonance with the ground, there still are two schools of thought around the world, the stiff structure school, and those who favour flexible structures. For example in the early 1970's it was alleged that in San Francisco the flexible philosophy currently predominated, while in Los Angeles the stiff school was in vogue, although both cities have a similar range of soil conditions. The chief arguments for and against each form of structure are given in Table 4.1.

One difficulty in weighing up the pros and cons of flexible and stiff structures comes from the lack of clear definitions of the terms 'flexible' and 'stiff'. Perhaps the best that can be said at present is that one structure

Table 4.1

	Advantages	Disadvantages
Flexible Structures	(1) Specially suitable for short period sites for buildings with long periods (2) Ductility arguably easier to achieve (3) More amenable to analysis	(1) High response on long period sites (2) Flexible framed reinforced concrete is difficult to reinforce (3) Non-structure may invalidate analysis (4) Non-structure difficult to detail
Stiff Structures	(1) Suitable for long period sites (2) Easier to reinforce stiff reinforced concrete (i.e., with shear walls) (3) Non-structure easier to detail	(1) High response on short period sites (2) Appropriate ductility not easy to thoroughly achieve (3) Less amenable to analysis

is stiffer than, or less flexible than, another. We shall now consider some current structural forms.

Fully flexible structures may be exemplified by many modern beam and column buildings, where non-structure has been carefully separated from the frame. No significant shear elements exist, actual or potential: all partitioning and infill walls are isolated from frame movements, even the lift and stair shaft walls are completely separated. The cladding is mounted on rocker and roller brackets (of non-corrosive material). This type of completely ductile frame is currently fairly popular in Japan, New Zealand and California. Apart from the points listed in Table 4.1 it has further disadvantages. Floor to floor lateral drift and permanent set may be excessive after a moderate earthquake. In reinforced concrete the joint detailing is very difficult. There is no hidden redundancy (extra safety margin) provided by non-structure as in traditional construction.

Mixed flexibility is deliberately sought by some engineers by incorporating limited shear walls in a framed structure, producing what is still a relatively flexible longer-period structure. One approach to this has been Muto's in Japan, where currently all buildings over fourteen storeys have steel frames. Muto introduced slatted concrete shear panels into the steel frames, to reduce horizontal sway in typhoons and moderate earthquakes, and to absorb energy in strong earthquakes (Section 5.8.2).

Many engineers believe that reinforced concrete shear walls should be included in many framed buildings. This would

(a) reduce lateral drift,
(b) reduce reinforced concrete joint detailing problems,
(c) help to ensure that plasticity develops uniformly over the structure,
(d) prevent column failure in sway due to the $P-\Delta$ effect (the secondary bending resulting from the product of the vertical load and the lateral deflection).

In conclusion it can be said that in many situations either a stiff or a flexible structure can be made to work, but the advantages and disadvantages of the two forms need careful consideration when choosing between them.

4.3 CHOICE OF STRUCTURAL MATERIALS

4.3.1 Seismic strength of materials

In the determination of the form of a structure the choice of material is often an important factor. Sometimes the structural material will be Hobson's Choice, dictated by availability, or political or economic considerations. Whether a fuller choice is possible or not, the following design criteria exist.

Purely in terms of earthquake resistance the best materials have the following properties:

(i) high ductility;
(ii) high strength/weight ratio;
(iii) homogeneity;
(iv) orthotropy;
(v) ease in making full strength connections.

Generally the larger the structure the more important the above properties are. By way of illustration the applicability of the major structural materials to buildings is given in Table 4.2 below. The term 'good reinforced masonry' refers to properly detailed hollow concrete block as discussed in Section 6.6.4.

Most fully precast concrete systems are not suitable for earthquake resistance, because of the difficulty of achieving a monolithic continuous and ductile structure.

The order of suitability shown in Table 4.2 is of course far from fixed as it will depend on many things such as the qualities of materials as locally available, the type of structure and the skill of the local labour in using them.

All these factors being equal, there is arguably little to choose between steel and in situ reinforced concrete for medium-rise buildings, as long as they are both well designed and detailed. For tall buildings steel work is generally preferable, though each case must be considered on its merits. Timber performs well in low-rise buildings almost solely because of its high strength/weight ratio, but must be detailed with great care. Further discussion of the use of different materials is given elsewhere.[1] Interdependent properties

Table 4.2

	Type of building		
	High-rise	Medium-rise	Low-rise
Best Structural materials in approximate order of suitability Worst	(1) Steel (2) In situ reinforced concrete	(1) Steel (2) In situ reinforced concrete (3) Good precast concrete* (4) Prestressed concrete (5) Good reinforced masonry*	(1) Timber (2) In situ reinforced concrete (3) Steel (4) Prestressed concrete (5) Good reinforced masonry* (6) Precast concrete (7) Primitive reinforced masonry

* These two materials only just qualify for inclusion in the medium-rise bracket. Indeed many earthquake engineers would not use either material in Japan masonry is not permitted for buildings of more than three storeys.

have special problems in selecting building materials, from the points of view of cost, availability and technology. Further discussion of these factors has been made by Flores[4]

4.3.2 Seismic response of structural materials

It is worth bearing in mind while choosing materials that if a flexible structure is required then some materials, such as masonry, are not suitable. On the other hand steelwork is used essentially to obtain flexible structures, although if greater stiffness is desired diagonal bracing or reinforced concrete shear panels may sometimes be incorporated in steel frames. Concrete of course can readily be used to achieve almost any degree of stiffness. See also Section 5.1 and Chapter 6.

A word of warning should be given here about the effect of non-structural materials on the structural response of buildings. The non-structure, mainly in the form of partitions, may enormously stiffen an otherwise flexible structure and hence must be allowed for in the structural analysis. This subject is discussed in more detail in Section 4.4.

4.4 THE EFFECT OF NON-STRUCTURE

In considering the form of a structure it is important to be aware that some items which are normally non-structural become structurally very responsive to earthquakes. This means anything which will interfere with the free deformations of the structure during an earthquake. In buildings the principal elements concerned are cladding, perimeter infill walls, and internal partitions. Where these elements are made of very flexible materials, they will not affect the structure significantly, but very often it will be desirable for non-structural reasons to construct them of stiff materials such as precast concrete or blocks or bricks. Such elements can have a significant effect on the behaviour and safety of the structure. Although these elements may be carrying little vertical load, they can act as shear walls in an earthquake with the following important effects. They may:

(a) reduce the natural period of vibration of the structure, hence changing the intake of seismic energy and changing the seismic stresses of the 'official' structure;

(b) redistribute the lateral stiffness of the structure, hence changing the stress distribution;

(c) cause premature failure of the structure usually in shear or by pounding;

(d) suffer excessive damage themselves, due to shear forces or pounding.

The more flexible the basic structure is, the worse the above effects will be; and they will be particularly dangerous when the distribution of such 'non-structural' elements is asymmetric or not the same on successive floors. Stratta and Feldman[5] have discussed some of the effects of infill walls during the Peruvian earthquake of May 1970.

In attempting to deal with above problems, either of two opposite approaches may be adopted. The first approach is knowingly to include these extra shear elements into the official structure as analysed, and to detail accordingly. This method is appropriate if the building is essentially stiff anyway, or if a stiff structure is desirable for low seismic response on the site concerned. It means that the shear elements must be effectively tied into the structure, particularly the columns, and that the shear elements themselves will probably require aseismic reinforcement. Thus 'non-structure' is made into real structure. For notes on the analysis of such composite structures, see Section 5.8.

The second approach is to prevent the non-structural elements from contributing their shear stiffness to the structure. This method is appropriate particularly when a flexible structure is required for low seismic response. It can be effected by making a gap against the structure, up the sides and along the top of the element. The non-structural element will need restraint at the top (with dowels, say) against overturning by out-of-plane forces. If the gap has to be filled, a really flexible material must be used, ie not 'Flexcell'. Some advice on the detailing of infill walls is given in Sections 6.6.5 and 5.2.

Unfortunately, neither of the above solutions is very satisfactory, as the fixing of the necessary ties, reinforcement, dowels, or gap treatments is time-consuming, expensive and hard to supervise properly. Also, flexible gap fillers will not be good for sound insulation.

Finally the client should be warned not to permit construction of solid infill walls without taking structural advice about the earthquake effects.

4.5 THE FORM OF THE SUBSTRUCTURE

Although the form of the substructure must have a strong influence upon the seismic response of structures, little comparative work has been done on this subject. The following notes briefly summarize what appears to be good practice at the present time.

The basic rule regarding the earthquake resistance of substructure is that *integral action* in earthquakes should be obtained. This requires adequate consideration of the dynamic response characteristics of the superstructure and of the subsoil. If a good seismic resistant form has been chosen for the superstructure (Section 4.2) then at least the plan form of the substructure is likely to be sound, i.e.;

(i) vertical loading will be symmetrical;
(ii) overturning effects will not be too large;
(iii) the structure will not be too long in plan.

As with non-seismic design, the nature of the subsoil will determine the minimum depth of foundations. In earthquake areas this will involve consideration of the following factors:

(a) transmission of horizontal base shears from the structure to the soil;
(b) provision for earthquake overturning moments (e.g. tension piles);
(c) differential settlements (Figure 16);
(d) Liquefaction of the subsoil;
(e) the effects of embedment on seismic response.

The effects of depth of embedment are not fully understood at the present time (Section 5.5.3), but some allowance for this effect can be made in substructure interaction analyses (Section 5.5.3), or when determining at what level to apply the earthquake loading input for the superstructure analysis.

Three basic types of building foundations may be listed as;

(1) discrete pads;
(2) continuous rafts;
(3) piled foundations.

Piles of course, may be used in conjunction with either pads or rafts. Continuous rafts or box foundations are good seismic forms only requiring adequate depth and stiffness. Piles and discrete pads require more detailed consideration in order to ensure satisfactory integral action which deals with as many of the structural requirements implied in (i) to (iii) and (a) to (e) above. Integral action should provide sufficient reserves of strength to deal with some of the differential ground movements which are not explicitly

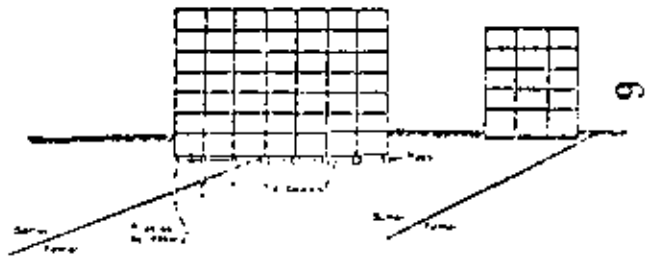


Figure 4.6 Typical structures founded on two types of soil, requiring precautions against differential seismic movements

designed for at the present time. Where a change of soil type occurs under a structure (Figure 4.6), particular care may be necessary to ensure integral substructure action.

This discussion of substructure form is applicable to structures on softer soils only, as structures on rock are naturally integral per media of the rock itself. For a more detailed discussion of foundation design see Section 5.5.4.

REFERENCES

1. Sazen, M. A., Newmark, N. M., and Hoosner, G. W., 'Implications on seismic structural design of the evaluation of damage to the Sarasota-Magnolia', *Proc. 3rd World Conference on Earthquake Engineering*, Chile, III, A.2, 137–150 (1969).
2. Chopra, A. K., Clough, D. P., and Clough, R. W., 'Earthquake resistance of buildings with a "soft" first story', *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 1, No. 4, 347–355 (June 1973).
3. Dawick, D. J., 'Modern construction techniques for earthquake areas', *Earthquake Engineering, Proc. 4th European Symposium on Earthquake Engineering, London, 1972*, published by Bulgarian National Committee on Earthquake Engineering, Sofia, 287–300 (1973).
4. Flores, R., 'An outline of earthquake protection criteria for a developing country', *Proc. 5th World Conference on Earthquake Engineering*, Chile, III, 24, 1–14 (1969).
5. Sarrita, I. L., and Feldman, L., 'Interaction of reinforced concrete frames during earthquakes', *Bulletin of the Seismological Society of America*, 61, No. 3, 603–612 (June 1971).

EFICIENCIA DE SISTEMAS ESTRUCTURALES PARA EDIFICIOS DE CONCRETO EN ZONAS SISMICAS

Enrique Bazán*
Emilio del Valle**
Roberto Meli*

En el proceso de cálculo se dedican los mayores esfuerzos al análisis, dimensionamiento y detallado de una estructura en la que el tipo de elemento, su disposición y geometría general se han supuesto a priori, frecuentemente con poco cuidado. Aunque la obligación de ceñirse al proyecto arquitectónico deje en general poca libertad al calculista para la elección de la solución estructural, es importante que éste trate de influir en esa etapa del proyecto, ya que tanto la economía como el sano comportamiento de la construcción dependen más de las características estructurales definidas en el prediseño, que del refinamiento en el análisis y dimensionamiento. Por otra parte, las herramientas actuales de cómputo permiten realizar rápidamente el análisis de estructuras complejas haciendo factible evaluar en la etapa de prediseño diversas alternativas estructurales.

La elección apropiada de la solución estructural es más importante en zonas sísmicas, ya que el sistema estructural debe limitar los desplazamientos laterales a valores tolerables y ser capaz de resistir fuerzas laterales que, según los nuevos reglamentos, dependen de la ductilidad que es capaz de desarrollar la estructura; generalmente las soluciones estructurales más eficientes para proporcionar rigidez a la estructura tienen un comportamiento poco dúctil, lo cual hace necesario balancear los dos aspectos.

Con el objetivo de definir una metodología para la evaluación, en etapa de prediseño, de distintas soluciones y de obtener resultados que sirviesen de orientación para los calculistas, se estudiaron en el presente trabajo (el diseño aproximado de) edificios de diferentes alturas en los que se varió el sistema estructural. Para cada caso se realizó un dimensionamiento aproximado y se determinó el costo de la estructura. En todo el proceso de diseño se siguieron los requisitos del nuevo Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RDF 76).

Aunque el número de casos estudiados es reducido, los resultados permiten extraer conclusiones preliminares acerca de las ventajas y limitaciones de algunos sistemas estructurales en distintas situaciones en zonas sísmicas.

CASOS ESTUDIADOS

Se consideró como típico un edificio, destinado a oficinas, de planta cuadrada de

---

* Investigador, Instituto de Ingeniería, UNAM
** Ayudante de Investigador, Instituto de Ingeniería, UNAM

24 m de lado y con un número de pisos variable de 6 a 25. Se estudiaron los siguientes sistemas estructurales en concreto reforzado:

a) Marcos que cumplen los requisitos para emplear un factor de ductilidad Q = 4. Los claros fueron de 6 m; para el edificio de 10 pisos se analizó la influencia de distintos tamaños de claros.

b) Sistemas marco-muro que cumplen los requisitos para emplear Q = 2. La posición y características de los muros se eligieron de manera que representaran las de un núcleo típico de escaleras-elevadores.

c) Macromarcos para los que se empleó Q = 4. Se entiende por macromarco el sistema formado por muros acoplados por vigas de gran peralte colocadas cada determinado número de pisos. Estos elementos, situados generalmente en fachada, forman marcos de grandes proporciones en los que se reducen drásticamente las deformaciones por flexión que se presentan en los muros muy altos.

Los casos estudiados se resumen en la tabla 1 y se ilustran en las fig 1 a 3. Como puede apreciarse, se varió la disposición de los muros y de los macromarcos según la altura del edificio para que proporcionaran la rigidez necesaria de manera eficiente.

En todos los edificios estudiados se mantuvieron constantes las siguientes características:

Altura libre de entrepiso de 2.4 m.
Estructuración simétrica e idéntica en las dos direcciones
Concreto de f'_c = 200 kg/cm^2 y acero de refuerzo de f_y = 4 200 kg/cm^2

Sistema de piso con losa maciza de 10 cm de espesor; se consideraron vigas secundarias cuando eran necesarias para limitar las flechas a los valores admitidos por el reglamento.

Cargas verticales de diseño de acuerdo con el RDF 76 y espectro de diseño sísmico correspondiente a la zona de terreno compresible del Distrito Federal, ver fig 4.

Se cree que variaciones moderadas en las propiedades supuestos no alterarían los resultados en forma significativa.

METODOS DE ANALISIS Y DISEÑO

Las dimensiones de los elementos estructurales se definieron inicialmente mediante un diseño preliminar aconsiderando únicamente las cargas verticales y empleando las ayudas de diseño de la ref 1. Se buscó que en esa situación las columnas y las

vigas quedasen reforzadas con las cuantías mínimas admitidas por el reglamento. Un estudio de los costos de elementos estructurales, ref 2, indica que las soluciones más económicas se obtienen para cuantías mínimas de refuerzo.

El análisis para cargas verticales y horizontales se realizó con el programa TABS, ref 3, que ha sido adaptado para la computadora Burrought 6700 del Centro de Servicios de Cómputo de la UNAM. Este programa permite realizar análisis estáticos y dinámicos de estructuras tridimensionales a base de marcos o de marcos y muros. El análisis sísmico empleado fue el dinámico espectral considerando 5 modos de vibración. Para cada caso se empleó el espectro reducido por el factor de ductilidad correspondiente, fig 4.

Por ser las estructuras simétricas, no se producían momentos torsionantes por sismo, excepto los debidos a excentricidades accidentales. La influencia de tales torsiones en los resultados del diseño se evaluó diseñando algunos casos para las dos condiciones: con y sin excentricidad accidental. Los resultados de la tabla 2 indican que el costo de la estructura se incrementa en valores cercanos a 10% por efecto de la torsión accidental. Debido a que interesaban principalmente los costos relativos, se ignoraron en todos los casos las excentricidades accidentales, reduciendo así notablemente el tiempo de cómputo, especialmente en los edificios más altos.

Las dimensiones inicialmente consideradas para los elementos estructurales se modificaron con base en los resultados del análisis sísmico de manera que las rigideces fueron tales que en todos los entrepisos se cumpliese que el desplazamiento horizontal relativo bajo el efecto del sismo de diseño fuese aproximadamente igual a 0.003 veces la altura de entrepiso. Este es el límite superior que admite el reglamento para construcciones en las que existen elementos no estructurales muy sensibles a las deformaciones. La modificación de las dimensiones iniciales se realizó de manera intuitiva procurando que resultaran dentro de los valores usuales en la práctica. Este aspecto amerita estudiarse y definir una metodología para realizar estas modificaciones en la manera más eficiente.

Una vez cumplidos los requisitos de desplazamientos admisibles se efectuó el análisis definitivo con cuyos resultados se realizó el dimensionamiento.

Para facilitar el proceso de dimensionamiento se elaboraron algunos programas sencillos, en los que se incorporaron a los procedimientos de diseño establecidos por el reglamento, diversas simplificaciones acerca de la disposición del refuerzo, teniendo en mente que el objetivo era el de obtener una buena estimación de la cantidad total de refuerzo y no la distribución exacta del mismo. Los muros se diseñaron aplicando las hipótesis generales de flexocompresión y las macrovigas (elementos horizontales de los macromarcos) se diseñaron como vigas, ya que sus relaciones claro a peralte fueron en todos los casos mayores que cuatro.

En congruencia con la práctica profesional se varió el diseño de los elementos cada tres o cuatro pisos (según el número total de estos), solo se diseñaron los elementos principales de cada piso y se consideró el mismo diseño para sus similares.

En el cálculo del costo se incluyeron los del concreto y acero (colocados) y el de la cimbra. Para ello se consideraron precios unitarios representativos de los que regían en la construcción de edificios en la Ciudad de México en agosto de 1976. Estos costos fueron obtenidos en un sondeo realizado en esa fecha, ref 2, y están consignados en la tabla 3. Aunque los valores son muy inferiores a los actuales, se cree todos han crecido en forma aproximadamente proporcional y en consecuencia no deben alterarse las conclusiones del estudio.

No se han incluido los costos de la cimentación, ni el de las instalaciones y acabados, los cuales, desde luego, influyen de manera determinante en el costo total. En edificios específicos en que estos costos puedan estimarse, podrá tomarse una decisión acerca de la economía relativa de las diferentes soluciones, sumándolos a los aquí obtenidos para la estructura.

RESULTADOS Y CONCLUSIONES

En la tabla 5 se muestran las dimensiones finales de los elementos del primer piso de los casos estudiados. Las dimensiones obtenidas pueden estimarse pequeñas, especialmente para el edificio de 17 pisos a base de marcos. Esto se debe en parte a que para fines de análisis estructural se supuso que las zonas donde se unen las vigas con las columnas o muros son indeformables, es decir, que en los cruces de ejes existen zonas de rigidez infinita y que los claros libres son menores que las distancias entre ejes. Con esta idealización se estima de manera más realista la rigidez de los edificios, y se obtienen para ella valores mayores que los que resultan de suponer, como es usual, que los claros van hasta los cruces de ejes, siendo las diferencias mayores mientras más alto sea el edificio, porque las escuadrías son también más grandes. Por ejemplo para el edificio de 17 pisos a base de marcos, la rigidez obtenida con la idealización citada resultó 50% mayor que la correspondiente a considerar claros libres hasta los cruces de ejes. Cabe notar que, teniendo fijas las dimensiones, no necesariamente es conservador subestimar la rigidez, porque esto implica sobrestimar los periodos de vibración, lo cual puede conducir erróneamente a la zona donde las ordenadas espectrales disminuyen, sobre todo en edificios bastante altos.

También hay que notar que las fuerzas laterales que se obtienen en el análisis dinámico espectral son menores que las que daría el análisis estático; de haberse utilizado este último se habría llegado a dimensiones mayores para los elementos.

En la tabla 6 se resumen los resultados de los casos analizados. Se proporcionan para cada caso los costos de los distintos elementos estructurales, así como los

costos totales y los relativos al área total construida del edificio. Se incluyen también datos de alturas totales y áreas libres.

La fig 5 ilustra la variación con el número de pisos del costo de los distintos elementos en los edificios a base de marcos. Se aprecia que los costos de las vigas y de las columnas aumentan rápidamente con el número de pisos, haciendo crecer significativamente el costo de la estructura. Este incremento se debe principalmente a la necesidad de hacer más robustos los elementos para que los marcos tengan la rigidez necesaria para limitar los desplazamientos laterales.

En la tabla 4 se comparan, para los edificios de 10 pisos, los costos de marcos con distinto tamaño de claros. Se aprecia que el costo de la estructura es prácticamente independiente del claro para los casos estudiados. Hay que tomar en cuenta que al aumentar el claro se tiene una mayor área libre en planta, pero también una mayor altura total de edificio y por tanto un mayor costo de instalaciones y acabados.

Para la solución con macromarcos se aprecia en la tabla 6 que el costo unitario aumenta más lentamente con el número de pisos que en los otros dos tipos de estructuración.

La comparación de costos de las distintas soluciones se ilustra en la fig 6 y da lugar a las conclusiones siguientes:

Para edificios hasta de seis pisos la estructuración a base de marcos resulta la más económica y no se requiere el empleo de elementos rigidizantes. Entre 7 y 10 pisos las diferencias entre las distintas soluciones son pequeñas, por lo que conviene usar la estructuración que más se adapte al proyecto arquitectónico. Arriba de 10 pisos la solución a base de marcos solos se vuelve pesada y antieconómica. Entre 10 y 20 pisos el costo de soluciones con marcos y muros y con macromarcos son similares. Arriba de 20 pisos resulta menor el costo si se emplean macromarcos.

Un problema estructural bastante conocido que se presenta en edificios altos que tienen muros, consiste en que al deformarse éstos como voladizos ante las cargas laterales se apoyan sobre los marcos en la parte superior del edificio. Como los giros por flexión de los muros son bastante apreciables, en las vigas que se conectan a ellos, se producen momentos y fuerzas cortantes altos, frecuentemente superiores a los que ellas son capaces de resistir. Las columnas que deben soportar tales fuerzas cortantes como reacciones resultan con excesiva carga axial. De hecho estas vigas y columnas tendrían que ser de dimensiones exageradas para poder resistir tales elementos mecánicos. Para no caer en esa solución es usual admitir que en cierto nivel de intensidad sísmica las zonas de las vigas que llegan a los muros se convertirán en articulaciones plásticas, las que al aumentar la intensidad del temblor, solamente girarán sin admitir momentos flexionantes mayores que su momento resistente de fluencia. Esta práctica tiene sin embargo los siguientes inconvenientes:

a) requiere que se diseñen las zonas en cuestión con precauciones especiales para que tengan gran capacidad de rotación, b) en vista de que la estructura se vuelve más flexible al formarse las articulaciones es necesario aumentar las dimensiones de otros elementos para limitar los desplazamientos a valores admisibles, c) para temblores de intensidad moderada ocurrirán daños en las zonas de unión de vigas y columnas, que traerán como consecuencia costos adicionales de reparación.

La opción que prácticamente elimino los problemas mencionados en el párrafo precedente es el uso de macromarcos, ya que las macrovigas obligan a los muros a tener puntos de inflexión en distintos niveles e impiden así que tengan giros excesivos por flexión. Esto se apreció en los casos estudiados en este trabajo. Para edificios más altos o más esbeltos que los aquí tratados es todavía más conveniente, y posiblemente necesario, el uso de esta solución.

Las diferencias de costos para un número fijo de pisos no son importantes, y, en porcentaje, serán todavía menores si se refieren al costo global del edificio (incluyendo instalaciones y acabados). Sin embargo podrían haber sido mayores de no haberse seguido la estrategia de procurar que los desplazamientos laterales estén muy cerca de los límites permisibles. No es usual en la práctica afinar las dimensiones hasta ese extremo; pero se ha constatado en el desarrollo de este estudio que haciéndolo se puede lograr disminuciones importantes en los escuadrías y consecuentemente en los costos, en especial si la estructuración es a base de marcos.

Desde el punto de vista arquitectónico la solución de macromarco es más restrictiva que la de muros con marcos por la necesidad de ubicar las macrovigas. Sin que impidan la circulación dentro del edificio. Sin embargo para edificios altos es imprescindible proporcionar la rigidez a través de un diseño apropiado de la fachada. Los macromarcos representan un caso de las soluciones de fachadas rigidizadas que se han empleado en los edificios de gran altura.

REFERENCIAS

1. "Diseño y Construcción de Estructuras de concreto, Normas Técnicas complementarias del Reglamento de construcciones para el Distrito Federa. Con comentarios, Ayudas de diseño y Ejemplos", Informe 401 Instituto de Ingeniería, jul, 1977.

2. "Manuel para diseño y construcción de estructuras de concreto reforzado" Comisión Coordinadora de la Industria Siderúrgica, nov 1976

3. Wilson, E. L. y Dovey, "Three Dimensional analysis of builging systems TABS", publicación EERC 72-8, University of Califomia, Berkeley, 1972

TABLA 1. CASOS ESTUDIADOS

No DE PISOS	MARCOS	MARCOS Y MURO	MACRO-MARCO
6	X+	X+	X
10*	X+	X+	X
17	X	X	X
25		X	X

* Este caso se estudio haciendo variar el claro entre columnas.

\+ Caso en los que se considero excentricidad accidental.

TABLA 2. INFLUENCIA DE EXCENTRICIDADES ACCIDENTALES EN EL COSTO DE LA ESTRUCTURA

No DE PISOS	ESTRUCTURACION	COSTO (MILES DE PESOS)		% AUMENTO
		SIN TORSION	CON TORSION	
10	MARCO	2679	2959	10.5%
6	MARCO	1363	1489	9.25%
6	MACROMARCO	1383	1543	11.58%

CONCEPTO	ELEMENTO	UNIDAD	PRECIO UNITARIO (PESOS)
CIMBRA NO APARENTE	VIGAS	m^2	115
	COLUMNAS		135
	LOSAS		105
COLOCACION DE CONCRETO	VIGAS	m^3	138
	COLUMNAS		138
	LOSAS		138
CONCRETO	f'_c 200 kg/cm^2	m^3	507
ACERO DE REFUERZO	f_y 4200 kg/cm^2	ton	10070

TABLA 4. INFLUENCIA DE LA SEPARACION DE COLUMNAS EN EL COSTO. EDIFICIOS DE 10 PISOS A BASE DE MARCOS.

	CLARO*, m	4.80	6.0	8.0
COSTO, MILES DE PESOS	COLUMNAS	359	258	229
	TRABES	1002	910	898
	LOSAS	1003	1001	1041
	VIGAS SECUNDARIAS	259	261	425
	TOTAL	2623	2460	2593

*Ver fig 1

TABLA 5. DIMENSIONES DE ELEMENTOS EN PLANTA BAJA

TIPO DE ESTRUCTURACION		Número de pisos	6	10	17	25
	Marcos fig (1)	COLUMNAS	5.0 x 50	60 x 60	70 x 70	—
		VIGAS	25 x 55	25 x 60	30 x 70	—
	Marco y muro fig (2)	COLUMNAS	40 x 40	45 x 45	55 x 55	80 x 80
		VIGAS	25 x 50	25 x 55	25 x 70	30 x 70
		MURO	400 x 15	400 x 20	525 x 25	830 x 30
	Macromarco fig (3)	COLUMNAS	40 x 40	45 x 45	55 x 55	75 x 75
		VIGAS	25 x 50	75 x 55	30 x 70	30 x 70
		MURO	200 x 15	190 x 20	120 x 30	180 x 30
		MACRO-VIGA	150 x 20	180 x 20	125 x 30	180 x 30

Dimensiones en cm

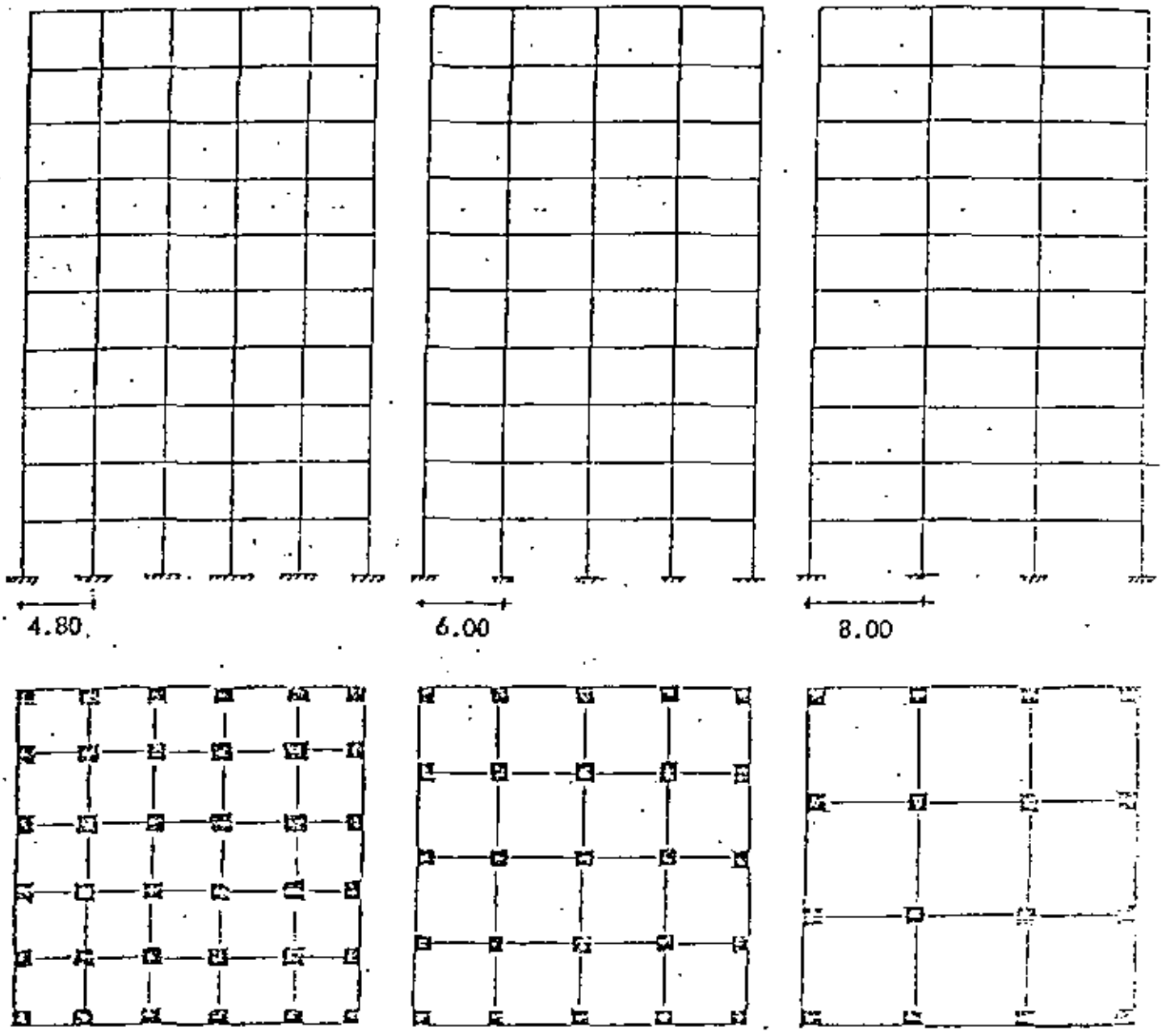
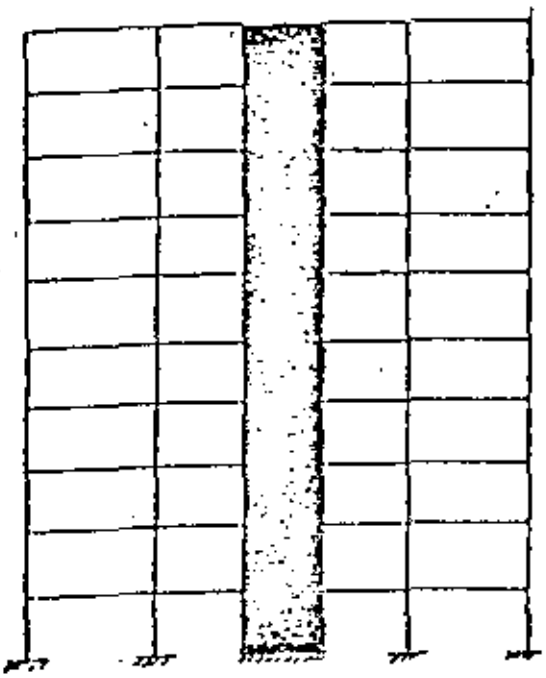
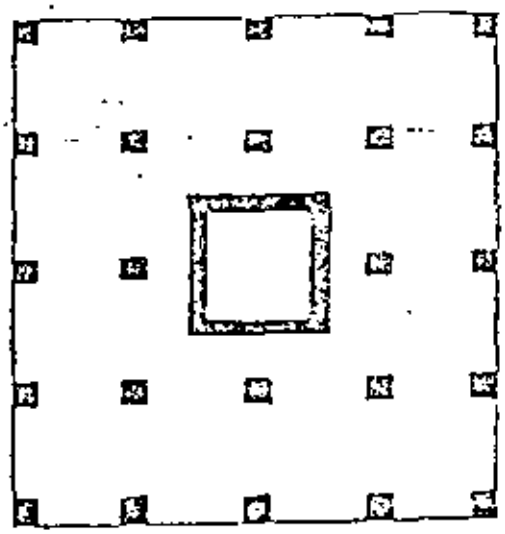


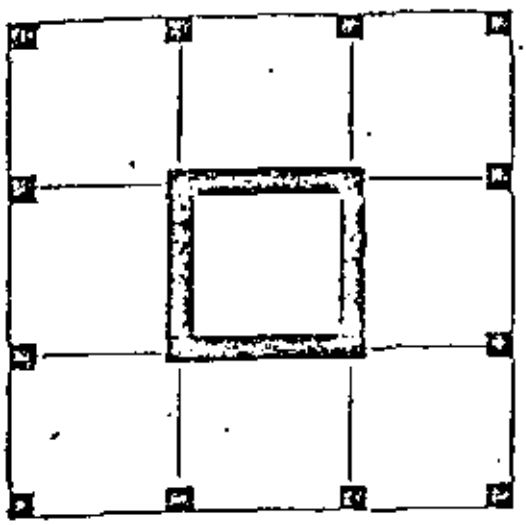
Fig 1. Estructuración a base de marcos (alternativas estudiadas para 10 pisos)



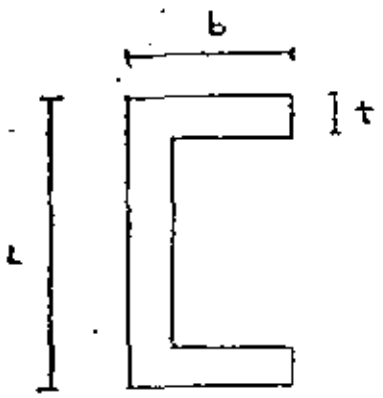
a) Elevación esquemática



b) Planta para 6, 10 y 17 niveles

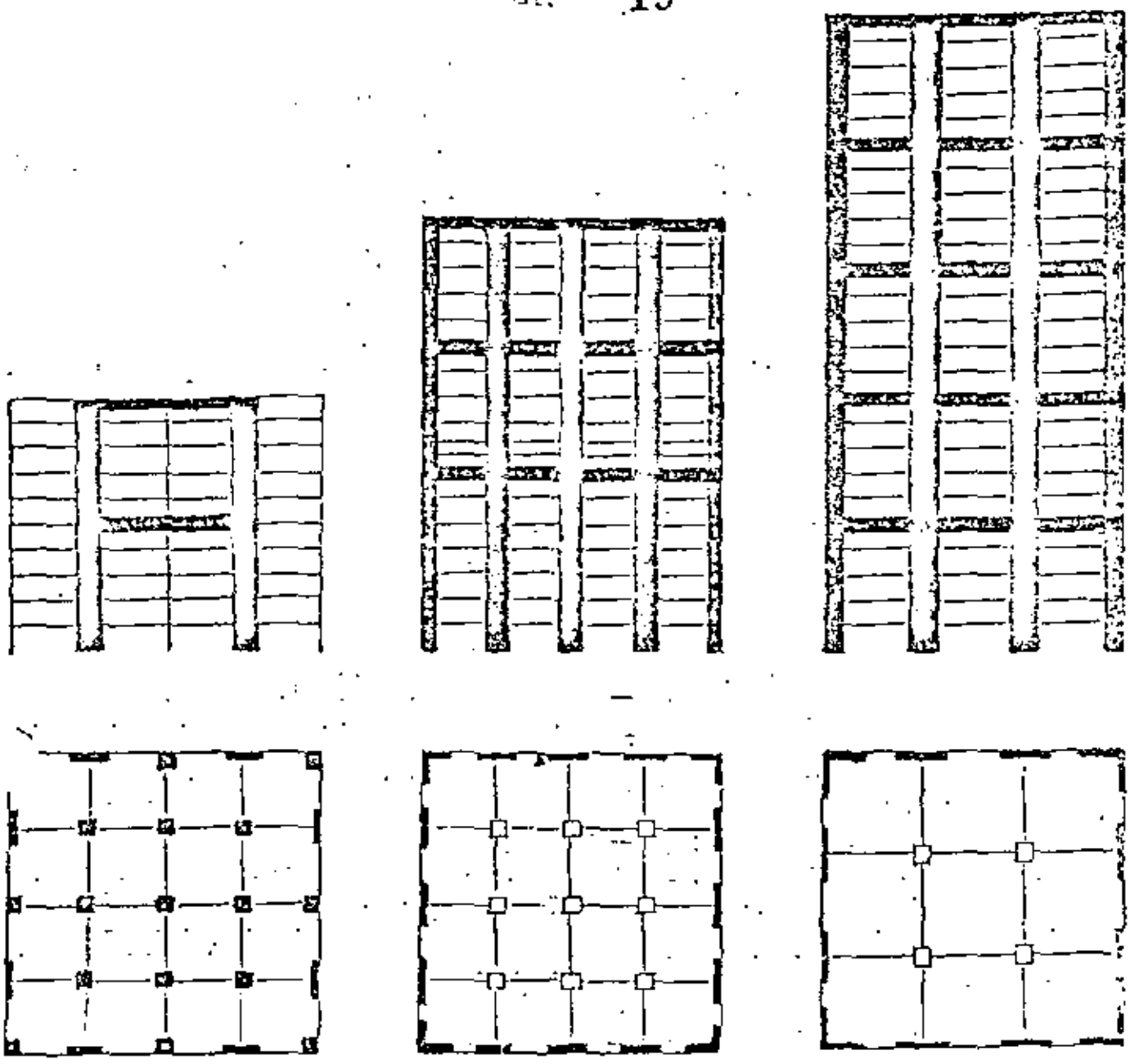


c) Planta para 25 niveles



d) Detalle de la sección de muro considerada

Fig 2. Estructuración a base de marcos con muros de rigidez



a) Edificio de 6 y 10 niveles

b) Edificios de 17 y 25 niveles

Fig 3. Estructuración a bse de macromarcos

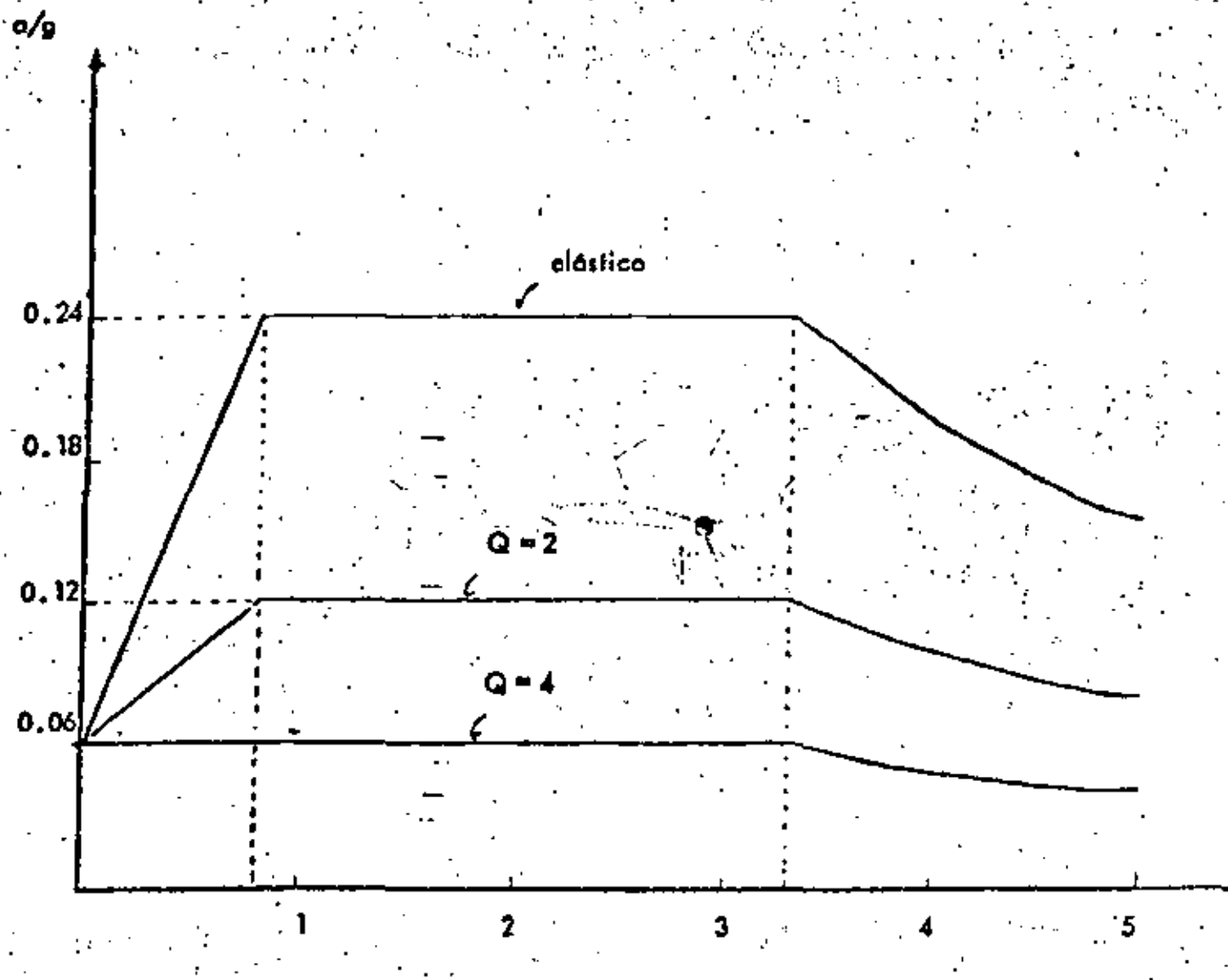
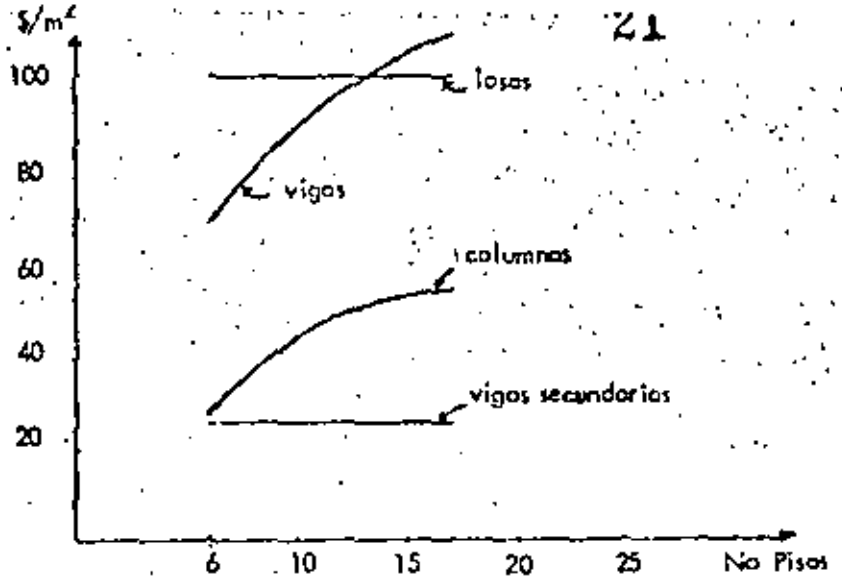
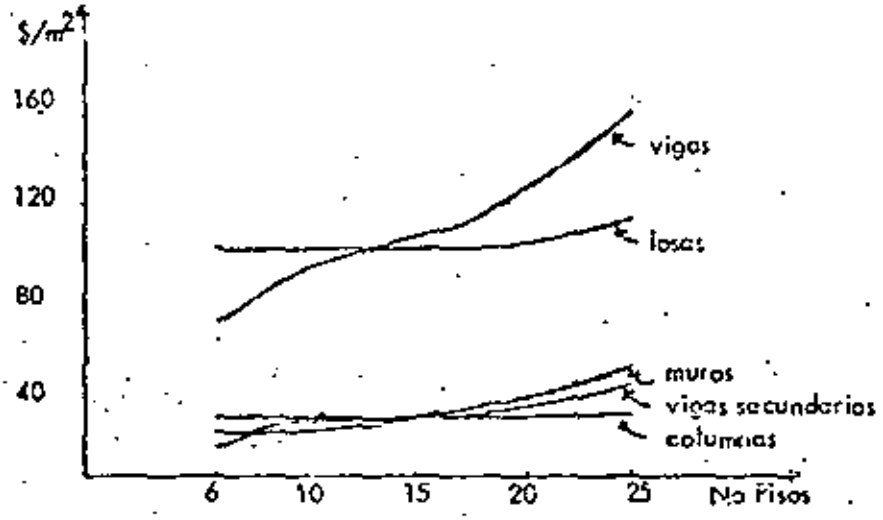


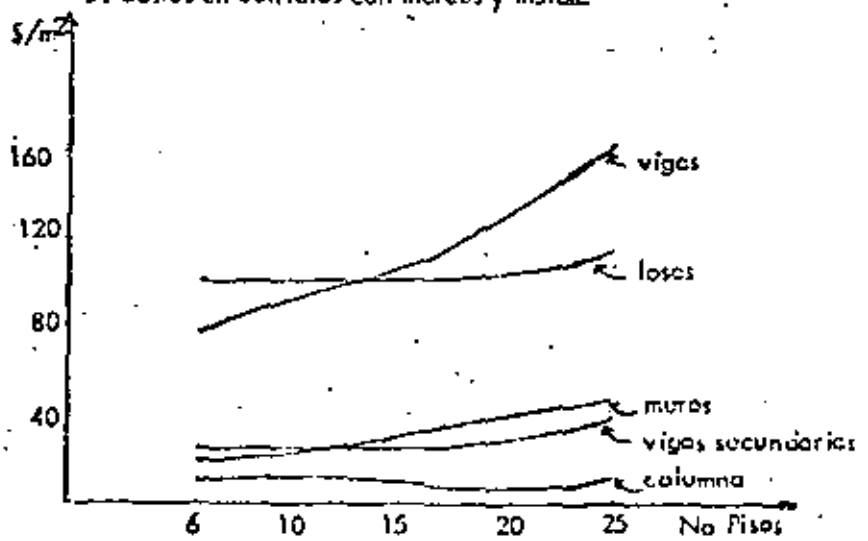
Fig 4. Espectros de diseño utilizados (RDF 76)



a. Costos en edificios con solo marcos.



b. Costos en edificios con marcos y muros.



c. Costos en edificios con macromarcos.

Fig. 5. Variación de costos para las diferentes estructuraciones

No. DE NIVELES		6			10			17			25	
COSTO EN MILES DE PESOS	VIGAS	425	416	468	936	929	916	2105	1856	1956	2739	2730
	COLUMNAS	162	82	60	451	225	124	930	446	141	643	275
	LOSAS	618	618	618	1031	1031	1031	1752	1752	1752	2861	2861
	VIGAS SECUNDARIAS	157	157	157	261	261	261	444	444	444	1249	1249
	MUROS	—	120	120	—	195	230	—	488	605	1194	1152
	COSTO TOTAL	1362	1423	1423	2679	2611	2562	5231	4986	4593	8686	8267
	AREA TOTAL	3557	3557	3557	5954	5954	5954	10199	10199	10199	15289	15289
	COSTO/m²	383	399	400	450	439	430	513	493	480	582	554
	ALTURA	17.7	17.4	17.4	30.85	29.30	29.30	51.8	51.8	51.8	77.5	76.6
	AREA LIBRE	3516	3526	3530	5880	5839	5888	10042	10014	10049	15119	15232

TABLA 6. COMPARACION DE LAS ESTRUCTURAS ESTUDIADAS

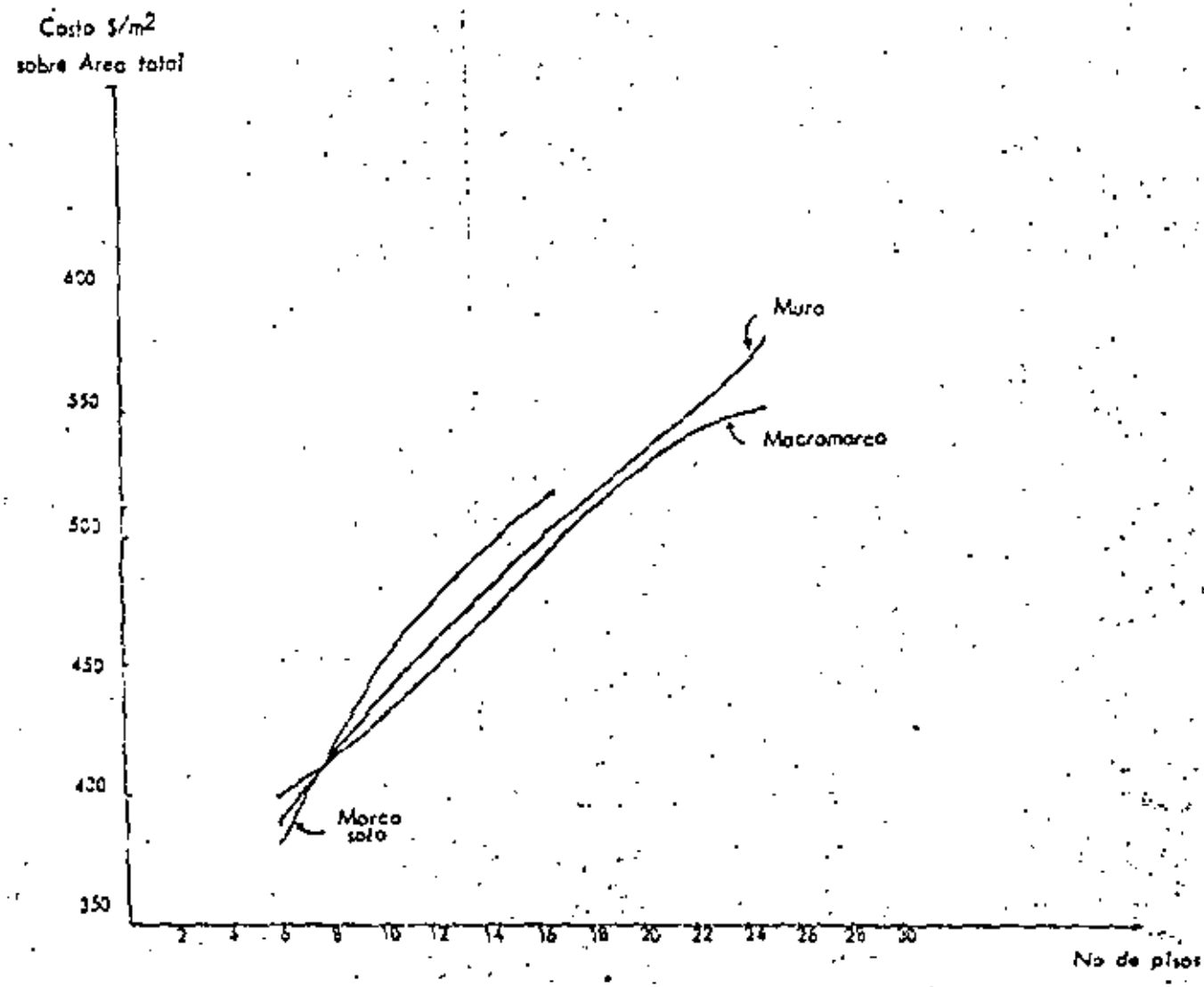


Fig 6. Variación del costo de distintas soluciones estructurales con el número de pisos

Sobia

DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.

VII CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERIA SISMICA

DISEÑO SISMICO DE EDIFICIOS

* METODO ITERATIVO PARA EVALUAR EL EFECTO PA

** A MODIFICATION TO THE SUBASSEMBLAGE METHOD OF DESIGNING UNBRACED MULTI-STORY FRAMES

Ing Oscar de Buen y López de Heredia

10 Agosto, 1981

MÉTODO ITERATIVO PARA EVALUAR EL EFECTO PΔ

1. SE HACE UN ANÁLISIS ORDINARIO DE PRIMER ORDEN DE LA ESTRUCTURA CON LAS CARGAS VERTICALES Y HORIZONTALES QUE OBRAN SOBRE ELLA.

2. DE LOS RESULTADOS DEL PASO 1 SE OBTIENEN LOS DESPLAZAMIENTOS Δ DE LOS ENTREPISOS.

3. SE CALCULAN LAS FUERZAS HORIZONTALES FICTICIAS $F_i = V_i - V_{i+1} = \frac{\Sigma P_i}{h_i} \Delta_{i,i-1} - \frac{\Sigma P_{i+1}}{h_{i+1}} \Delta_{i+1,1}$

4. SE REPITE EL PASO 1, CON LAS CARGAS VERTICALES REALES Y LAS FUERZAS HORIZONTALES INCREMENTADAS CON LAS FICTICIAS CALCULADAS EN 3.

5. SE REPITE EL PROCESO EL NÚMERO DE VECES QUE SEA NECESARIO PARA QUE LOS DESPLAZAMIENTOS Δ EN DOS CICLOS CONSECUTIVOS SEAN IGUALES, DENTRO DE LA PRECISIÓN DESEADA. EN CADA CICLO SE UTILIZAN LAS FUERZAS HORIZONTALES FICTICIAS OBTENIDAS EN EL ANTERIOR, SUMADAS A LAS REALES.

6. LOS ELEMENTOS MECÁNICOS FINALES TIENEN EN CUENTA EL EFECTO PΔ EN TODAS LAS VIGAS Y COLUMNAS DEL MARCO.

EN ESTRUCTURAS BIEN DISEÑADAS LA CONVERGENCIA ES RÁPIDA Y LA PRIMERA ITERACIÓN SUELE PRODUCIR RESULTADOS ACEPTABLES; SUELEN BASTAR DOS O TRES CICLOS.

SI DESPUÉS DE SEIS O SIETE CICLOS NO SE HAN OBTENIDO TODAVÍA LOS MOMENTOS FINALES CONVIENE MODIFICAR LA ESTRUCTURA, QUE ES DEMASIADO FLEXIBLE.

SI EL PROCESO NO CONVERGE, LA ESTRUCTURA ES INESTABLE.

EL MÉTODO ES APLICABLE A MARCOS NO CONTRAVENTEADOS Y A MARCOS CONTADOS DE CONTRAVENTEOS O MUROS DE RIGIDEZ, LOS QUE DEBEN TENERSE EN CUENTA EN LOS ANÁLISIS DE PRIMER ORDEN.

MÉTODOS APROXIMADOS PARA EVALUAR EL EFECTO PΔ.

A) Se estiman los desplazamientos de entrepiso tomando como base los requisitos contenidos en los códigos, y se utilizan para calcular las fuerzas horizontales ficticias. Conocidas éstas se hace un análisis de primer orden de la estructura con las cargas verticales reales y las horizontales incrementadas y se determinan: los desplazamientos de los niveles, si son menores que los supuestos, los elementos mecánicos obtenidos son una aproximación conservadora de los reales, pues corresponden a desplazamientos de entrepiso mayores que los que se presentarán en la estructura. Se obtiene así un diseño conservador, pero que requiere menos trabajo que el necesario para aplicar el método iterativo.

B) 1. Se efectúa un análisis de primer orden con el que se determina el desplazamiento Δ_{1i} de cada nivel.

2. Se calculan los desplazamientos incrementados por efectos de segundo orden, con la expresión

$$\Delta_{2i} = \frac{\Delta_{1i}}{1 - \Sigma P_i \Delta_{1i} / V_i h_i}$$

Δ_{2i} es la deflexión de segundo orden, es decir, el desplazamiento total del nivel i producido por la acción combinada de las fuerzas horizontales y el efecto PΔ, Δ_{1i} es la deflexión de primer orden ocasionada por las cargas verticales y horizontales reales, calculada en 1, ΣP_i y V_i son la carga vertical total acumulada desde el extremo superior del edificio hasta el entrepiso considerado y la fuerza cortante real en él, y h_i es la altura libre del entrepiso, entre los niveles que lo limitan.

3. Se determinan las fuerzas horizontales ficticias utilizando los desplazamientos Δz_i.

4. Los elementos mecánicos de segundo orden se obtienen con un nuevo análisis de primer orden del marco sometido a la acción simultánea de las cargas verticales y horizontales reales más las fuerzas ficticias calculadas en el paso 3.

c) MÉTODO PROPUESTO EN EL REGLAMENTO DEL D.F. Los momentos de segundo orden en los extremos de las columnas de un entrepiso, producido por cargas verticales y horizontales combinadas, se calculan aproximadamente con la fórmula

$$M \doteq V_i h_i \left(1 + \frac{\Sigma P_i/h_i}{R - 1.2\Sigma P_i/h_i}\right) \quad (a)$$

ΣP_i, V_i y h_i tienen los mismos significados que en la ecuación del método B y R es la rigidez del entrepiso (cociente de la fuerza cortante entre el desplazamiento horizontal relativo de los niveles que lo limitan).

Los momentos finales en los extremos de los miembros se calculan como sigue:

1. Mediante un análisis de primer orden se obtienen los momentos en los extremos de vigas y columnas, producidos por las cargas verticales únicamente.

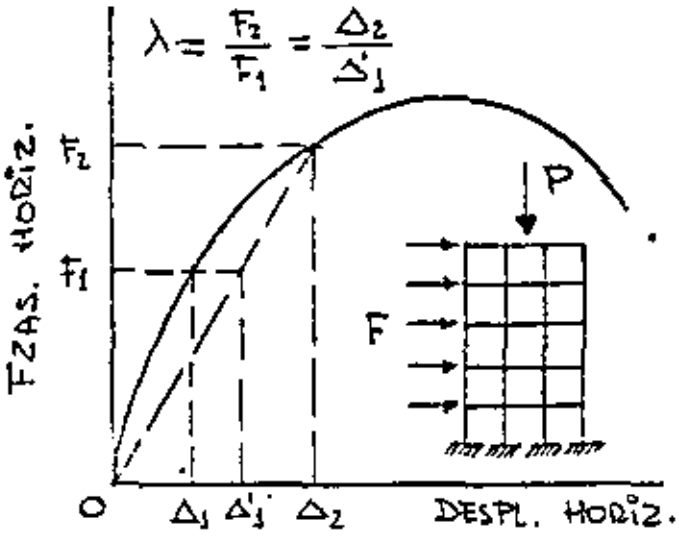
2. Con otro análisis de primer orden se calculan los momentos en los extremos ocasionados por las fuerzas horizontales reales exclusivamente.

3. Los momentos obtenidos en 2 se multiplican por el factor de amplificación dado por la ec. (b), que proviene de la (a).

$$F.A. = 1 + \frac{\Sigma P_i/h_i}{R - 1.2\,\Sigma P_i/h_i} \qquad (b)$$

4. Se superponen los resultados de los pasos 1 y 3, con lo que se obtienen los momentos finales en los extremos de vigas y columnas, amplificados por efectos de segundo orden.

Aunque hasta ahora se han obtenido los efectos PΔ utilizando cargas verticales de trabajo, se recomienda que las fuerzas horizontales ficticias se calculen con las cargas verticales factorizadas multiplicando ΣP_i por el factor de carga λ correspondiente a la combinación de solicitaciones que se esté empleando.



La curva de la figura representa el comportamiento de la estructura bajo cargas verticales P y horizontales F, y F_2 y F_1 son las fuerzas laterales correspondientes al límite de utilidad estructural (aparición del esfuerzo de fluencia o formación de la primera articulación plástica) y las de trabajo que guardan entre sí una relación igual al factor de carga λ.

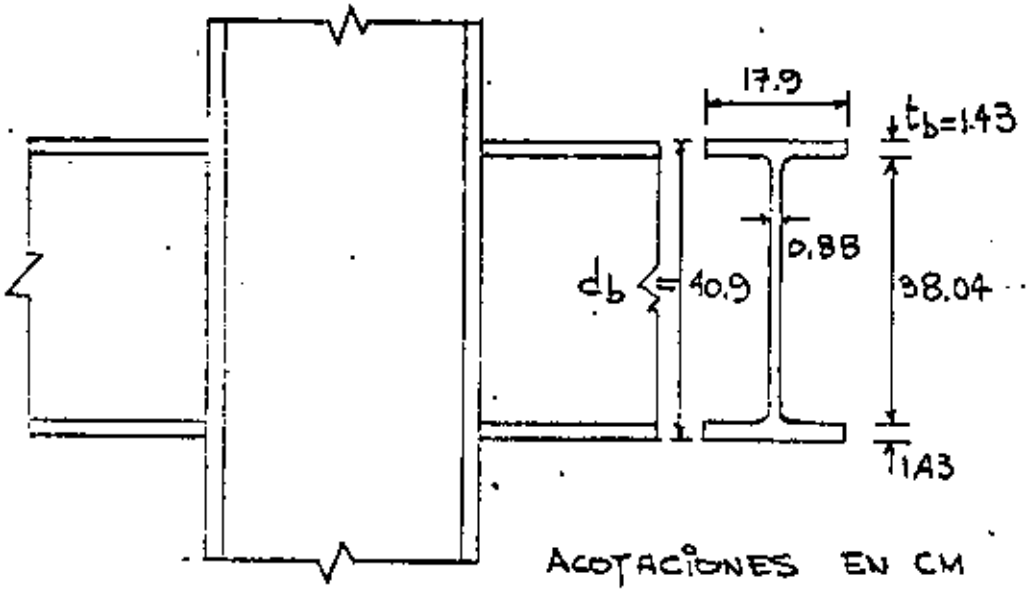
El desplazamiento Δ_2 producido por F_2 es mayor que $\lambda\Delta_1$, lo que se debe a los efectos de segundo orden.

El empleo en el análisis de fuerzas horizontales ficticias calculadas con las cargas verticales factorizadas equivale a calcular el efecto PΔ, producido por las cargas de trabajo, con las deflexiones incrementados Δ'_1, con lo que los elementos mecánicos de 2° orden correspondientes al límite de utilidad estructural son iguales a los producidos por las cargas de trabajo multiplicadas por λ, con lo que se conserva el factor de carga buscado.

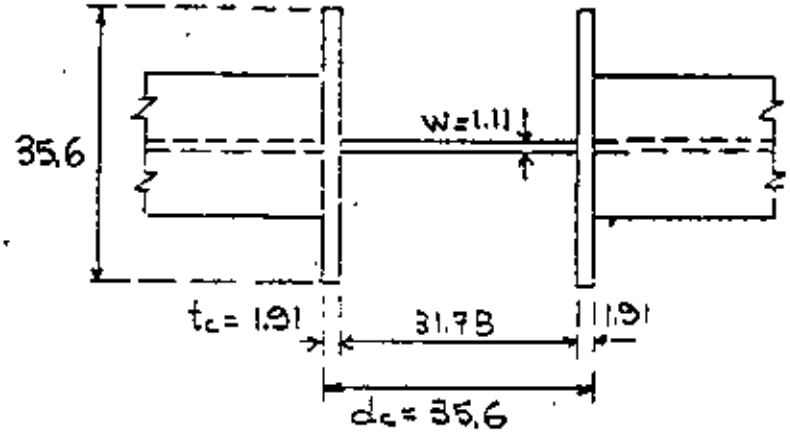
DISEÑO DE UNA CONEXIÓN VIGA-COLUMNA DE UN MARCO RÍGIDO DE EDIFICIO (ACERO A36).

PERFILES. COLUMNA. 1 H 356 MM x 356 MM x 134 KG/M

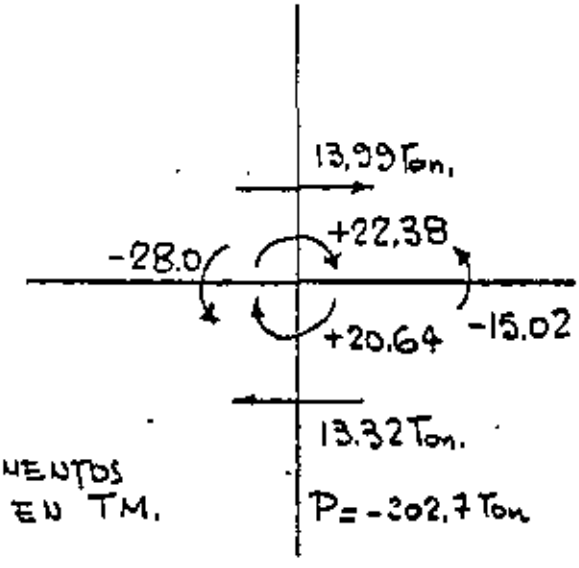
VIGAS. 1 IPR 16" x 7" x 67.1 KG/M



ACOTACIONES EN CM



ELEMENTOS MECÁNICOS POR CARGA VERTICAL + SISMO DE IZQUIERDA A DERECHA S



MOMENTOS EN TM.

REVISIÓN DEL GRUESO DEL ALMA DE LA COLUMNA POR CORTANTE

CONVIENE EMPEZAR CON ESTA REVISIÓN, PUES SI HACE FALTA AUMENTAR EL GRUESO DEL ALMA DE LA COLUMNA CAMBIA EL COMPORTAMIENTO DESDE EL PUNTO DE VISTA DE LOS ATIESADORES HORIZONTALES.

Ec. 16. $W_{nec} = \dfrac{\sqrt{3}}{\sigma_y d_c}\left(\dfrac{M_b + M_c}{d_b} - V_{col}\right) =$

$$= \frac{\sqrt{3}}{2530 \times 35.6}\left(\frac{2\,800\,000 + 1\,502\,000}{40.9} - 13990\right) = 1.75\ cm > 1.11$$

Ec. 17. $W_{nec} = \dfrac{\sqrt{3}}{\sigma_y}\dfrac{\Delta M}{0.95 d_b \times 0.95 d_c} = 2.24\ cm = 1.28 \times 1.75$

LA EC. 17 INDICA QUE SE REQUIERE UN ALMA 28% MÁS GRUESA QUE LA CALCULADA CON LA EC. 16.

Ec. 18. $$\tau_{av.} = \frac{(\Delta M/d_b)(1-\rho)}{(d_c - t_c)w + 62.4\, I_{cf}/d_b^2}$$

$$(M_p)_v = Z_x \sigma_y = 1343.7 \times 2530 = 3\,399\,600\ Kg.cm$$

$$\rho = \frac{V_{col}\, d_b}{\Delta M} = \frac{13990 \times 40.9}{3\,399\,600 \times 2} = 0.084\ ; \quad I_{cf} = \frac{b_c t_c^3}{12} = \frac{35.6 \times 1.91^3}{12} = 20.7\ cm^3$$

$$\tau_{av} = \frac{(6\,799\,200/40.9)(1-0.084)}{(35.6-1.91)1.11 + 62.4 \times 20.7/40.9^2} = \frac{152\,275}{37.396 + 0.772} = 3989\ Kg/cm^2$$

Ec. 19. $\bar{\tau}_y = \dfrac{\sigma_y}{\sqrt{3}}\sqrt{1 - \left(\dfrac{P}{P_y}\right)^2}$; $P_y = A\sigma_y = 171.27 \times 2.53 = 433.31\ Ton$

$$\bar{\tau}_y = \frac{2530}{\sqrt{3}}\sqrt{1 - \left(\frac{202.7}{433.31}\right)^2} = 1291\ Kg/cm^2 < 3989$$

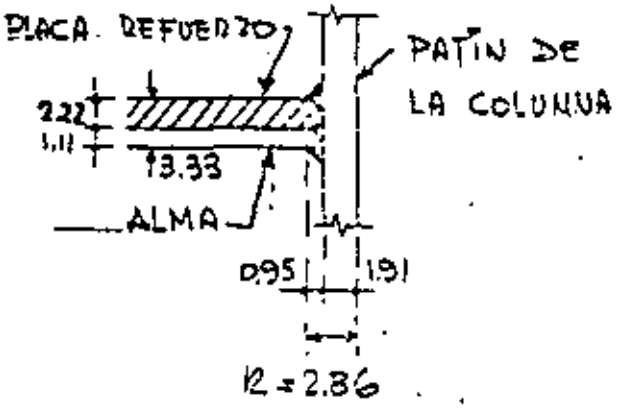
DE ACUERDO CON LAS ECS. 18 Y 19 EL ALMA NECESITA REFUERZO.

DESPRECIANDO LA RESISTENCIA A LA FLEXIÓN DE LOS PATINES DE LA COLUMNA, EL GRUESO DE LA PLACA DE REFUERZO SE CALCULA CON LA EXPRESIÓN

$$t_p = \frac{\bar{C}_{AV} - \bar{C}_y}{\bar{C}_y} W = \frac{3989 - 1291}{1291} \times 1.11 = 2.32 \text{ cm}$$

SE COLOCARÁ UNA PLACA ADOSADA AL ALMA DE 2.22 cm (7/8") (GRUESO TOTAL = 2.22 + 1.11 = 3.33 cm). (SI SE APLICA LA EC. 18 CON W = 3.33 cm SE OBTIENE $\bar{C}_{AV} = 1348 \text{ Kg/cm}^2 \doteq \bar{C}_y$).

EN GENERAL, DEBE REVISARSE QUE LA PLACA ADOSADA NO FALLE POR PANDEO POR CORTANTE.



EN LA ZONA DE LA PLACA DE REFUERZO CONVIENE UTILIZAR SOLDADURAS DE PENETRACIÓN COMPLETA EN ELLA Y EN EL ALMA, PARA DESARROLLAR SU RESISTENCIA ÍNTEGRA, Y REFORZARLA CON CORDONES PARA AUMENTAR LA DISTANCIA k.

ATIESADORES HORIZONTALES

1. FRENTE AL PATÍN COMPRIMIDO

Ec. 13. $$W_{nec} = \frac{A_f}{t_b + 5k_c} = \frac{17.9 \times 1.43}{1.43 + 5 \times 2.86} = 1.63 \text{ cm} < 3.33$$

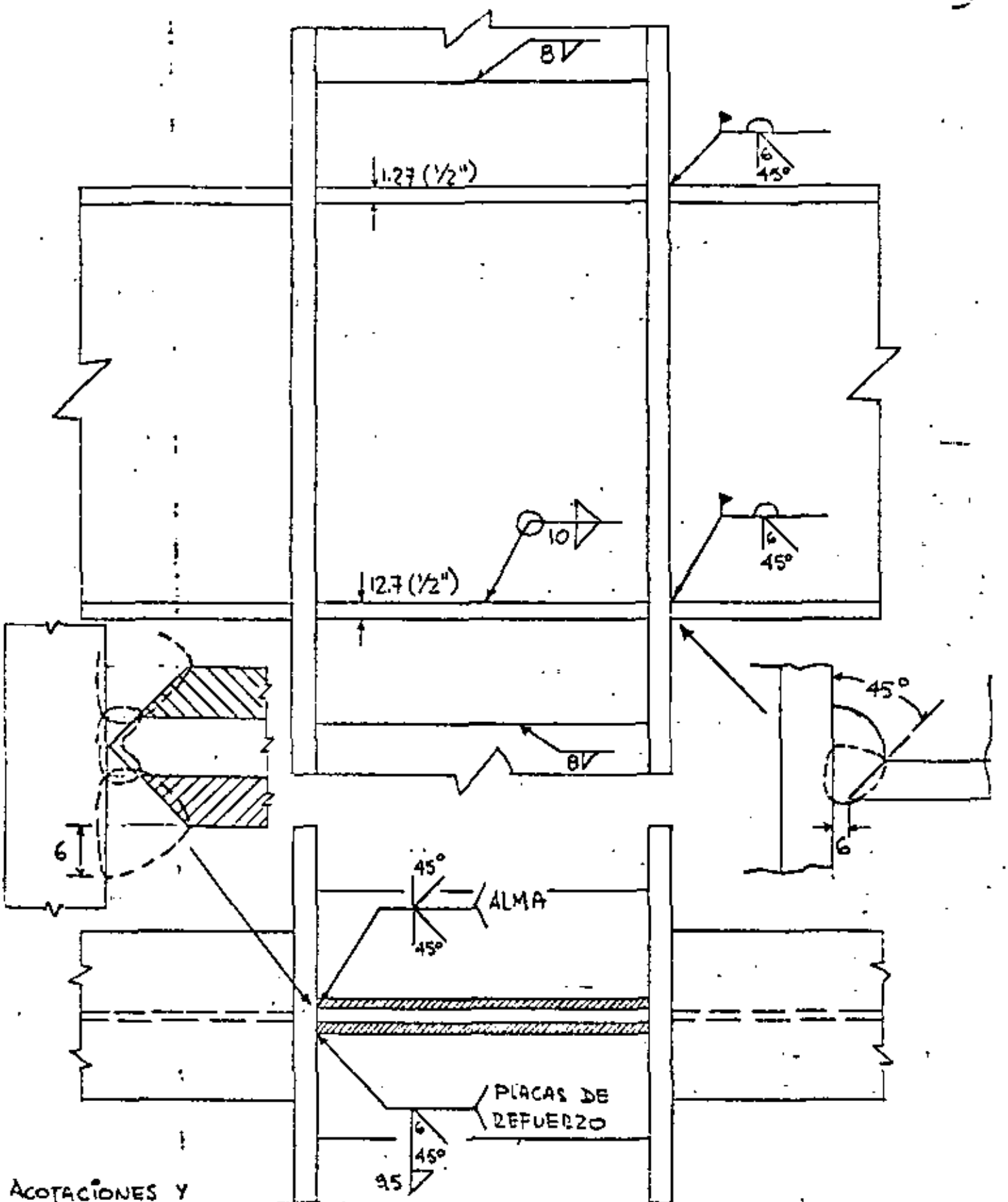
Ec. 14. $$W \geq d_c \sqrt{\sigma_y} / 1509 = 35.6 \sqrt{2530} / 1509 = 1.19 \text{ cm} < 3.33$$

NO SE NECESITAN ATIESADORES

2. FRENTE AL PATÍN EN TENSIÓN.

Ec. 15. $$t_c = 0.4 \sqrt{A_f} = 0.4 \sqrt{17.9 \times 1.43} = 2.02 \text{ cm} > 1.91$$

SE NECESITAN ATIESADORES. SE COLOCARÁN DE UN TAMAÑO MÍNIMO, PARA EVITAR LA FLEXIÓN DE LOS PATINES DE LA COLUMNA.



ACOTACIONES Y TAMAÑOS DE SOLDADURA EN MM.

DOS PLACAS DE REFUERZO DE 11.1 MM (7/16") C/U.

SE COLOCAN ATIESADORES HORIZONTALES FRENTE A LOS DOS PATINES DE LAS VIGAS TENIENDO EN CUENTA QUE DURANTE UN TEMBLOR CAMBIAN LOS SENTIDOS DE LOS MOMENTOS.

A Modification to the Subassemblage Method of Designing Unbraced Multi-story Frames

OSCAR DE BUEN

A NEW METHOD of designing girders and columns of unbraced multi-story frames under the combined action of vertical and horizontal loads has been recently developed. The method is based on the concept of sway subassemblages and takes into account the elastic-plastic behavior of girders, the instability of columns, and second order effects, caused by $P\Delta$ moments, on the structure. It employs a semi-graphical solution using specially prepared charts, and its final aim is to obtain the complete horizontal load-lateral deflection curve for each story of the frame. [1]

This method has been thoroughly described in Ref. 1, and Ref. 2 is an abstract of the method. Its bases appear in Ref. 3, and the charts required have been published in Ref. 4.

The purpose of this paper is to present a modification to the original method, which allows us to obtain the horizontal load-sway deflection curve ($Q\Delta$ curve) for each story of the frame without employing the charts of Ref. 4 and reducing, at the same time, the numerical work required to solve the problem. The final results are very close to those obtained by application of the original method, and the small differences between both methods are not significant in most practical cases.

The basic assumptions relative to the behavior of the structure are maintained (see Ref. 1, p. 4), but the condition of uniformly distributed gravity loads on the girders is deleted, because solutions can be obtained for any type of vertical loads.

As in the original method, it is necessary to make firstly a preliminary design and to obtain afterwards the structure's $Q\Delta$ curve; the members selected from the preliminary design will be adequate if the load-deformation behavior of each story is satisfactory.

Oscar de Buen is Professor of Civil Engineering, National University of Mexico, and a Consulting Engineer, Mexico City. He is a Professional Member of AISC.

SUBASSEMBLAGES

The sway subassemblages used in the modified method are those employed in the original method (Ref. 1, p. 6 and Ref. 2, p. 142).

BEHAVIOR OF THE COLUMNS IN THE SWAY SUBASSEMBLAGES

As a first step toward the solution of the problem it is necessary to study the behavior of a restrained column under a constant vertical load and a gradually increasing lateral load, including the effect of the $P\Delta$ moment due to the vertical load applied to the deflected column (see Fig. 1).

The characteristics of the restraining member (shown as a spring in Fig. 1) are assumed to be known, and for the time being are supposed to be constant, without changing under the applied horizontal load. (This assumption is not true, since the restraining members are the girders, and their characteristics are affected by the successive formation of plastic hinges under increasing lateral load, therefore not remaining constant; later in the paper a more detailed discussion will be presented of the restraining characteristics of girders, as well as the

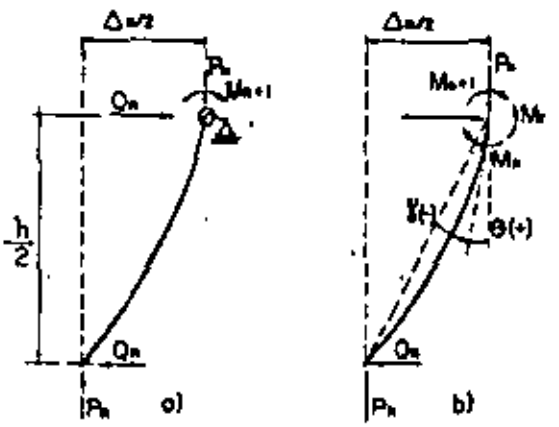


Figure 1

way they can be evaluated.) The column can then be analyzed to obtain its lateral load-sway deflection relationship, including the $P\Delta$ effect.

Figure 1 shows the forces acting on the restrained column and the resulting deformation configuration; also shown is the sign convention adopted for moments and rotations: they are positive when clockwise (this convention refers to moments acting on the joint).

The moment at the upper end of the column is given by

$$M_a = Q_a \frac{h}{2} + P_a \frac{\Delta_a}{2} \tag{1}$$

The total axial force applied to the column, P_a, is equal to the force received by the column from the upper story column, plus the forces transmitted to it by the girders in the level under consideration.

Equilibrium of moments at the upper joint, Fig. 1, requires that:

$$M_{a+1} + M_a - M_r = 0 \tag{2}$$

M_r is the restraining moment furnished by the girder or girders adjacent to the column.

Assuming that M_{a+1} is equal to M_a (this is a conservative supposition, but it is sufficiently accurate for practical purposes; see Ref. 1, p. 11), Eq. (2) reduces to:

$$M_r = 2M_a \tag{3}$$

Using the slope-deflection equations it can be shown that (see Fig. 1):

$$M_a = -3EK\left(\theta - \frac{\Delta_a}{h}\right) = -\frac{6EI}{h}\left(\theta - \frac{\Delta_a}{h}\right)$$

From the above equation:

$$\frac{\Delta_a}{h} = \frac{M_a h}{6EI} + \theta$$

But, $M_r = 2M_a$; then:

$$\frac{\Delta_a}{h} = \frac{M_r h}{12EI} + \theta \tag{4}$$

Equation (4) has been derived assuming: 1) the column behaves elastically and 2) the stiffness of the column does not depend on the magnitude of the axial force acting on it. Neither assumption is strictly true, but studying the M-θ curves of Ref. 5, Part III, it can be seen that the column behavior is practically linearly elastic until $M = M_y$, if $P/P_y \leq 0.6$ and $h/r \leq 60$; besides, the column has an adequate rotation capacity. If $h/r \leq 40$, those conditions are true for $P/P_y \leq 0.8$ (it must be kept in mind that the h of the curves in Ref. 5 is equal to one-half the real column height). Furthermore, the effect of the axial force on the column stiffness is not important if $h/r \leq 40$ (Ref. 1).

From Eq. (1)

$$Q_a = \frac{M_a - (P_a\Delta_a/2)}{h/2}$$

But $M_a = M_r/2$; then:

$$Q_a = \frac{M_r - P_a\Delta_a}{h}$$

$$= \frac{M_r}{h} - P_a\frac{\Delta_a}{h} \tag{5}$$

Equation (5) shows that the column capacity to resist the horizontal load decreases when the sway displacement Δ_a increases, M_r and P remaining constant.

For each pair of values of the restraining moment M_r and the joint rotation θ, Eq. (4) allows us to compute the chord rotation Δ_a/h and Eq. (5) gives the corresponding Q_a value; in that way, a point of the horizontal load-sway displacement curve can be plotted, and the complete curve can be plotted if every value of the joint rotation θ can be computed. (In Ref. 1 the problem is solved by using the charts given in Ref. 4, which permit one to draw the $Q\Delta$ curves for restrained columns for several combinations of the parameters P/P_y and h/r and constant restraining moments; as already mentioned, one of the purposes of this paper is to find a way to obtain those curves without employing the charts.)

RESTRAINING CHARACTERISTICS OF GIRDERS; CONSTRUCTION OF $Q\Delta$ CURVES OF SWAY SUBASSEMBLAGES

The behavior of a restrained column under the combined action of vertical and horizontal loads has already been discussed, assuming that the characteristic of the restraining member does not change with the applied load. However, the assumption is not correct if the column belongs to a subassemblage, because the characteristics of the restraining girders do change when the horizontal loads increase and a succession of plastic hinges are formed in them. To obtain the horizontal load-sway deflection curves of a subassemblage it is then necessary to compute, in every stage of the loading process, the restraining characteristics of the girders adjacent to the column under consideration.

The restraint to which each column in a story is initially subjected is a function of the elastic and inelastic properties of all columns and girders in the story. Under increasing horizontal load this restraint gradually diminishes because of the successive formation of plastic hinges in the columns and girders, and eventually reduces to zero when the story is transformed into a mechanism.

It is obvious that a practical design method cannot consider the influence of all columns and girders in a

story on the restraining characteristics of a joint, especially if the frame contains many bays. For simplifying the problem (obtaining, nevertheless, sufficient accuracy for design purposes) it will be assumed that in the first loading stage all the joints in every floor rotate through the same angle. This assumption makes possible the simplified analysis of multi-story frames, with little loss of accuracy for most practical conditions, and is frequently employed in elastic methods of analysis.[4] In Ref. 1 the initial restraining coefficients are computed by means of a more involved assumption, but the small increase in accuracy is more than offset by the considerable amount of additional numerical work involved.

The behavior of the windward subassemblage will now be considered. The subassemblage is composed of a column and a girder, and is acted upon by the constant vertical load and a horizontal load, directed from left to right, which increases from zero to the maximum intensity which can be resisted by the subassemblage (this is the horizontal load which corresponds to the formation of a mechanism). The behavior of the interior subassemblages is similar to this, but slightly more involved because both girders contribute to the restraining moment, and it is therefore necessary to consider the formation of plastic hinges in both girders.

Figure 2 shows the windward subassemblage under vertical loading only: P, which arises from the upper levels, and the load applied on the girder due to the slab which lies directly on it. This load will be considered as uniformly distributed, but the same procedure applies to any other type of load. Figure 2a shows the subassemblage and the column and girder which connect to the joint B, because it is necessary to check the moment at the top of that column in order to see if a plastic hinge appears there during the loading process.

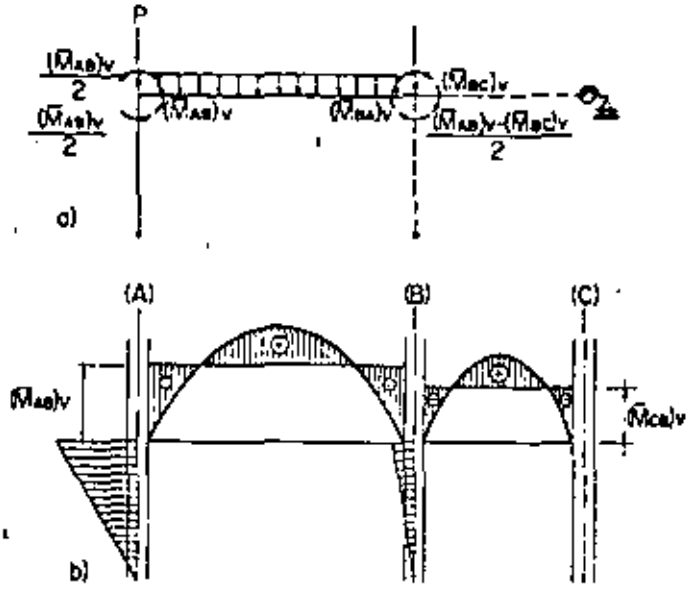


Figure 2

The unbalanced girder moments due to gravity loads which act on every joint are divided in equal parts between the two columns meeting at the joint (the upper column is not shown in the figure); $(\bar{M}_{ab})_v$ and $(\bar{M}_{bc})_v$ are the fixed-end moments and are computed using the actual beam length as given by the clear distance between the column faces.

Figure 2b shows the corresponding bending moment diagram.

Upon application of the horizontal load Q, the subassemblage displaces laterally (Fig. 3a), joints A, B, and C rotate through angles θ and, as a consequence of this rotation, moments appear at the girder ends which act on the columns and restrain their rotations; those moments can be easily computed, through the assumption of equality of joint rotations.

Figure 3a shows the deflections of beams and columns due only to the sway displacement and the bending moments which appear at the ends of every beam and column as a consequence of that displacement. Figure 3b shows the corresponding bending moment diagram, and Fig. 3c shows the total bending moment diagram, which

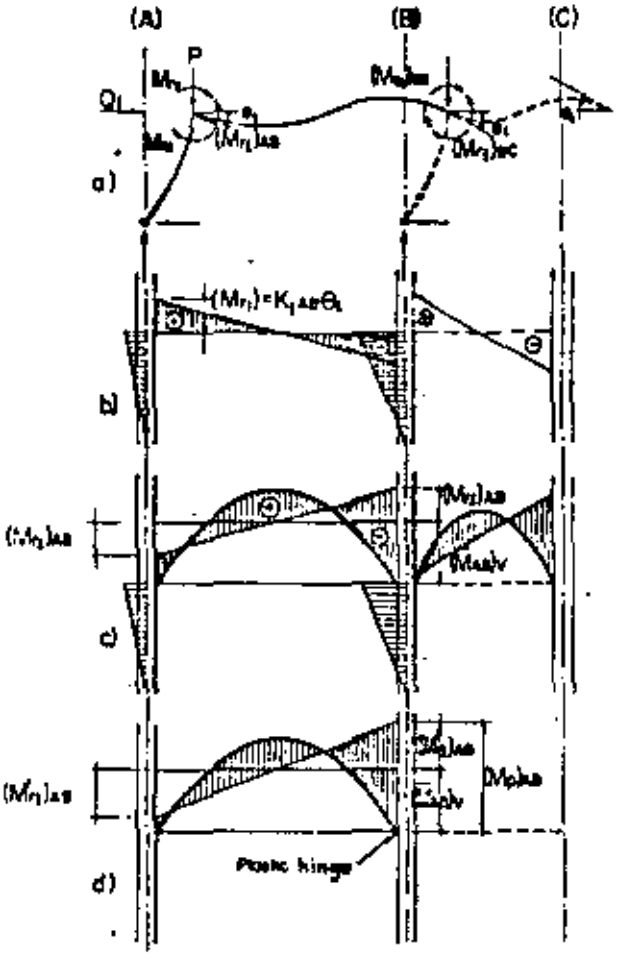


Figure 3

was obtained from the diagrams in Figs. 2b (vertical load) and 3b (sway displacement).

The moment at the left end of beam AB, which acts as a restraining moment at the column upper end, is given by

$$(M_a)_{AB} = K_{1AB} \cdot \theta \qquad (6)$$

where K_{1AB} is the beam stiffness factor which, in this first stage of the loading process, is equal to $6EI_{AB}/L_{AB}$, since both girder ends rotate the same angle, and L_{AB} is the girder clear span length.

The first stage ends with the formation of the first plastic hinge in the girder, when the bending moment in any section reaches the plastic moment value of that section. The first plastic hinge usually forms at the leeward end of the girder, but the upper end of column B must be checked because the plastic hinge can form there, and this possibility must be taken into account during the successive stages of the analysis. The columns must be checked using the bending moment at the center line, so it is necessary to modify the bending moments computed until now, as they correspond to the column faces.

Figure 3d allows us to compute the maximum additional bending moment which appears at the windward end of beam AB, $(M'_a)_{AB}$, which corresponds to the formation of a plastic hinge at the leeward end:

$$(M'_{r1})_{AB} = (M_p)_{AB} - (\bar{M}_{AB})_V$$

$(M_p)_{AB}$ is the beam plastic moment.

(When a real problem is to be solved, the bending moment diagrams will be drawn to scale, and $(M'_{r1})_{AB}$ will be directly measured on them.)

Once $(M'_{r1})_{AB}$ is known, the rotation angle θ'_1, which corresponds to it can be computed; θ'_1 is the maximum rotation in joints A and B during the first stage.

$$(M'_a)_{AB} = \frac{6EI_{AB}}{L_{AB}}\,\theta'_1 \therefore \theta'_1 = (M'_{r1})_{AB}\,\frac{L_{AB}}{6EI_{AB}} \qquad (7)$$

After obtaining the rotation angle θ'_1, the corresponding restraining moment at the column center line must be computed; following Ref. 1, p. 26, this restraining moment can be closely approximated by using the center-to-center girder span L'_{AB}, instead of the clear girder span L_{AB}.*

Then,

$$M'_{r1} = \frac{6EI_{AB}}{L'_{AB}} \cdot \theta_1 \qquad (8)$$

The restraining moment at the column upper end corresponding to the formation of the first plastic hinge having been computed, Eqs. (4) and (5) allow us to obtain the corresponding sway displacement and horizontal load:

$$\frac{\Delta'_1}{h} = \frac{M'_{r1}h}{12EI_{AB}} + \theta'_1 \qquad (4a)$$

$$Q'_1 = \frac{M'_{r1}}{h} - P\,\frac{\Delta'_1}{h} \qquad (5a)$$

(The "r" indexes have been suppressed for the sake of simplicity.)

The pair of Δ and Q values just computed can be represented as a point in a system of coordinate axis $Q\Delta$, which is a point of the subassemblage's horizontal load-sway deflection curve, and the straight line from the origin to that point is a good representation of the first part of the curve, corresponding to the first stage of the loading process, from the beginning to the formation of the first plastic hinge (Fig. 4).

The formation of the first plastic hinge does not mean that the subassemblage's maximum load capacity has been attained, but it does correspond to a change in the beam's properties; from this moment on, through the second part of the loading process, the behavior of the beam will be that of one having a true hinge at its right end, and its stiffness will be reduced to $3EI/L$.

Figure 5a shows the subassemblage during the second stage (column B and beam BC are not shown in the figure, since new increments in the magnitude of the load Q do not change the bending moment distribution which exists in them, because of the angular discontinuity created by the plastic hinge) and Fig. 5b shows the

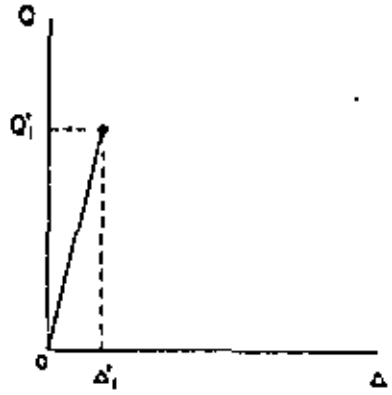


Figure 4

* *This simplification apparently implies an underestimation of the subassemblage sway resistance in a percentage which can be an important part of its total resistance, because the restraining moments computed at the column center line, using the center-to-center girder span, are smaller than those computed at the column faces, whereas the correct situation is generally the reverse. (The application of Eq. (8) to the subassemblage AC, Ref. 1, gives a restraining moment M'_{r1} = 950 kip-ft, but if that moment is computed adding to the moments at the column faces the additional restraining moments produced by the girder shears at those faces, its value increases to 1203 kip-ft, 27 percent greater.)*

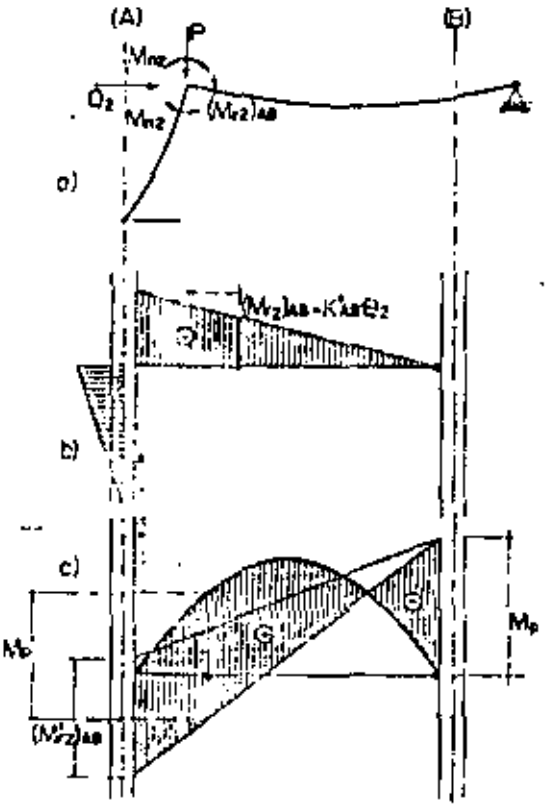


Figure 5

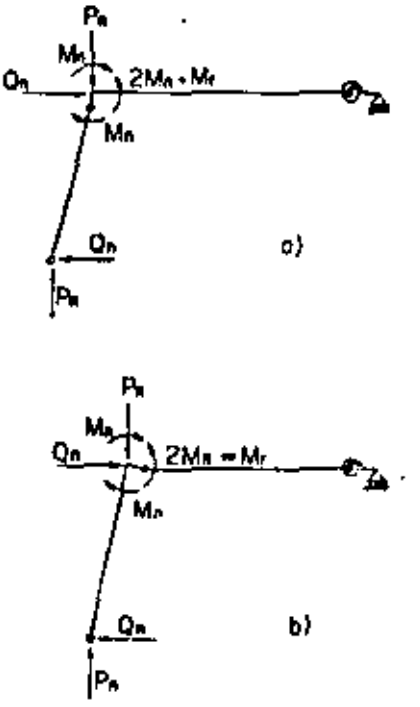


Figure 6

bending moment diagram corresponding to the additional horizontal load, Q; the total bending moment diagram, obtained by superposition of the diagrams in Figs. 3d and 5b, is shown in Fig. 5c.

This new stage of the loading process ends at the formation of a new plastic hinge, which transforms the subassemblage into a mechanism. The cross section in which the second plastic hinge gets formed can be the beam's left end, a point in the beam's central zone, or the column's upper end. (The beam's cross section in which the bending moment is a maximum, equal to M_p, is determined graphically; it must be checked that the bending moment at the column center line is not greater than its reduced plastic moment, M_{pc}.)

The additional rotation belonging to the formation of the second plastic hinge, θ'_2, is computed following the steps employed in the first stage, and the corresponding Δ and Q values, Δ'_2 and Q'_2, are then computed; thus, a second point of the horizontal load-sway deflection curve can be plotted, and a new straight line is drawn from the first to the second point.

After the formation of the second plastic hinge, in the beam or at the column upper end, the subassemblage changes into a mechanism; any additional lateral displacement Δ is then accompanied by a decrease in horizontal load intensity, and the $Q\Delta$ curve changes into a descending straight line which starts at the point—corresponding to the formation of the second plastic hinge.

The failure mechanism can be any of the mechanisms shown in Fig. 6 (if the second plastic hinge forms at the beam's central region, the left end moment can be determined graphically and the situation is similar to that shown in Fig. 6b): if the girder plastic moment M_p is larger than two times the column plastic moment M_{pc}, modified to include the effect of axial compression, the plastic hinge will form at the column end (Fig. 6a); if it is smaller, it will form in the girder (Fig. 6b), and if $M_p = 2M_{pc}$, it will form in any one of them (theoretically, the hinge will form at the intersection of both).

Before the subassemblage has become transformed into a mechanism, the restraining moment M_r afforded by the beam is a function of the joint rotation θ, but it changes into a constant, M'_r, when the second plastic hinge forms; from this stage on, $M_r = M'_r = M_p$ or $M_r = M'_r = 2M_{pc}$, depending on which plastic hinge forms first.

The load-deflection curve corresponding to additional displacements is the $Q\Delta$ curve of the rigid-plastic mechanism end, as mentioned before, is a descending straight line which starts at the point at which the second plastic hinge is formed.

At that moment, Eq. (5) can be written:

$$Q'_2 = \frac{M'_{r2}}{h} - \frac{P\Delta'_2}{h} \qquad (5b)$$

When the sway displacement Δ increases, the restraining moment M_r keeps its constant value, M'_r,

equal to the girder's plastic moment or to twice the column's reduced plastic moment. Since P also is a constant load, Eq. (5b) shows that increasing deflections are only possible when the horizontal load Q decreases.

After formation of the failure mechanism, deflections Δ and horizontal loads Q are related by Eq. (5c):

$$Q = \frac{M'_p}{h} - \frac{P}{h}\Delta \qquad (5c)$$

This is the equation of a descending straight line; its slope is $-P/h$, and it passes over point (Δ'_1, Q'_1). The characteristics of this straight line being known, the complete horizontal load-sway deflection curve can be plotted (Fig. 7).

The curves which correspond to the rest of the subassemblages into which the story under consideration has been decomposed can be obtained following the same procedure (the plotting of the interior subassemblage curves involves more work than that required to plot the windward subassemblage curve, because, generally, more plastic hinges are necessary to form a mechanism. However, the leeward subassemblage curve is obtained very easily; obviously, the behavior of the lateral subassemblages is inverted when the direction of the horizontal loads changes).

An interior and an exterior subassemblage are shown in Figs. 8 and 9; a possible sequence of formation of plastic hinges as well as their $Q\Delta$ curves are shown in both cases. Three plastic hinges are required in order to transform the interior subassemblage into a mechanism, but only one is necessary in the exterior subassemblage.

SHEAR RESISTANCE OF A STORY

The total horizontal shear resistance provided by the members in a story is the sum of the shear resistances of the individual sway subassemblages in the story. Consequently, when the $Q\Delta$ curves of every subassemblage are known and plotted, following the procedures developed in the previous section, the load-deflection curve of the story is obtained by graphically combining them.

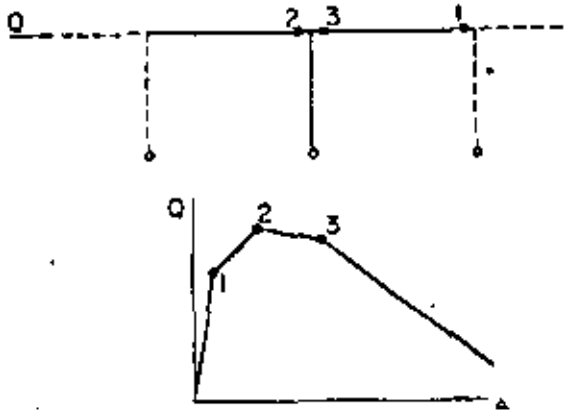


Figure 8

The sequence of formation of the plastic hinges required for transforming the complete story into a mechanism can be found, as the deflection index of the story (Δ/h) at the formation of each plastic hinge in the beams of the subassemblages is known.

When the load-deflection curve of the story has been constructed, it is possible to determine the maximum shear resistance of the story, the horizontal shear force, which corresponds to the formation of the collapse mechanism (generally smaller than the maximum), or the shear force pertaining to any value of the deflection Δ. (The shear force which corresponds to a given value of the deflection Δ is important in actual design problems because the relative displacements between consecutive floors of buildings under earthquake or wind loads must be maintained below such limits as permitted by partitions and other nonstructural elements, in order to avoid damages under working seismic or wind disturbances.)

Member sizes selected from the preliminary design, which were the basis for the computations leading to the subassemblages and to the story $Q\Delta$ curves, are adequate if the maximum shear strength of the story is equal to or

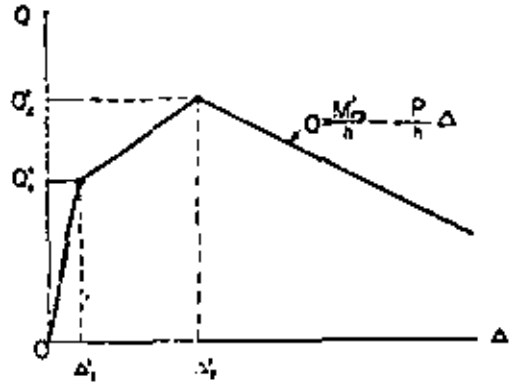


Figure 7

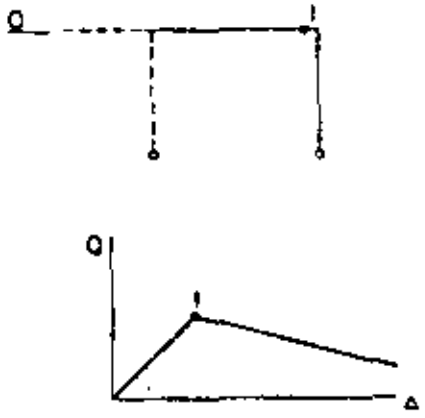


Figure 9

larger than the factored earthquake or wind horizontal load and if, simultaneously, the lateral deflections under working horizontal loads are admissible.

In the frequent cases in which the building floors are made of reinforced concrete slabs resting on the steel girders, their influence on the frame behavior can be considered by increasing the plastic moments in some regions of the girders, when these and the concrete slabs are designed as composite sections, or by only increasing the girder stiffnesses, with the corresponding diminution of lateral displacements and $P\Delta$ effect and increase in the frame's shear strength.

ILLUSTRATIVE EXAMPLE

The method just described will be applied to the analysis of the structure which was used as illustrative example in Ref. 1 (see pp. 31 and 32 of Ref. 1 for a complete description of the problem).

Only the analysis of subassemblage AC will be presented, in order to maintain the length of this paper within reasonable limits. Also, the load-deflection curve of the story will be plotted and compared with the curve which was obtained in Ref. 1.

Subassemblage AC

Stage 1—During the first stage in the loading process, the bending stiffnesses of the girders are equal to $6EI/L$ (L is the clear girder span), corresponding to beams with the same rotations at both ends.

The first stage ends with the formation of the first plastic hinge in the subassemblage. Obviously, that plastic hinge will be formed in the right-hand end of one of the girders, because the bending moments due to horizontal and vertical loads are both negative at those sections.

A plastic hinge will form at the right-hand end of girder AB when the bending moment at that section increases to 600 kip-ft; then, the horizontal load bending moment, M_{BA}, must be equal to:

$$M_{BA} = 600 - 163 = 437 \text{ kip-ft}$$

The value 600 kip-ft is the plastic moment of the shape used in girder AB, obtained in a preliminary design, and 163 kip-ft is the fixed-end moment at the face of column B (see Fig. 10), due to factored gravity loading (load factor = 1.3).

The joint rotation corresponding to that moment is:

$$\theta = M_{BA}\frac{L_{AB}}{6EI_{AB}} = \frac{437 \times 12 + 223.7}{6 \times 29{,}500 \times 2{,}096} = 0.00316$$

The moment corresponding to the formation of a plastic hinge at the right-hand end of girder BC (542.3 kip-ft) and its joint rotation (0.00222) are determined by following the same steps. The first plastic hinge forms at the right-hand end of beam BC, for a rotation $\theta'_1 =$

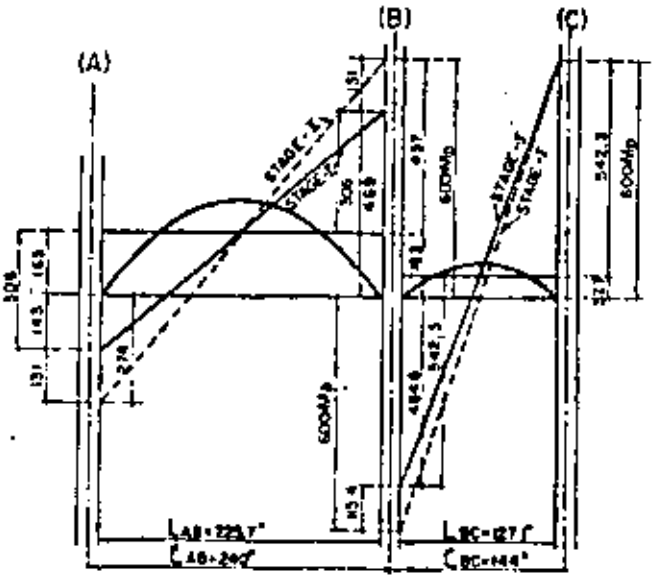


Figure 10

0.00222 (which is smaller than the rotation pertaining to the formation of a plastic hinge in AB), when the bending moment at that end of BC is equal to:

$$M_{AB} = \frac{6EI_{AB}}{L_{AB}}\theta'_1$$

$$= \frac{6 \times 29{,}500 \times 2{,}096}{223.7 \times 12} \times 0.00222 = 306 \text{ kip-ft}$$

The bending moment diagram pertaining to the end of stage 1 is shown in Fig. 10.

The restraining moment M'_{r1} is now computed employing Eq. (9), taking into account that there are two girders framed to the column's upper end because the subassemblage under discussion is an interior one:

$$M'_{r1} = \left(\frac{6EI_{AB}}{L'_{AB}} + \frac{6EI_{BC}}{L'_{BC}}\right)\theta'_1$$

$$= (128{,}000 + 215{,}000)0.00222 = 762 \text{ kip-ft}$$

The sway displacement Δ (in the form Δ/h) and the horizontal load, Q, which belongs to the ending of stage 1, are now computed by means of Equations (4a) and (5a).

$$\frac{\Delta'_1}{h} = \frac{762 \times 142 \times 12}{12 \times 29{,}500 \times 3{,}229} + 0.00222 = 0.00337$$

$$Q'_1 = \frac{762}{12} - 1{,}384 \times 0.00337 = 63.5 - 4.7 = 58.8 \text{ kips}$$

In Ref. 1, $Q = 58.6$ kips corresponds to $\Delta/h = 0.00337$ (see Table IV, p. 58, Ref. 1); the difference between both results is only 0.3 per cent.

By inspecting the bending moment diagram shown in Fig. 10, it can be seen, without computing the bending moments at the column's axis, that no plastic hinge forms

in columns A and B (in column A, $2M_{pc} = 2000$ kip-ft > 143; in column B, $2M_{pc} = 1550$ kip-ft $> 469 + 484.6$). To know if a plastic hinge forms in column C the bending moment at the left-hand end of girder CB has to be computed:

$$M_{cB} = \frac{6EI_{cB}}{L_{cB}}\theta'_1 = 215 \text{ kip-ft}$$

Then, the total bending moment which acts upon column C is equal to $601 - 309 + 215 = 506$ kip-ft $< 2M_{pc}$ (772 kip-ft).

No plastic hinge forms in any column.

Stage II—The bending stiffness of girder AB is equal to $6EI_{AB}/L_{AB}$, as in stage I, but that of girder BC reduces to $3EI_{BC}/L_{BC}$, because there is a plastic hinge at the right hand end of the girder.

The additional bending moment which is necessary for the formation of a second plastic hinge at the right-hand end of beam AB is equal to $600 - 469 = 131$ kip-ft; this moment is arrived at when the joint rotation increases by 0.00095 rad.

A plastic hinge forms at the left-hand end of beam BC when the bending moment in that section increases in $600 - 484.6 = 115.4$ kip-ft, corresponding to an additional joint rotation of 0.00095 rad (computed with the beam's reduced bending stiffness).

Both plastic hinges form, then, at the same time, when the joints have rotated an additional amount $\theta_2 = 0.00095$ rad, the total joint rotation being $\theta'_2 = 0.00222 + 0.00095 = 0.00317$; see the corresponding bending moment diagram in Fig. 10 (with dotted line). In that moment, the subassemblage turns into a mechanism.

Following the procedure used in stage I, it can be easily proven that no plastic hinge appears at the columns' upper ends.

Additional restraining moment (which corresponds to stage II):

$$M_{r2} = \left(\frac{6EI_{AB}}{L'_{AB}} + \frac{3EI_{BC}}{L'_{BC}}\right)0.00095 = 224 \text{ kip-ft}$$

Restraining moment corresponding to the termination of stage 2:

$$M'_{r2} = 762 + 224 = 986 \text{ kip-ft}$$

$$\frac{\Delta'_2}{h} = \frac{M'_{r2}L}{12EI_{AB}} + \theta'_2$$

$$= \frac{986 \times 144 \times 12}{12 \times 27{,}500 \times 3{,}229} + 0.00317$$

$$= 0.00148 + 0.00317 = 0.00465$$

$$Q'_2 = \frac{M'_{r2}}{h} - P\frac{\Delta'_2}{h} - \frac{986}{12} = 1{,}384 \times 0.00465$$

$$= 82.2 - 6.5 = 75.7 \text{ kips}$$

The horizontal load corresponding to $\Delta/h = 0.00465$ in Ref. 1 is $Q = 73.4$ kips; the difference between both results is 3.1 per cent.

Behavior of the subassemblage following mechanism formation—The plastic hinges which form simultaneously at the right-hand end of beam AB and at the left-hand end of BC when the joint rotation is equal to 0.00317 rad, in combination with the plastic hinge which formed in the first stage, are enough to transform the subassemblage into a mechanism. Then, in order to draw the complete $Q\Delta$ curve it is necessary to determine the straight line corresponding to that mechanism.

The two beams connected to the column develop plastic hinges in their ends near that column.

The maximum restraining moment is $M'_{r3} = 986$ kip-ft (against 993 kip-ft, Ref. 1). This value is maintained during the mechanism lateral displacement.

The behavior of the subassemblage after the formation of the mechanism is depicted by Eq. (5c):

$$Q = \frac{M'_{r3}}{h} - \frac{P}{h}\Delta = -P\frac{\Delta}{h} + \frac{M'_{r3}}{h}$$

$$= -1{,}384\frac{\Delta}{h} + 82.2$$

The corresponding straight line can be easily plotted after determining its intersections with both coordinate axes:

If $\Delta/h = 0$: $\quad Q = 82.2$ kips;

If $Q = 0$: $\quad \Delta/h = 0.059$

Load-deflection curve for the subassemblage—We have already obtained all the information needed to plot the subassemblage's horizontal load-sway deflection curve, shown in Fig. 11. Figure 11 also shows the curve computed in Ref. 1, which was obtained from the data in Table IV, p. 58, Ref. 1. Both curves practically coincide from the origin to the formation of the mechanism; from that point on the agreement continues to be very good.

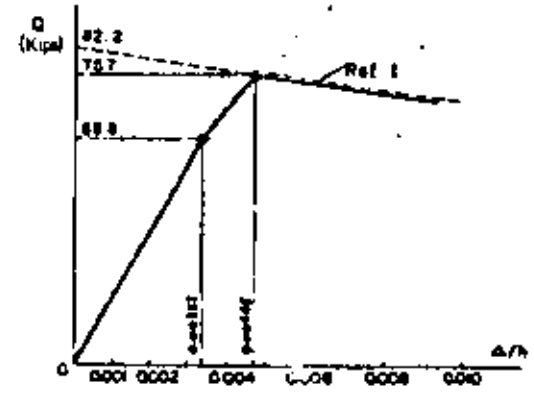


Figure 11

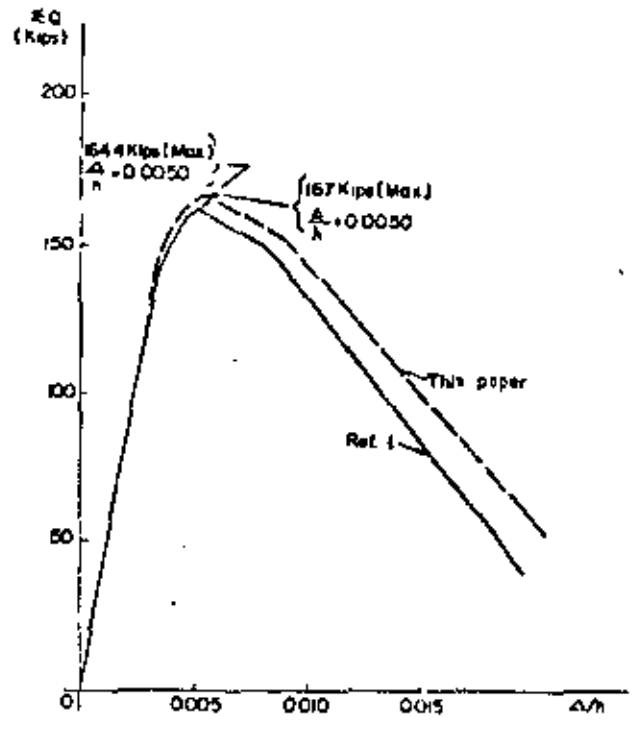


Figure 12

Discussion of results for remaining subassemblages—The results which were obtained for subassemblage AB are as accurate as those reported for subassemblage AC.

The differences between the results arrived at by employing both methods are more important in the remaining subassemblages, BD and CD. The discrepancies are probably due to the very high axial loads which act on the columns (P/P_y is equal to 0.85 for column C and 0.87 for column D, while only 0.43 and 0.53, respectively, for columns A and B), and to the fact that the restraining moments M', approach twice the column plastic moment, M_{py}, in a range where the $Q\Delta$ curves are no longer straight lines.[4] Nevertheless, the method presented in this paper yields final results which provide very good agreement with those reported in Ref. 1, as can be seen in Fig. 12, where appear the complete story $Q\Delta$ curves obtained following both procedures.

ACKNOWLEDGMENTS

The writer is grateful to Emilio Rosenblueth and Enrique del Valle who read the manuscript and made helpful suggestions.

REFERENCES

1. *Daniels, J. H. and Lu, L. W.* The Subassemblage Method of Designing Unbraced Multi-Story Frames *Fritz Engineering Laboratory Report No. 273.37, Lehigh University, Bethlehem, Pa, March 1966.*
2. *Daniels, J. H.* A Plastic Method for Unbraced Frame Design *Engineering Journal, AISC, New York, October 1966.*
3. *Driscoll, G. C., et al.* Plastic Design of Multi-Story Frames *Lecture Notes, Lehigh University, Bethlehem, Pa, 1965.*
4. *Daniels, J. H. and Lu, L. W.* Design Charts for the Subassemblage Method of Designing Multi-Story Frames *Fritz Engineering Laboratory Report No. 273.54, Lehigh University, Bethlehem, Pa. Nov. 1966.*
5. *Parikh, B. P., Daniels, J. H., and Lu, L. W.* Design Aids Booklet *Supplement to Reference 3.*
6. *Rosenblueth, E.* Slenderness Effects in Buildings *Proc. ASCE, Vol. 91, ST1, January 1965.*

A Method for the Plastic Design of Unbraced Multistory Frames

OSCAR DE BUEN

In a building without vertical bracing or shear walls, the frames must be able to resist gravity loads and the combination of vertical and horizontal loads, plus second order effects due to vertical load-lateral displacement interaction. Besides, frame stiffness must be sufficient to keep lateral displacements under working loads below maximum allowable values.

Two different load factors are used in plastic design—one for vertical loads only and a smaller one for the combination of vertical permanent and horizontal accidental loads. Design of two or three stories at the top of unbraced buildings is generally governed by gravity loads, because the beams and columns necessary to support vertical loads are also able to resist gravity plus horizontal loads under a reduced load factor. The importance of horizontal forces increases in lower stories, and their design is governed by the combination of both types of loads.

Design of upper stories is usually made with no consideration of lateral displacements. A revision is carried out later in order to verify that the overall critical load is not smaller than the collapse mechanism load. If necessary, the structure is modified or the critical load is taken as the limit of structural usefulness.

When design is governed by combined gravity and lateral loads, collapse takes place by instability, characterized by increasing lateral displacements under horizontal loads that grow to a maximum and decrease afterwards. Behavior of the structure can be ascertained studying the formation of successive plastic hinges due to increasing horizontal forces which act upon the structure, loaded from the beginning with complete factored vertical loads. Beams and columns are assumed to remain in the elastic range between plastic hinges. Influence of axial loads on column bending strength, second order moments, and compatibility conditions must be taken into account.

A method for the design of beams and columns in stories of regular frames governed by the combination of gravity and lateral loads is presented in this paper. To this end, horizontal load-lateral displacement curves (Q-Δ curves) corresponding to preliminary sizes of beams and columns are plotted for all or some of the stories. If the story behavior, as depicted by the Q-Δ curve, is not satisfactory from the point of view of strength or lateral stiffness, preliminary sizes are modified and a new curve is plotted.

The method can be easily programmed for use in computerized plastic design. Nevertheless, one of the main advantages of the method is its simplicity, which makes it suitable for simple manual computations. It is, therefore, a powerful tool for the design of medium size, regular buildings that do not justify the use of computers, and for the approximate revision of buildings designed by computer, employing elastic or plastic methods.

The method described in this paper is related to a method originally developed at Lehigh University,[1-5] which was later simplified by the writer and others.[6-9] The amount of numerical work is drastically reduced, although keeping enough accuracy for practical purposes, and computations are systematized by arranging them in tabular form. Besides, the method is based on the condition that plastic hinges shall appear only in beams (with the exception of column bases). This condition is in accordance with modern design philosophy, especially in seismic areas.

SECOND-ORDER ANALYSIS

Analysis of multistory rigid frames has traditionally been made using first-order elastic theory, but second-order effects can be significant, especially in unbraced frames.

In current design practice, second-order effects are usually considered, in an indirect and approximate way, by using interaction equations for column design. Moments computed by a first-order elastic or plastic analysis are more or less arbitrarily amplified, and effective lengths longer than actual lengths are used. Beams are designed using the original first-order moments.[10] Incorrect results are obtained when each column is treated individually, especially if the frames are geometrically irregular or column and beam stiffnesses change considerably in each story or in adjacent stories. Also, design of beams to support first-order

Oscar de Buen is Professor of Civil Engineering, National University of Mexico, and a Consulting Engineer, Mexico City.

moments is irrational, as they have to equilibrate the amplified moments that columns apply to the joints.

The number of factors that has to be taken into account in an exact elastoplastic second-order analysis is high, but most of them are usually neglected in ordinary design problems.[11,12] The two most important factors in multistory frame behavior are formation of an increasing number of plastic hinges and interaction of vertical loads and story lateral displacements ($P\Delta$ effect). Only these two factors will be considered in this paper.

EVALUATION OF $P\Delta$ EFFECTS

$P\Delta$ effects can be evaluated making a first-order analysis of the structure under actual vertical loads and horizontal loads, increased in the amount necessary to reproduce, approximately, second-order effects.

The fictitious additional shear force, V_i, that has to be applied to story i of a multistory frame is given by

$$V_i = \frac{P_i}{h_i}\Delta_{i,i-1} \tag{1}$$

where

P_i = weight of the level under consideration plus every level above it
$\Delta_{i,i-1}$ = relative horizontal displacement between the upper and lower levels of the story
h_i = story height (Fig. 1)

BASIC EQUATIONS

Columns in any story of a building subjected to the combined action of gravity loads and horizontal wind or earthquake forces must resist bending moments produced by the horizontal shear force Q, plus those due to the total vertical load P acting upon the laterally deformed structure (Fig. 2). $P\Delta$ moments are similar to those produced by a fictitious shear force $P\Delta/h$.

P and Δ are equal to P_i and $\Delta_{i,i-1}$ in Eq. (1).

Equilibrium of horizontal loads gives:

$$\Sigma M_c = Qh + P\Delta \tag{2}$$

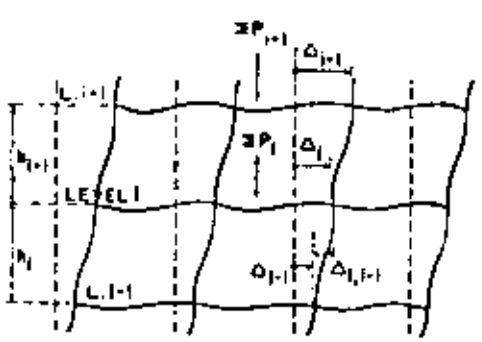


Fig. 1. Lateral displacement of a multistory rigid frame

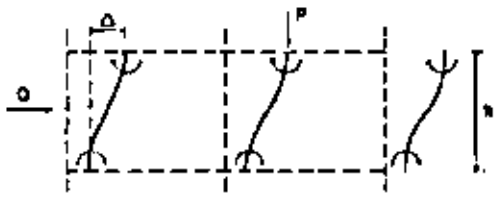


Fig. 2. Forces which produce bending in columns

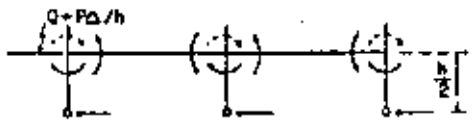


Fig. 3. Substructure corresponding to an intermediate story (vertical loads not shown)

$$Q = \frac{\Sigma M_c}{h} - P\frac{\Delta}{h} \tag{3}$$

ΣM_c is the sum of the moments in both ends of all columns in the story.

Equation (3) shows clearly that the $P\Delta$ effect reduces the structure's capability to resist lateral load.

The substructure in Fig. 3 is obtained assuming that the point of inflection in each column is at mid-height of the column[2,8] and isolating the upper part of the story. The $P\Delta$ effect is included by increasing the horizontal load. Vertical loads are not shown.

From the equilibrium of horizontal forces:

$$\Sigma M_c = \left(Q + P\frac{\Delta}{h}\right)\frac{h}{2} = \frac{Qh}{2} + P\frac{\Delta}{2} \tag{4}$$

In this equation, and in the rest of the paper, ΣM_c refers only to the moments acting in the upper end of the story columns.

Joint moments are also in equilibrium; then,

$$\Sigma M_v = (\Sigma M_c)_L + (\Sigma M_c)_U$$

where ΣM_v is the sum of moments at both ends of every beam in the level under study, due to horizontal forces, including the fictitious one, $P\Delta/h$, and $(\Sigma M_c)_L$ and $(\Sigma M_c)_U$ are the sums of moments at the ends of the columns connecting to the joints of that level, below and above it, also due to horizontal loads.

Assuming that $(\Sigma M_c)_U = (\Sigma M_c)_L = \Sigma M_c$,

$$\Sigma M_v = 2\Sigma M_c \tag{5}$$

The assumption that leads to Eq. (5) is conservative, but sufficiently accurate for design purposes.[2]

From Eqs. (4) and (5), $Q = (\Sigma M_c - P\Delta/2)/(h/2)$ and $\Sigma M_c = \Sigma M_v/2$; then,

$$Q = \frac{\Sigma M_v - P\Delta}{h} = \frac{\Sigma M_g}{h} - \frac{P\Delta}{h} \tag{6}$$

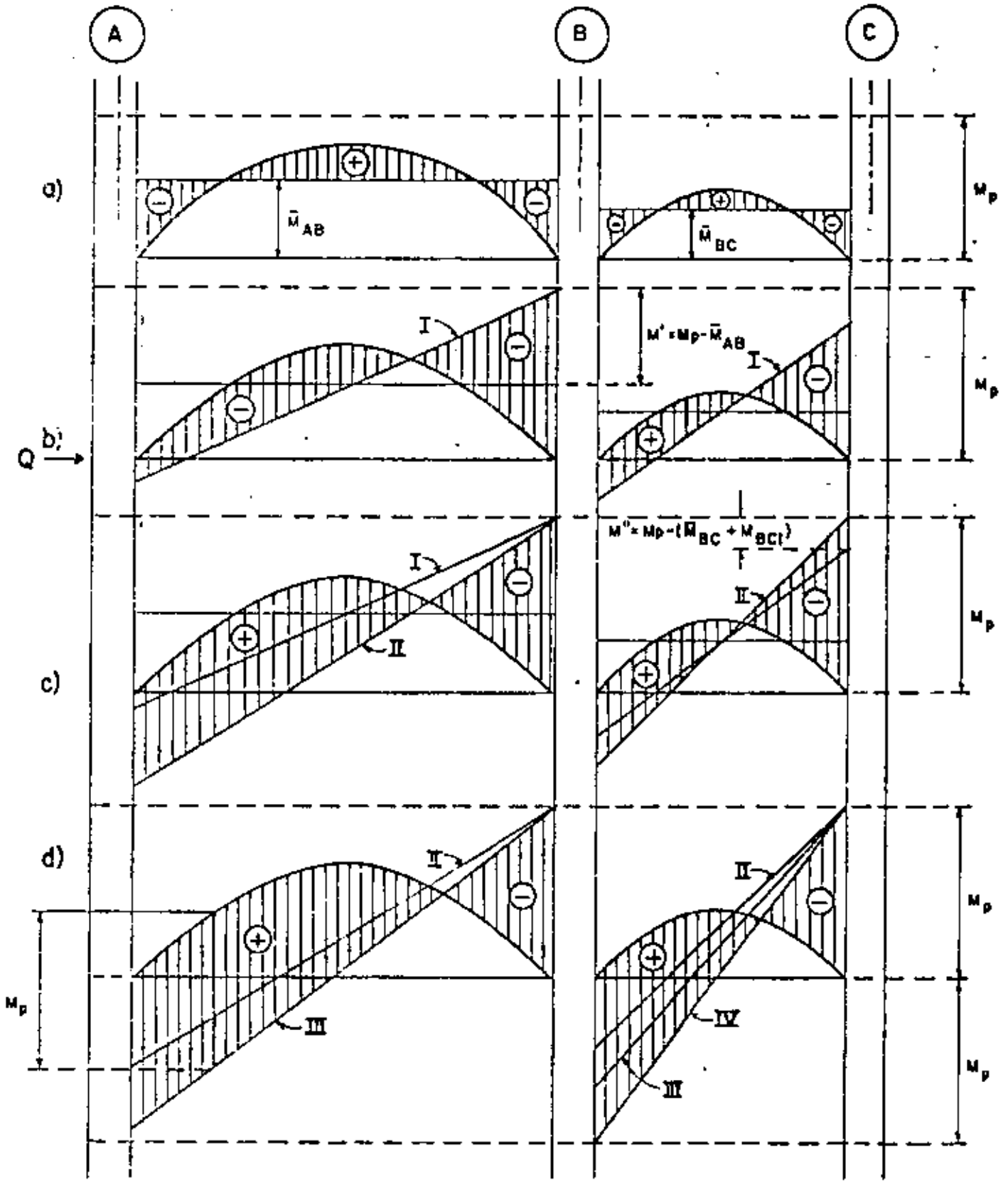


Fig. 4. Bending moment diagrams for the different loading stages

Application of slope-deflection equations to an isolated column leads to[6,8]

$$\frac{\Delta}{h} = \frac{\Sigma_c M_u h}{12EI_c} + \theta \qquad (7)$$

where $\Sigma_c M_u$ is the end moment of the beam that connects to an exterior column, or the sum of the end moments of two beams if it is an interior one, θ is the angle of rotation at the column's upper end, and I_c its moment of inertia.

To obtain Eq. (7) it has been assumed that the column behaves elastically and that its stiffness is independent of the axial load. Neither assumption is strictly true, but they do not introduce significant errors in columns with slenderness ratios and axial loads in the range which is usual in buildings.[8]

Equation (7) can be generalized to cover the complete story:

$$\frac{\Delta}{h} = \frac{h}{12E} \Sigma \frac{M_u}{I_c} + \theta \qquad (8)$$

ΣM_u is now the sum of moments at both ends of all beams in the level, and ΣI_c is the sum of moments of inertia of all the columns that contribute to the story's lateral stiffness. It has been assumed that θ is the same for every joint in the level.[9]

Equation (8) can finally be written as:

$$\frac{\Delta}{h} = \frac{h}{12E\Sigma I_c} \Sigma M_u + \theta \qquad (9)$$

The two basic equations to obtain the Q-Δ curve are Eqs. (6) and (9), developed for a complete building story. They are applied to an isolated frame in the numerical examples at the end of this paper.

Q-Δ CURVE OF A STORY

Loads initially applied to the story are the working gravity loads multiplied by the load factor corresponding to the combination of permanent and accidental loads. Bending moment diagrams are determined using clear beam spans and assuming no rotation at the joints. Unbalanced moments are resisted by the columns meeting at each joint (Fig. 4a).

Upon application of the horizontal load the story deflects laterally and additional moments have to be computed and added to those due to vertical load (Fig. 4b).

The first stage in the loading process ends with the formation of the first plastic hinge. It develops at the leeward end of one of the girders, where vertical and horizontal load moments are additive. The horizontal load additional moment necessary to develop a plastic hinge at the leeward end of each girder is $M' = M_p - \overline{M}$, where M_p and $\overline{M}$ are the girder plastic moment and fixed end moment.

The joint rotation corresponding to each M' moment is now computed:

$$M' = S\theta' = C_1 EK\theta' \qquad (10)$$

$$\theta' = M'/C_1 EK$$

where S is the girder stiffness and C_1 a numerical factor.

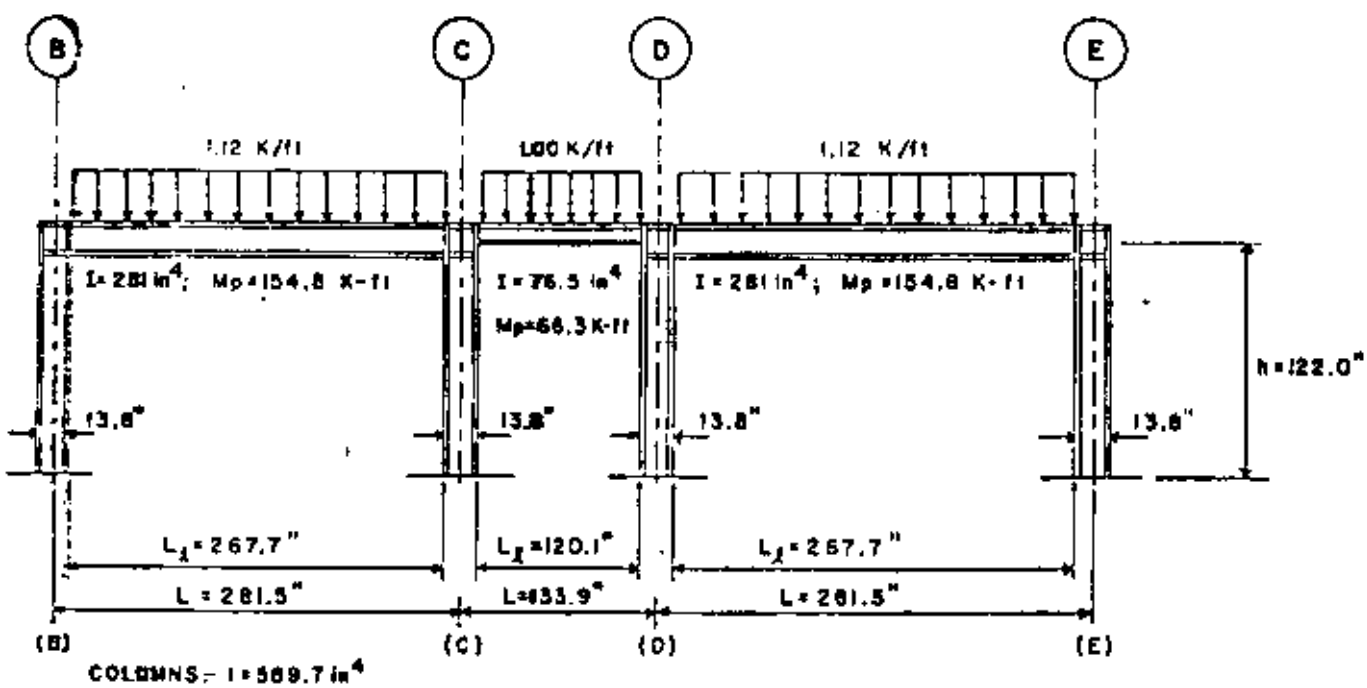


Fig. 5. Frame analyzed in illustrative example No. 1

Table 1

ROW	CONCEPT	UNITS		(B)		(C)		(D)		(E)		SEQUENCE OF PLASTIC HINGE FORMATION (E)
1	h	in	122.0									
2	P(TOTAL LOAD)	kips	502.2									
3	$\alpha_v = 1v/L_1$	in^3			1.05		0.84		1.03			
4	Mp	K-ft			154.8		66.3		154.8			
5	$M_1 = WL_1^2/8$	K-ft			69.7		12.5		69.7			
6	$\bar{M} = WL_1^2/12$	K-ft		46.5		46.5	8.3	8.3	46.5	46.5		
7	C_1	—		6.0		6.0	8.0	8.0	6.0	6.0		
8	$S_1 = C_1 E K_v$	K-ft		15228		15228	9290	9290	15228	15228		
9	$M' = Mp - \bar{M}$	K-ft		108.3		108.3	58.0	58.0	108.3	108.3		
10	$\theta' = M'/S_1$	—		0.00711		0.00711	0.00625	0.00625	0.00711	0.00711		
11	θ_1	—	0.00625									
12	$M_1 = S_1\theta_1$	K-ft		95.2		95.2	58.0	58.0	95.2	95.2		
13	ΣM_1	K-ft	488.8									
14	ΣIc	in^4	23588									
15	$(\Delta/h)_1$	—	0.00714									
16	Q_1	kips	45.28									
17	$M_{R1} = \bar{M} + M_1$	K-ft				141.7		66.3		141.7		
18	$M_{L1} = \bar{M} - M_1$	K-ft		-48.7			-48.7		-48.7			
19	C_2	—		6.0		6.0	3.0	—	6.0	6.0		
20	$S_2 = C_2 E K_v$	K-ft		15228		15228	4840	—	15228	15228		
21	$M_R'' = Mp - M_{R1}$	K-ft				13.1		0		13.1		
22	$M_L'' = Mp - M_{L1}$	K-ft		106.1			16.6		106.1			
23	$\theta'' = M''/S_2$	—		0.00697		0.00086	0.00338	—	0.00697	0.00086		
24	θ_2	—	0.00086									
25	$M_2 = S_2\theta_2$	K-ft		13.1		13.1	4.0	—	13.1	13.1		
26	ΣM_2	K-ft	56.4									
27	ΣIc	in^4	23588									
28	$(\Delta/h)_2$	—	0.00096									
29	Q_2	kips	5.1									
30	$(\Delta/h)_t$	—	0.00810									
31	$Q_T = Q_1 - Q_2$	kips	50.38									
32	$M_{R2} = M_{R1} + M_2$	K-ft				154.8		66.3		154.8		
33	$M_{L2} = M_{L1} - M_2$	K-ft		-61.8			-53.7		-61.8			



Table 1 (cont'd)

ROW	CONCEPT	UNITS		(B)		(C)		(D)		(E) SEQUENCE OF PLASTIC HINGE FORMATION
34	C_3	—		3.0	—	3.0	—	3.0	—	
35	$\theta_3 E_3 E K_3$	K-ft		7818.8	—	4648	—	7818.8	—	
36	$M_R^+ + M_P - M_{R3}$	K-ft			0		0		0	
37	$M_L^- + M_P - M_{L3}$	K-ft		93.0		12.6		93.0		
38	$\theta^- = M^-/R_3$	—		0.01222	—	0.00272	—	0.01222	—	
39	θ_3	—	0.00272							
40	$M_3 + S_3\theta_3$	K-ft		20.7	—	12.6	—	20.7	—	
41	ΣM_3	K-ft	54.0							
42	ΣIc	in^4	1769.1							
43	$(\Delta/h)_3$	—	0.00285							
44	Q_3	Kips	3.9							
45	$(\Delta/h)_T$	—	0.01098							
46	Q_T	Kips	94.38							
47	$M_{R3} + M_{R2} - M_3$	K-ft			154.8		66.3		154.8	
48	$M_{L3} + M_{L2} - M_3$	K-ft		-82.8		-66.3		-82.8		
49	C_4	—		3.0	—	0	—	3.0	—	
50	$S_4 + C_4 E K_4$	K-ft		7812.5	—	—	—	7812.5	—	
51	$M_R^+ + M_P - M_{R3}$	K-ft			0		0		0	
52	$M_L^- + M_P - M_{L3}$	K-ft		72.3				72.3		
53	$\theta^- = M^-/R_4$	—		0.00950	—	—	—	0.00950	—	
54	θ_4	—	0.00950							
55	$M_4 + S_4\theta_4$	K-ft		72.3	—	—	—	72.3	—	
56	ΣM_4	K-ft	144.6							
57	ΣIc	in^4	1791.4							
58	$(\Delta/h)_4$	—	0.01002							
59	Q_4	Kips	9.2							
60	$(\Delta/h)_T$	—	0.02087							
61	Q_T	Kips	63.46							
62	$M_{R4} + M_{R3} - M_4$	K-ft			154.8		66.3		154.8	
63	$M_{L4} + M_{L3} - M_4$	K-ft		-154.8		-66.3		-154.8		
64	$\Sigma M + / L_3$	Kips		13.86 ↑	13.86 ↓	13.25 ↑	13.25 ↓	13.86 ↑	13.86 ↓	
65	M_{L3}/Z	Kips		12.49 ↓	12.49 ↓	5.00 ↓	5.00 ↓	12.49 ↓	12.49 ↓	
66	V	Kips		1.39 ↑	26.37 ↓	8.25 ↑	40.25 ↓	1.39 ↑	26.37 ↓	$\Sigma V = 55.86$ ↓
67	dc/Z	in		0.58	0.58	0.58	0.58	0.58	0.58	
68	$M = M_R + V dc/12$	K-ft		155.6	170.1	71.1	76.9	155.6	170.1	
69	M_{COL}	K-ft	155.6/2 = 77.8		241.2/2 = 120.6		232.5/2 = 116.3		170.1/2 = 85.1	

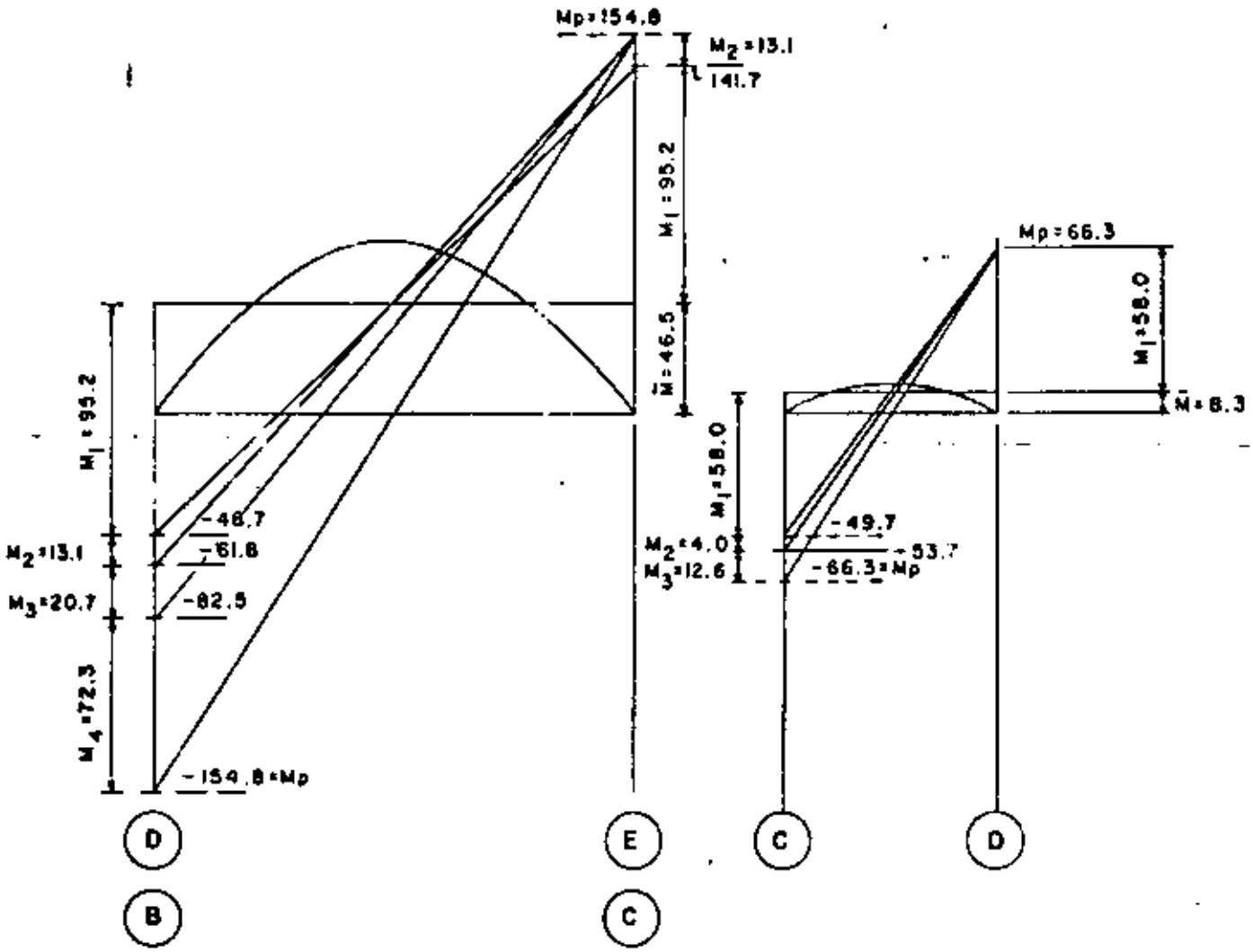


Fig. 6. Bending moment diagrams for illustrative example No. 1

If the girder cross section is constant, $C_1 = 6$, $K = I/L$.

The smallest θ angle is the one corresponding to the first plastic hinge (in Fig. 4 it has been assumed that the first hinge develops at the leeward end of beam AB). When that angle is known, Eq. (10) is used to compute the moments at the ends of each beam corresponding to it. The sum of the beams end moments, ΣM_v, is taken into Eq. (9), and the lateral displacement determined as Δ/h. Finally, Eq. (6) gives the horizontal load Q that produces that displacement. Coordinates of a point in the Q-Δ/h curve are now known: the straight line from the origin to that point is a good representation of the first part of the Q-Δ/h curve.

The bending moment diagram corresponding to the formation of the first plastic hinge is diagram I, Fig. 4b.

The second stage is similar to the first, but the stiffness of beam AB is reduced because of the plastic hinge developed at the leeward end (if the moment of inertia of the beam is constant, the stiffness is $3EI/L = 3EK$); also, the moment at the plastic hinge location does not change. The second stage ends when a new plastic hinge develops, at the leeward end of beam BG, for instance (Fig. 4c).

In the third stage of the loading process, both beams have plastic hinges at the leeward end, and column C does not contribute any longer to the story's lateral rigidity. Its moment of inertia is not included in ΣI_c, Eq. (9).

A number of plastic hinges sufficient to transform the story into a mechanism eventually develops (Fig. 4d). Until then, the Q-Δ/h curve consists of several straight lines connecting the points which represent the termination of each stage. Upon formation of the mechanism, the relationship between horizontal load and lateral displacement is given by a descending straight line that passes through the point corresponding to the last plastic hinge. The equation of this line is:

$$Q = -\frac{P\Delta}{h} + \frac{M_r}{h}$$

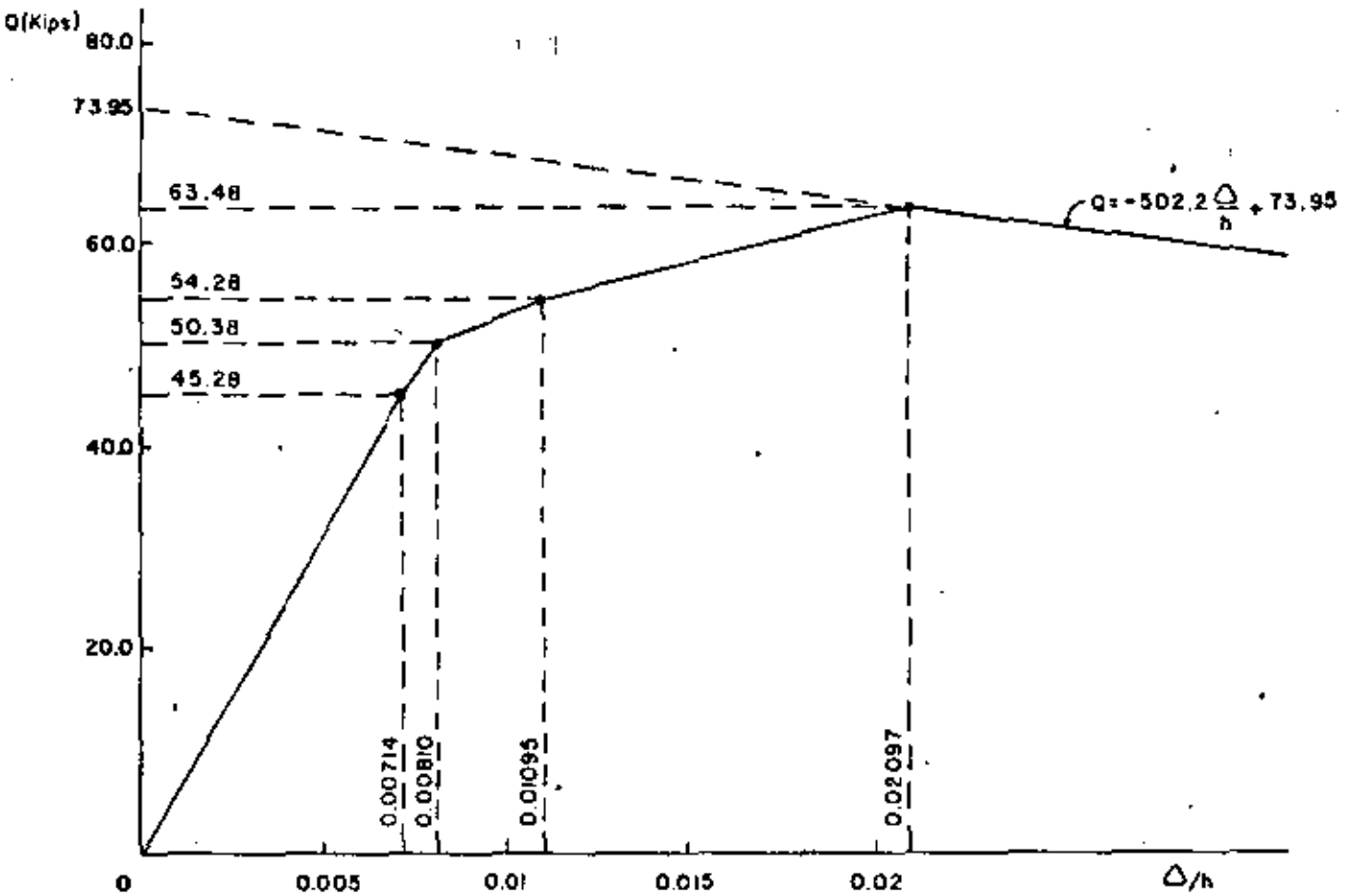


Fig. 7. Horizontal load—lateral deflection curve for illustrative example No. 1

where M_r is the total restraining moment provided by all of the beams in the story when the last plastic hinge develops.

The complete horizontal load-lateral displacement curve can now be plotted.

Numerical solution of a given problem is considerably facilitated by tabulating the computations, as shown in the illustrative example. It is generally convenient to plot simultaneously the bending moment diagrams, as in Fig. 4, to check the numerical results. The diagram is necessary if the second plastic hinge in one or more beams develops in an intermediate section, instead of the windward end, because the hinge position and windward moment are then graphically determined (Fig. 4d). Also, bending moment diagrams are necessary when the beams and the floor slab work as composite members, in order to find the zones of positive and negative bending moment.*

* *A paper on this topic will be submitted for publication in the near future.*

COLUMN DESIGN

Columns must be able to resist axial loads and bending moments applied to them by the beams until formation of the story collapse mechanism. The moments at the column faces must be increased by $Vd_c/2$ to obtain the design moments at the column center line, where V is the shear force at the girder end and d_c is the column depth.

As the $P\Delta$ effect has already been considered, column sizes are checked using a formula for beam-columns whose ends can not displace laterally.

If the designer wants to make sure that no plastic hinges will develop at the column ends, he can use a load factor bigger than that employed in beam design (if this precaution is not taken, some plastic hinges can possibly develop in the columns because of differences between the assumed and actual response of the structure and factors not considered in analysis and design, such as differences between real and specified yield points or handbook and actual geometric properties of rolled shapes).

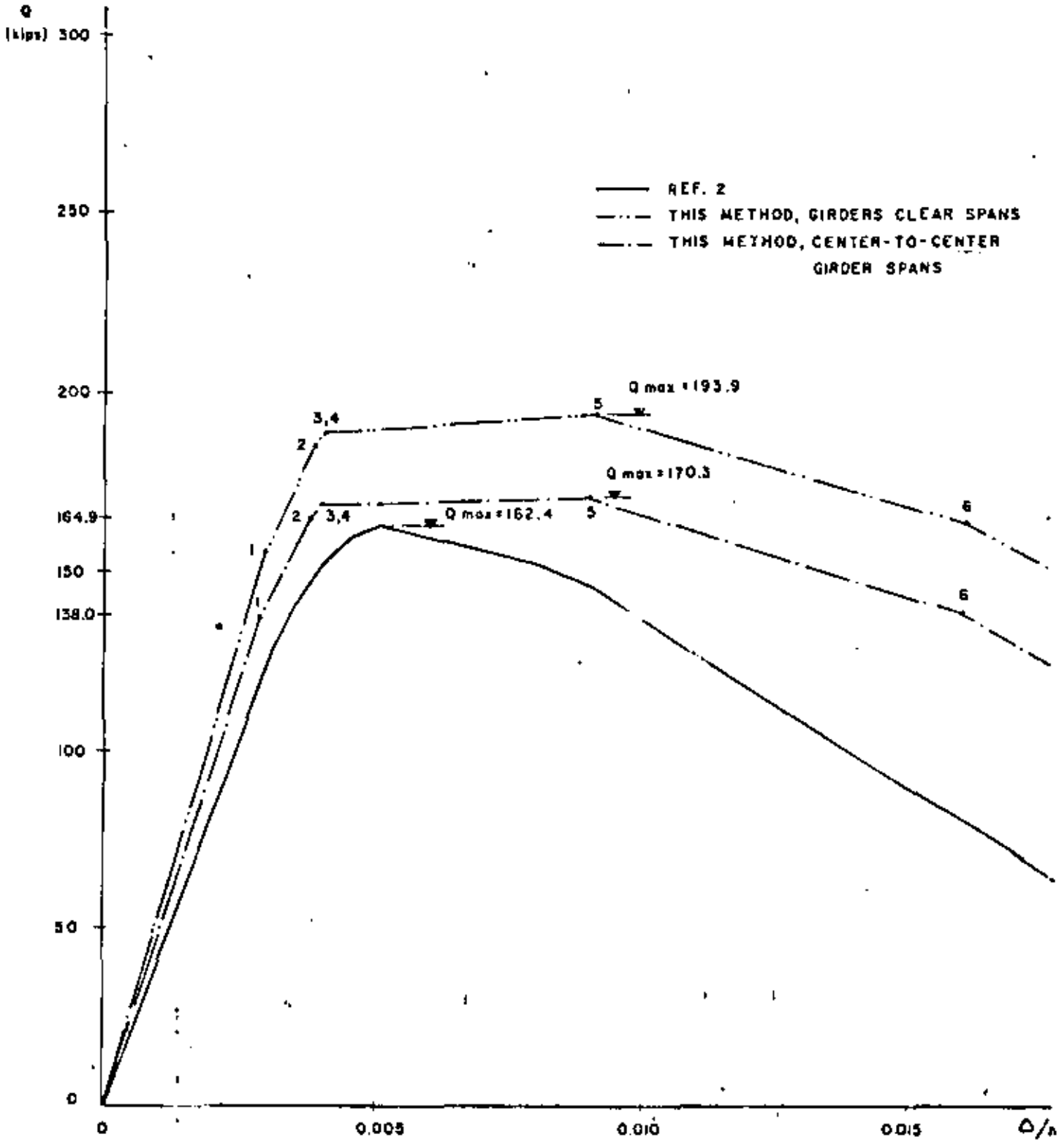
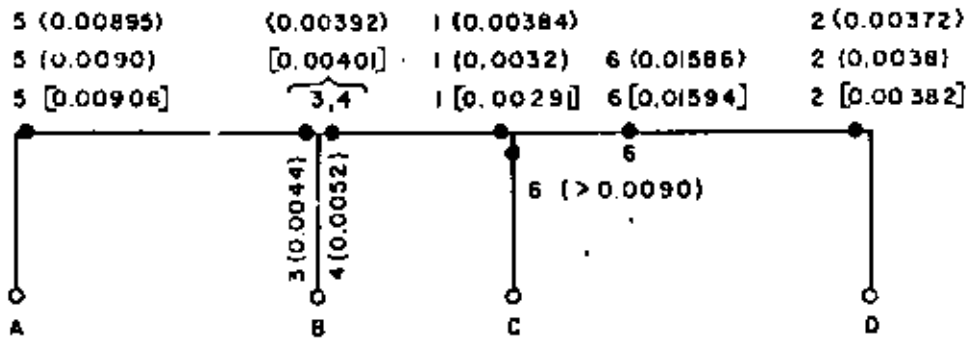


Fig. 8. Horizontal load—lateral deflection curves for illustrative example No. 2



[ ] THIS METHOD, GIRDERS CLEAR SPANS
( ) THIS METHOD, CENTER-TO-CENTER SPANS
( ) REF. 2

Fig. 9. Sequences of plastic hinge formation for illustrative example No. 2

ILLUSTRATIVE EXAMPLES

Example 1—Figure 5 shows a story of a multistory frame belonging to a building which was designed by the allowable stress method in the writer's office. Vertical loads are multiplied by the load factor corresponding to the combination of vertical permanent and horizontal accidental loads.

Computations are shown in Table 1, bending moment diagrams for every loading stage are depicted in Fig. 6, and the horizontal load-lateral deflection curve is shown in Fig. 7.

Example 2—The structure used as an illustrative example in Ref. 2 was analyzed in the following two ways, using the method described in this paper:

(a) Employing the clear spans of girders, as suggested in this paper.
(b) Computing restraining moments using center-to-center girder spans, as in Ref. 2.

Results of both analyses are shown in Figs. 8 and 9, which also contain the Q-Δ curve and the sequence of plastic hinge formation found in Ref. 2. Agreement is fairly good. It is the writer's belief that results based on clear spans are closer to the structure's true behavior.

REFERENCES

1. *Driscoll, G. J., Jr. et al.* Plastic Design of Multi-Story Frames *Lecture Notes and Design Aids, Report Nos. 273.20 and 273.24, Fritz Engineering Laboratory, Lehigh University, 1965.*
2. *Daniels, J. H., and L. W. Lu* The Subassemblage Method of Designing Unbraced Multi-Story Frames *Report No. 273.37, Fritz Engineering Laboratory, Lehigh University, March 1966.*
3. *Daniels, J. H. and L. W. Lu* Design Charts for the Subassemblage Method of Designing Multi-Story Frames *Report No. 273.54, Fritz Engineering Laboratory, Lehigh University, Dec. 1966*
4. *Daniels, J. H.* A Plastic Method for Unbraced Frame Design *Engineering Journal, AISC, Vol. 3, No. 4, Oct. 1966.*
5. *Driscoll, G. C., J. O. Armacost and W. C. Hansell* Plastic Design of Multi-Story Frames by Computer *Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 96, No. ST1, Jan. 1970.*
6. *De Buen, O.* Diseño plástico de marcos rígidos no contraventeados *II Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Veracruz, May 1968.*
7. *De Buen, O* Antiseismic Design of Multi-Story Steel Frames by Plastic Methods *IV World Conference on Earthquake Engineering, Santiago, Chile, Jan. 1969.*
8. *De Buen, O.* A Modification to the Subassemblage Method of Designing Unbraced Multi-Story Frames *Engineering Journal, AISC, Vol. 6, No. 4, Oct. 1969*
9. *Disque, R. O.* Applied Plastic Design of Unbraced Multistory Frames *Engineering Journal, AISC, Vol. 8, No. 4, Oct. 1971.*
10. Specification for the Design, Fabrication and Erection of Structural Steel for Buildings *AISC, Feb. 1969 (including Supplements 1, 2 and 3, adopted Nov. 1970, Dec. 1971, and June 1974).*
11. *Mac Gregor, J. G.* Stability of Reinforced Concrete Building Frames *State of Art Report No. 1, Technical Committee No. 23, International Conference on Planning and Design of Tall Buildings, Lehigh University, Aug. 1972.*
12. *Adams, P. F.* Stability of Three-Dimensional Building Frames *State of Art Report No. 4, Technical Committee No. 16, International Conference on Planning and Design of Tall Buildings, Lehigh University, Aug. 1972.*

VII CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERIA SISMICA

DISEÑO SISMICO DE EDIFICIOS

EJEMPLOS

Ing Oscar de Buen y López de
Heredia

12 Agosto, 1981

RELACIONES ANCHO/GRUESO DE ELEMENTOS PLANOS EN COMPRESIÓN (NORMAS CANADIENSES CAN3-S16.1-M78).

CLASIFICACIÓN DE LAS SECCIONES

PARA LOS FINES DE ESTAS ESPECIFICACIONES LAS SECCIONES ESTRUCTURALES SE CLASIFICAN EN CLASES 1, 2, 3 Ó 4, EN FUNCIÓN DE LA RELACIÓN ANCHO/GRUESO MÁXIMA DE SUS ELEMENTOS PLANOS SOMETIDOS A COMPRESIÓN, FLEXIÓN O FLEXOCOMPRESIÓN.

LAS SECCIONES CLASE 1 (SECCIONES PARA DISEÑO PLÁSTICO) PERMITEN QUE SE ALCANCE EL MOMENTO PLÁSTICO Y SE PRESENTEN ROTACIONES POSTERIORES BAJO MOMENTO CONSTANTE, IGUAL A Mp.

LAS SECCIONES CLASE 2 (SECCIONES COMPACTAS) PERMITEN QUE SE ALCANCE EL MOMENTO PLÁSTICO PERO NO ES NECESARIO QUE LO CONSERVEN BAJO ROTACIONES POSTERIORES.

LAS SECCIONES CLASE 3 (SECCIONES NO COMPACTAS) PERMITEN QUE SE ALCANCE EL MOMENTO CORRESPONDIENTE A LA INICIACIÓN DEL FLUJO PLÁSTICO.

EN LAS SECCIONES CLASE 4 EL ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA CORRESPONDE EN GENERAL AL PANDEO LOCAL DE LOS ELEMENTOS COMPRIMIDOS.

PARA QUE UNA SECCIÓN SOMETIDA A FLEXIÓN SEA CLASE 1 DEBE TENER UN EJE DE SIMETRÍA EN EL PLANO DE CARGA, Y SER DOBLEMENTE SIMÉTRICA SI ESTÁ SOMETIDA A FLEXOCOMPRESIÓN. LAS SECCIONES CLASE 2 SOMETIDAS A FLEXIÓN DEBEN TENER UN EJE DE SIMETRÍA EN EL PLANO DE CARGA, A MENOS QUE LOS EFECTOS OCASIONADOS POR LA ASIMETRÍA DE LA SECCIÓN SE INCLUYAN EN EL ANÁLISIS.

EN LA HOJA SIGUIENTE SE COMPARAN LAS RELACIONES ANCHO/GRUESO PERMITIDAS POR LAS NORMAS AISC Y CANADIENSES PARA VARIOS CASOS DE IMPORTANCIA PRÁCTICA.

DESCRIP. DEL ELEMENTO	CLASE 1 (PLÁSTICO)		CLASE 2 (SEC. COMPACTAS)		CLASE 3 (SEC. NO COMPACTAS)	
	AISC	CAN.	AISC	CAN.	AISC	CAN.
ALAS DE ANGULOS Y ELEM. SOPORTADOS EN UN BORDE	—	—	—	—	$b/t \leq 637/\sqrt{F_y}$	$b/t \leq 639/\sqrt{F_y}$
ANGULOS EN CONTACTO CONTINUO CON OTROS ELEMENTOS; ATIESADORES DE ID. ABERTURAS	—	—	—	—	$\frac{b}{t} \leq \frac{777}{\sqrt{F_y}}$	$b/t \leq 830/\sqrt{F_y}$
PATINES DE SEC. I O T.		$b/t \leq 463/\sqrt{F_y}$	$b/t \leq 595/\sqrt{F_y}$	$b/t \leq 593/\sqrt{F_y}$	$b/t \leq 797/\sqrt{F_y}$	$b/t \leq 830/\sqrt{F_y}$
PATINES DE SEC. EN CAJÓN, CUBREPLACAS, CORDÓN LINEAL DE SOLD., TORNILLOS O REMACH.	$\frac{b}{t} \leq \frac{1593}{\sqrt{F_y}}$	$\frac{b}{t} \leq \frac{1676}{\sqrt{F_y}}$	$\frac{b}{t} \leq \frac{1593}{\sqrt{F_y}}$	$\frac{b}{t} \leq \frac{1676}{\sqrt{F_y}}$	$\frac{b}{t} \leq \frac{2121}{\sqrt{F_y}}$	$\frac{b}{t} \leq \frac{2190}{\sqrt{F_y}}$
ALMAS EN COMPRESIÓN AXIAL		$h/w \leq 2190/\sqrt{F_y}$		$h/w \leq 2190/\sqrt{F_y}$	$\frac{h}{t} \leq 2121/\sqrt{F_y}$	$h/w \leq 2140/\sqrt{F_y}$
ALMAS EN FLEXIÓN		$h/w \leq 3513/\sqrt{F_y}$		$h/w \leq 4375/\sqrt{F_y}$		$h/w \leq 5180/\sqrt{F_y}$
ALMAS FLEXOCOMPRIMIDAS	Si $P_u/P_y \leq 0.27$, $\frac{d}{t} = \frac{3455}{\sqrt{F_y}} \times (1-1.4\,P_u/P_y)$ Si $P_u/P_y > 0.27$, $\frac{d}{t} = \frac{2155}{\sqrt{F_y}}$	$\frac{h}{w} \leq \frac{3513}{\sqrt{F_y}} \times \left(1-1.40\,\frac{P_u}{P_y}\right) \geq 2140/\sqrt{F_y}$	Si $f_a/F_y \leq 0.16$, $\frac{d}{t} \leq \frac{5366}{\sqrt{F_y}} \times (1-3.74\,f_a/F_y)$ Si $f_a/F_y > 0.16$, $\frac{d}{t} \leq \frac{2155}{\sqrt{F_y}}$	Si $P_u/P_y \leq 0.15$, $\frac{h}{w} \leq \frac{4375}{\sqrt{F_y}} \times (1-1.28\,P_u/P_y)$ Si $P_u/P_y > 0.15$, $\frac{h}{w} \leq \frac{3768}{\sqrt{F_y}} \times (1-0.43\,P_u/P_y)$ **		Si $P_u/P_y \leq 0.15$, $\frac{h}{w} \leq \frac{5180}{\sqrt{F_y}} \times (1-1.63\,P_u/P_y)$ Si $P_u/P_y > 0.15$, $\frac{h}{w} \leq \frac{4694}{\sqrt{F_y}} \times (1-0.54\,P_u/P_y)$

F_y debe tomarse, en todos los casos, en Kg/cm^2.

h = distancia libre entre patines. d = peralte total de la sección

* El AISC da una tabla de valores de b/t para aceros con diferentes F_y.

** Cuando $P_u/P_y = 1.0$, esta expresión se transforma en $h/w \leq 2148/\sqrt{F_y} \leq 2140/\sqrt{F_y}$ que es la correspondiente a almas en compresión axial.

Deben calcularse dos valores de $C_m/(1-P_u/P_e)$, el primero con las fuerzas P_u y P_e correspondientes a la columna, suponiendo que sus extremos están fijos linealmente, y el segundo sustituyéndolas por las sumas de las fuerzas axiales P_u y las cargas críticas de pandeo elástico P_e de todas las columnas del entrepiso del que forma parte la columna, y se utiliza el mayor de los dos en la ec. 18 ó 18a.

Como una alternativa, las ecs. 17 y 18 pueden usarse en la forma

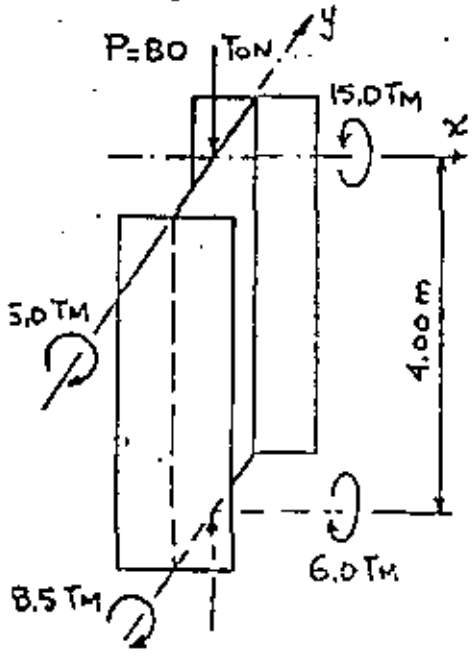
$$\frac{P_u}{P_{yR}} + \frac{M_{uox}}{M_{Rx}} + \frac{M_{uoy}}{M_{Ry}} \leq 1.0 \qquad (17a)$$

$$\frac{P_u}{P_c} + \frac{C_{mx}\,M_{uox}}{(1-P_u/P_{ex})\,M_{Rx}} + \frac{C_{my}\,M_{uoy}}{(1-P_u/P_{ey})\,M_{Ry}} \leq 1.0 \qquad (18a)$$

La sección del miembro es adecuada si se cumplen las dos condiciones anteriores simultáneamente, la primera de ellas en los dos extremos.

M_{uox} y M_{uoy} son los momentos de diseño que actúan alrededor de los ejes x y y de las secciones transversales, y las cantidades restantes tienen los mismos significados que en las ecs. 17 y 18.

EJEMPLO. Determinar si una sección IPR 18"x11¾" x 170 Kg/m, de acero A36, es adecuada para la columna de la figura, suponiendo que sus extremos están fijos linealmente y que los elementos mecánicos indicados corresponden a cargas de trabajo.



Propiedades de la sección:

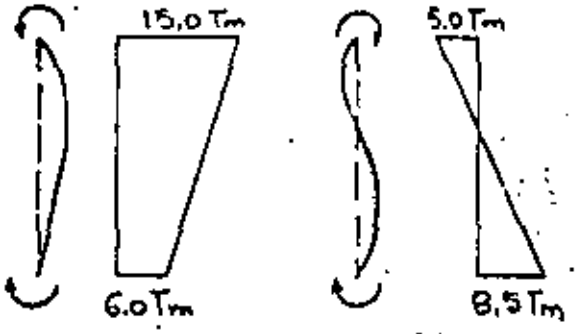
$A = 216.19\ cm^2$, $d = 46.9\ cm$, $t_p = 2.52\ cm$,

$I_x = 84653\ cm^4$, $S_x = 3606\ cm^3$, $Z_x = 4062\ cm^3$, $r_x = 19.78\ cm$

$I_y = 10638\ cm^4$, $S_y = 708\ cm^3$, $Z_y = 1162\ cm^3$, $r_y = 7.01\ cm$

$L/r_x = 20$, $L/r_y = 57$ (Se ha tomado $K_x = K_y = 1.0$)

Diagramas de momentos flexionantes y coeficientes C_m.



$C_{MX} = 0.6 + 0.4 \times \frac{6.0}{15.0} = 0.76$ (curvatura simple)

$C_{MY} = 0.6 + 0.4\left(-\frac{5.0}{8.5}\right) = 0.36 < 0.40$

$\therefore C_{MY} = 0.40$ (curvatura doble)

AISC 69 $f_a = 80\,000/216.19 = 370$ kg/cm²

$(f_{bx})_{sup} = \frac{1500000}{3606} = 416$ kg/cm²; $(f_{bx})_{inf.} = \frac{600000}{3606} = 166$ kg/cm²

$(f_{by})_{sup} = \frac{500000}{708} = 706$ kg/cm²; $(f_{by})_{inf.} = \frac{850000}{708} = 1201$ kg/cm²

$F_a = 1245$ kg/cm²; $F_{bx} = \frac{843700 \times 1.0}{\frac{400 \times 46.9}{30.1 \times 2.52}} = 3411$ kg/cm² > 1520 $\therefore F_{bx} = 1520$ kg/cm²

$F_{by} = 0.75\,F_y = 1898$ kg/cm²; $F'_{ex} = 26200$ kg/cm², $F'_{ey} = 3227$ kg/cm²

Revisión por inestabilidad (ec. 1.6-1a)

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{C_{mx} f_{bx}}{\left(1 - \frac{f_a}{F'_{ex}}\right) F_{bx}} + \frac{C_{my} f_{by}}{\left(1 - \frac{f_a}{F'_{ey}}\right) F_{by}} \leq 1.0$$

$$\underbrace{\frac{370}{1245}}_{f_a/F_a} + \frac{0.76 \times 416}{\left(1 - \frac{370}{26200}\right)1520} + \frac{0.4 \times 1201}{\left(1 - \frac{370}{3227}\right)1898} = \underbrace{0.297}_{f_a/F_a} + 0.771 \times \underbrace{0.274}_{f_{bx}/F_{bx}} + 0.452 \times \underbrace{0.633}_{f_{by}/F_{by}} =$$

$$= 0.297 + 0.211 + 0.286 = 0.794 < 1.00$$

Revisión de los extremos (ec. 1.6-1b)

$$\frac{f_a}{0.60 F_y} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1.0$$

Extremo superior. $\frac{370}{1520} + \frac{416}{1520} + \frac{706}{1898} = 0.243 + 0.274 + 0.372 = 0.889 < 1.00$

Extremo inferior. $\frac{370}{1520} + \frac{166}{1520} + \frac{1201}{1898} = 0.243 + 0.109 + 0.633 = 0.985 < 1.00$

La sección ensayada es correcta; rigen los esfuerzos en el extremo inferior; la inestabilidad no es crítica.

DDF 76 $M_y = F_e S_x f_y = 0.9 \times 3606 \times 2530 = 8\,211\,000$ Kgcm $= 82.11$ Tm

Elementos mecánicos de diseño (con $F_c = 1.4$)

$P_u = 112.0$ Ton, $(M_x)_{sup.} = 21.0$ Tm, $(M_x)_{inf.} = 8.4$ Tm, $(M_y)_{sup.} = 7.0$ Tm, $(M_y)_{inf.} = 11.9$ Tm

$P_{yn} = F_e A f_y = 0.85 \times 216.19 \times 2.53 = 464.92$ Tm; $P_c = \frac{P_{cr}}{A} A = 1.828 \times 216.19 = 395.2$ Ton

$M_{cx} = \frac{EAt}{L/r_y} C_b F_e = \frac{2\,039\,000 \times 216.19 \times 2.52}{57} \times 1.0 \times 0.85 = 16\,565\,000$ Kgcm $= 165.65$ Tm $> M_y$

$\therefore M_{Rx} = M_y = 82.11$ Tm. No es necesario revisar la ec. 14.

$M_{RY} = M_p = F_e Z_y f_y = 0.9 \times 1162 \times 2530 = 2\,646\,000$ Kgcm $= 26.46$ Tm

$P_{Ex} = F_e \pi^2 E I_x/(KL)_x^2 = 0.85 \pi^2 \times 2\,039\,000 \times 84653/400^2 = 9\,050\,000$ Kg $= 9050$ Ton

$P_{EY} = F_e \pi^2 E I_y/(KL)_y^2 = 0.85 \pi^2 \times 2039\,000 \times 10638/400^2 = 1\,137\,000$ Kg $= 1137$ Ton

$C_{Mx} = 0.76$, $C_{MY} = 0.40$

Ec. 17a (Revisión de los extremos). $\frac{P_u}{P_{yn}} + \frac{M_{uox}}{M_{Rx}} + \frac{M_{uoy}}{M_{RY}} \leq 1.0$

Extremo superior. $\frac{112.0}{464.92} + \frac{21.0}{82.11} + \frac{7.0}{26.46} = 0.241 + 0.256 + 0.265 = 0.761 < 1.00$

Extremo inferior. $\frac{112.0}{464.92} + \frac{8.4}{82.11} + \frac{11.9}{26.46} = 0.241 + 0.102 + 0.450 = 0.793 < 1.00$

Ec. 18a (Rev. por inestabilidad). $\frac{P_u}{P_c} + \frac{C_{mx} M_{uox}}{(1 - P_u/P_{ex}) M_{Rx}} + \frac{C_{my} M_{uoy}}{(1 - P_u/P_{EY}) M_{RY}} \leq 1.0$

$\frac{112.0}{395.2} + \frac{0.76 \times 21.0}{\left(1 - \frac{112.0}{9050.0}\right) 82.11} + \frac{0.40 \times 11.9}{\left(1 - \frac{112.0}{1137.0}\right) 26.46} = \underbrace{0.283}_{P_u/P_c} + 0.770 \times \underbrace{0.256}_{M_{uox}/M_{Rx}} + 0.444 \times \underbrace{0.450}_{M_{uoy}/M_{RY}} =$

$= 0.283 + 0.197 + 0.200 = 0.680 < 1.00$

A diferencia de AISC 69, que indica que la sección es correcta, pero está trabajando prácticamente a su capacidad máxima, DDF 76 indica que la sección está sobrada; sigue siendo crítico el extremo inferior.

Los términos que contienen a P_y a M_x son casi iguales en las ecuaciones de las dos especificaciones; en cambio, los que contienen a M_y son apreciablemente menores en las fórmulas de DDF 76, debido a que en ellas se tiene en cuenta la resistencia máxima de la sección, y el factor de forma para flexión alrededor de Y es mucho mayor que alrededor de X (en la sección de este ejemplo, $f_x = Z_x/S_x = 1.13$; $f_y = Z_y/S_y = 1.64$).

REVISIÓN DE LA COLUMNA CON LAS ECUACIONES DEL RDF 76 EN SU PRIMERA FORMA.

MOMENTO RESISTENTE :

EN LOS EXTREMOS.- $M_{RCx} = \left(1 - P_u/P_{ye} - M_{uoy}/M_{Ry}\right) M_{ox}$

POR INESTABILIDAD.- $M_{RCx} = \left(\frac{1 - P_u/P_{Ex}}{C_{mx}}\right)\left[1 - \frac{P_u}{P_c} - \frac{C_{my}}{1-(P_u/P_{Ey})}\frac{M_{uoy}}{M_{Ry}}\right] M_{Ex}$

EXTREMO SUPERIOR.- $M_{RCx} = \left(1 - \frac{112.0}{464.92} - \frac{7.0}{26.46}\right) 82.11 = 40.6\ T_M$

EXTREMO INFERIOR.- $M_{RCx} = \left(1 - \frac{112.0}{464.92} - \frac{11.9}{26.46}\right) 82.11 = 25.4\ T_M$

ES EVIDENTE QUE EL EXTREMO INFERIOR ES EL CRÍTICO, Y EN ESTE CASO NO ES NECESARIO CALCULAR EL VALOR DE M_{RCx} CORRESPONDIENTE AL SUPERIOR.

INESTABILIDAD.- $M_{RCx} = \frac{1 - 112.0/3050}{0.76}\left(1 - \frac{112.0}{395.2} - \frac{0.40}{1 - 112.0/1137}\frac{11.9}{26.46}\right) 82.11 =$

$= 55.2\ T_M$

SON CRÍTICAS LAS CONDICIONES EN LOS EXTREMOS, PERO EN LOS DOS EL MOMENTO RESISTENTE ES MAYOR QUE EL QUE ACTÚA ALREDEDOR DEL EJE X. FACTORIZADO (EXTR. SUP., $40.6 > 21.0$; INF., $25.4 > 8.4$), DE MANERA QUE LA COLUMNA RESISTE LAS CARGAS QUE ACTÚAN SOBRE ELLA.

REVISIÓN CON LAS ECUACIONES :

RESISTENCIA EN LOS EXTREMOS.- $\left(\frac{M_x}{M_{pcx}}\right)^5 + \left(\frac{M_y}{M_{pcy}}\right)^5 \leq 1.0$

RESIST. POR INESTABILIDAD.- $\left(\frac{C_{mx} M_x}{M_{ucx}}\right)^2 + \left(\frac{C_{my} M_y}{M_{ucy}}\right)^2 \leq 1.0$

UTILIZAREMOS UN FACTOR DE CARGA $F_c = 1.4/0.9 = 1.56 \doteq 1.60$

$P = 80 \times 1.6 = 128.0\ T_{ON}$; $(M_x)_{sup.} = 24.0\ T_M$; $(M_x)_{inf.} = 9.6\ T_M$; $(M_y)_{sup} = 8.0\ T_M$; $(M_y)_{inf.} = 13.61$

$P_y = A f_y = 216.19 \times 2.53 = 546.96\ T_{ON}$; $P/P_y = 128.0/546.96 = 0.234$

$M_{px} = Z_x \sigma_y = 102.8\ T_M$; $M_{py} = Z_y \sigma_y = 29.4\ T_M$

$$\xi = 1.6 - \frac{P/P_y}{2\,L_n(P/P_y)} = 1.6 - \frac{0.234}{2\,L_n(0.234)} = 1.681$$

$$M_{Pcx} = 1.18\left[1-(P/P_y)\right]M_{px} = 1.18\,(1-0.234)\,102.8 = 92.9\ Tm$$

$$M_{Pcy} = 1.18\left[1-(P/P_y)^2\right]M_{Py} = 1.18\,(1-0.234^2)\,29.4 = 32.8\ Tm > M_{Py} \therefore M_{Pcy} = M_{Py} = 29.4\ Tm$$

EXTREMO SUPERIOR.- $\left(\frac{24.0}{92.9}\right)^{1.681} + \left(\frac{8.0}{29.4}\right)^{1.681} = 0.215 \ll 1.0$

EXTR. INFERIOR.- $\left(\frac{9.6}{92.9}\right)^{1.681} + \left(\frac{13.6}{29.4}\right)^{1.681} = 0.296 \ll 1.0$

INESTABILIDAD.- $\eta = 0.4 + \frac{P}{P_y} + \frac{B}{H} = 0.4 + 0.234 + \frac{11.75}{18.0} = 1.287$

$(KL/r)_y = 1.0\times 400/7.01 = 57$, $P_u = \sigma_y\left[1-\frac{(L/r)^2}{2C_c^2}\right]A = 2.53\left[1-\frac{57^2}{2(126.1)^2}\right]216.19 = 491.1\ Ton$

$P_{ex} = \frac{\pi^2 E I_x}{(KL)_x^2} = \frac{\pi^2\times 2039\times 10^3\times 84653}{400^2} = 10647\ Ton$; $P_{ey} = \frac{\pi^2 E I_y}{(KL)_y} = 1338\ Ton$

$M_{ucx} = M_{ux}\left(1-\frac{P}{P_u}\right)\left(1-\frac{P}{P_{ex}}\right) = 98.9\left(1-\frac{128.0}{491.1}\right)\left(1-\frac{128.0}{10647}\right) = 72.2\ Tm$; $M_{ux} =$

$= \left[1.07 - \frac{(L/r_y)\sqrt{\sigma_y}}{26500}\right]M_{Px} = 98.9\ Tm$

$M_{ucy} = M_{Py}\left(1-\frac{P}{P_u}\right)\left(1-\frac{P}{P_{ex}}\right) = 19.7\ Tm$

$\left(\frac{0.76\times 24.0}{72.2}\right)^{1.287} + \left(\frac{0.4\times 13.6}{19.7}\right)^{1.287} = 0.361 \ll 1.00$

EL PERFIL ESTÁ SOBRADO; ES CRÍTICA LA INESTABILIDAD.

ESTAS ECS. PUEDEN UTILIZARSE TAMBIÉN PARA CALCULAR EL MOMENTO RESISTENTE ALREDEDOR DE X.

EXTR. SUP.- $\left(\frac{M_x}{92.9}\right)^{1.681} + \left(\frac{8.0}{29.4}\right)^{1.681} = 1.0 \therefore M_x = 86.6\ Tm$

EXTR. INF.- $\left(\frac{M_x}{92.9}\right)^{1.681} + \left(\frac{13.6}{29.4}\right)^{1.681} = 1.0 \therefore M_x = 76.8\ Tm$

INESTAB.- $\left(\frac{0.76\,M_x}{72.2}\right)^{1.287} + \left(\frac{0.4\times 13.6}{19.7}\right)^{1.287} = 1.0 \therefore M_x = 80.6\ Tm$

ESTOS MOMENTOS SON MUCHO MAYORES QUE LOS CALCULADOS CON LAS ECS. DEL RDT 76 :

EXTR. SUP.- $86.6\ Tm > 40.6$ $(86.6/40.6 = 2.13)$

EXTR. INF.- $76.8 > 25.4$ $(76.8/25.4 = 3.02)$. INEST.- $80.6 > 55.2$ $(80.6/55.2 = 1.46)$

DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.

VII CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERIA SISMICA.

DISEÑO SISMICO DE EDIFICIOS

EJEMPLOS

PROF. DR. OCTAVIO A. RASCON CHAVEZ.

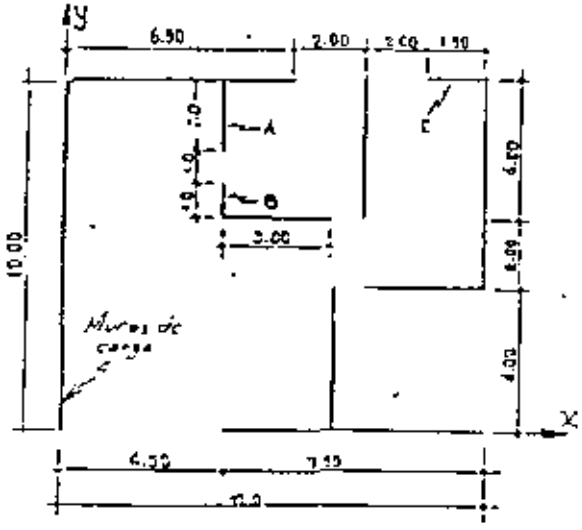
AGOSTO, 1981.

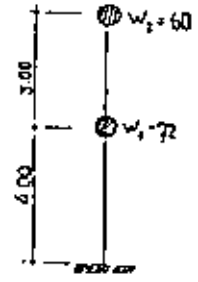
5. EJEMPLOS DE ANALISIS SISMICO DE ACUERDO CON EL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL - 1977

Por Dr. Octavio A. Rascón Ch.

5.1 EJEMPLO DEL METODO SIMPLIFICADO

La figura siguiente muestra esquemáticamente las plantas, alturas y pesos de una estructura. Se verificará que se satisfacen las condiciones que se exigen en el artículo 238 y se efectuará el análisis mediante el método simplificado.





Nota: las distancias están en metros y los pesos en toneladas.

Los muros son de tabique recocido, de 14 cm de espesor, cuya resistencia al esfuerzo cortante es 1.5 kg/cm².

PLANTA DE DOS PISOS

Observando la planta se puede afirmar que más del 75% de las cargas verticales están soportadas por los muros. Se aprecia también que existen en cada dirección dos muros perimetrales paralelos; las longitudes en que estos muros están ligados a las losas son, en la dirección X: 7.50 m y 6.50 m, mayores que 0.5 x 12 = 6.00 m, y en la dirección Y, 10.00 m y 6.00 m, mayores que 0.5 x 10 = 5.00 m. La relación entre la longitud y anchura de la planta es 12/10 = 1.2, menor que 2.0; la relación entre la altura y la dimensión mínima en planta es 7/10 = 0.7, menor que 1.5 y la altura del edificio es menor que 13 m. En conclusión se puede aplicar el método simplificado en ambas direcciones.

Paso 1. Se determina el coeficiente sísmico de acuerdo con la tabla del artículo 239. Suponiendo que la estructura se edificará en la zona I y teniendo en cuenta que la altura es 7 m, encontramos que el coeficiente sísmico es 0.08

Paso 2. Se calculan las fuerzas y cortantes sísmicas, de la manera especificado en el artículo 240, es decir, como se indica en la tabla siguiente:

Nivel o entrepiso i	W_i ton	h_i m	$W_i h_i$ ton-m	P_i ton	V_i ton
2	60	7	420	6.30	6.32
1	72	4	288	4.32	10.62
Sumas	132		708	10.62	

donde: h_i es la altura del nivel i respecto a la base,

$$P_i = \frac{W_i h_i}{\Sigma W_i h_i}(0.08\Sigma W_i) = \frac{W_i h_i}{708}(.08\times132) = 0.015\, W_i h_i$$

Las fuerzas P_i actúan en las direcciones X y Y

Paso 3. Se calculan las fuerzas resistentes en las direcciones X, Y. Los muros cuya relación $\frac{h}{L}$ sea menor que 1.33 tendrán una capacidad de 1.5 kg/cm² (sin ninguna reducción), en la planta baja esto ocurre para muros con una longitud mayor que 4.0/1.33 = 3 m.

En la dirección X hay (6.5+3.0+3.5+7.5) = 20.5 m que cumplen tal condición, y (10.0+4.0+4.0+6.0) = 24 m, en la dirección Y.

Los muros A, B y C tienen L < 3.0 m y sus esfuerzos resistentes se reducen a

$$\sigma_A = 1.5\ (1.33 \times \frac{2.0}{4.0})^2 = 0.66\ kg/cm^2$$

$$\sigma_B = 1.5\ (1.33 \times \frac{1.0}{4.0})^2 = 0.17\ kg/cm^2$$

$$\sigma_C = 1.5\ (1.33 \times \frac{1.5}{4.0})^2 = 0.37\ kg/cm^2$$

La resistencia total en la dirección x es:

$$\frac{2050 \times 14 \times 1.5 + 156 \times 14 \times .37}{1000} = 43.83\ ton$$

y en la dirección Y:

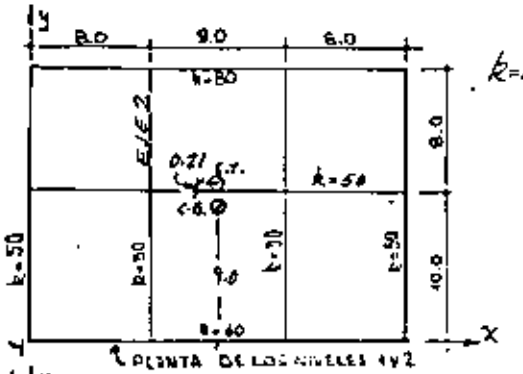
$$\frac{2400 \times 14 \times 1.5 + 200 \times 14 \times 0.66 + 100 \times 14 \times .17}{1000} =$$

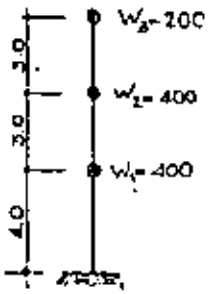
52.49 ton

ambas mayores que la fuerza cortante actuante 10.62 ton.

5.2 EJEMPLO DE ANALISIS ESTATICO

En las figuras siguientes se muestran la elevación y las plantas esquemáticas de un hospital de tres niveles que se construirá en la zona de terreno firme del Distrito Federal.





Nota: las distancias están en metros, los pesos en toneladas y las rigideces de entrepiso en toneladas sobre centímetro.

Los detalles constructivos y los materiales que se usarán permiten utilizar Q=4. Se dan los valores de las rigideces de entrepiso de los marcos, los pesos concentrados en los niveles y las dimensiones. Se determinarán las fuerzas cortantes que correspondan a cada marco utilizando el método estático propuesto en el artículo 240 del Reglamento.

Paso 1. Determinación del coeficiente sísmico; el artículo 240 especifica que la relación entre la fuerza cortante en la base V y el peso total W igual a $\frac{c}{Q}$ o a_o, el que sea mayor. El valor de C se obtiene de la tabla del artículo 234 y el de a_o, de la tabla del artículo 236, y son parte de la definición del espectro de diseño sísmico.

Enseguida se indican los valores correspondientes a la zona de terreno firme (zona I) y a un edificio que se va a usar como hospital (construcción del grupo A, según el artículo 232):

$a_o = 0.03$, $c = 0.16$; $C=0.16 \times 1.3=0.208$

Usar $\frac{c}{Q} = \frac{0.208}{4} = 0.052 > a_o$

Paso 2. Cálculo de fuerzas sísmicas en los niveles: según el artículo 240 la fuerza sísmica P_i en el nivel i es igual a $C_i W_i$, donde W_i es el peso de tal nivel y C_i es una constante proporcional a h_i, que es la correspondiente altura con respecto a la base. Digamos:

$$P_i = C_i W_i = \alpha h_i W_i$$

Para determinar α se toma en cuenta que

$$\frac{V}{W} = \frac{\Sigma P_i}{\Sigma W_i} = \text{coeficiente sísmico} = S_a$$

$$\therefore S_a = \frac{\alpha \Sigma h_i W_i}{\Sigma W_i} \quad \therefore \alpha = \frac{S_a \Sigma W_i}{\Sigma h_i W_i}$$

de donde:

$$\boxed{P_i = \frac{W_i h_i}{\Sigma W_i h_i} S_a \Sigma W_i}$$

El cálculo de las P_i para este ejemplo se presenta en la siguiente tabla

Nivel o entrepiso i	W_i (ton)	h_i (m)	$W_i h_i$	P_i (ton)	V_i (ton)
3	200	10	2000	16.25	16.25
2	400	7	2800	22.75	39.00
1	400	4	1600	13.00	52.00
sumas	1000		6400	52.00	

$S_a = 0.052$

$P_i = \frac{0.052 \times 1000}{6400} W_i h_i$

$P_i = 0.008125\ W_i h_i$

Paso 3. Determinación de la posición de las fuerzas cortantes, los centros de rigidez de cada piso, y los momentos torsionantes:

Las fuerzas en los niveles P_i están ubicadas en los centros de gravedad de las cargas W_i. Como las fuerzas cortantes son resultado de las fuerzas P_j, su ubicación estará dada por:

$$X_V = \frac{\Sigma P_j X_j}{V} \quad ; \quad Y_V = \frac{\Sigma P_j Y_j}{V}$$

donde $V = \Sigma P_j$ y las sumas son sólo hasta el nivel en que está aplicada la fuerza cortante V. Supondremos en este ejemplo que los centros de gravedad de las cargas coinciden con el centro de gravedad de las áreas de las plantas, es decir que, con referencia a los ejes indicados en las figuras donde se presentan las plantas, las cordenadas de los puntos de aplicación de las fuerzas sísmicas en los niveles son

Nivel j	X_j (m)	Y_j (m)
3	11.09	8.17
1,2	12.50	9.00

En la siguiente tabla se muestran los cálculos para determinar la posición de las fuerzas cortantes.

Nivel o entrepiso	FUERZAS EN DIRECCION X						FUERZAS EN DIRECCION Y					
	P_j	Y_j	$P_j Y_j$	$\Sigma P_j Y_j$	V	Y_V	P_j	X_j	$P_j X_j$	$\Sigma P_j X_j$	V	X_V
3	16.25	8.17	132.76	132.76	16.25	8.17	16.25	11.09	180.21	180.21	16.25	11.09
2	22.75	9.00	204.75	337.51	39.00	8.65	22.75	12.50	284.38	464.59	39.00	11.91
1	13.00	9.00	117.00	454.51	52.00	8.74	13.00	12.50	162.50	627.09	52.00	12,06

El centro de torsión es el punto por el que debe pasar la línea de acción de la fuerza cortante sísmica para que el movimiento relativo de los niveles que limitan el entrepiso sea exclusivamente de traslación. Si esto no ocurre existe torsión o rotación relativa entre tales niveles. Las expresiones para calcular el centro de torsión será, en cada entrepiso:

$$X_T = \frac{\Sigma K_y X}{\Sigma K_y} \quad ; \quad Y_T = \frac{\Sigma K_x Y}{\Sigma K_x}$$

donde K_y son las rigideces de entrepiso de los marcos orientados en la dirección Y, cuya posición está dada por X. K_x son las rigideces de entrepiso de los marcos orientados en la dirección x, cuya posición está dada por Y. Las sumas se refieren a todos los marcos que hay en el entrepiso en la correspondiente dirección

En la siguiente tabla se muestran los cálculos para el ejemplo que estamos tratando.

MARCOS EN LA DIRECCION Y

ENTRE PISO	EJE 1		EJE 2		EJE 3		EJE 4		ΣK_y	$\Sigma K_y X$	X_T
	K_y	X	K_y	X	K_y	X	K_y	X			
3	30	0	—	—	30	17	20	25	80	1010	12.63
2	50	0	50	0	50	17	50	25	200	2500	12.50
1	50	0	50	0	50	17	50	25	200	2500	12.50

MARCOS EN LA DIRECCION X

ENTRE-PISO	EJE A		EJE B		EJE C		ΣK_x	$\Sigma K_x Y$	Y_T
	K_x	Y	K_x	Y	K_x	Y			
3	200	0	50	10	200	18	450	4100	9.11
2	60	0	50	10	80	18	190	1940	10.21
1	60	0	50	10	80	18	190	1940	10.21

Para determinar los momentos torsionantes es necesario conocer las excentricidades calculadas de las fuerzas cortantes y añadir las amplificaciones prescritas en el punto VII del art 240. Esto se hace en las siguientes tablas, donde también se calculan los momentos torsionantes. . $e_1 = 1.5\, e_s + 0.1b$

$e_2 = e_s - 0.1b$.

SISMO EN DIRECCION X

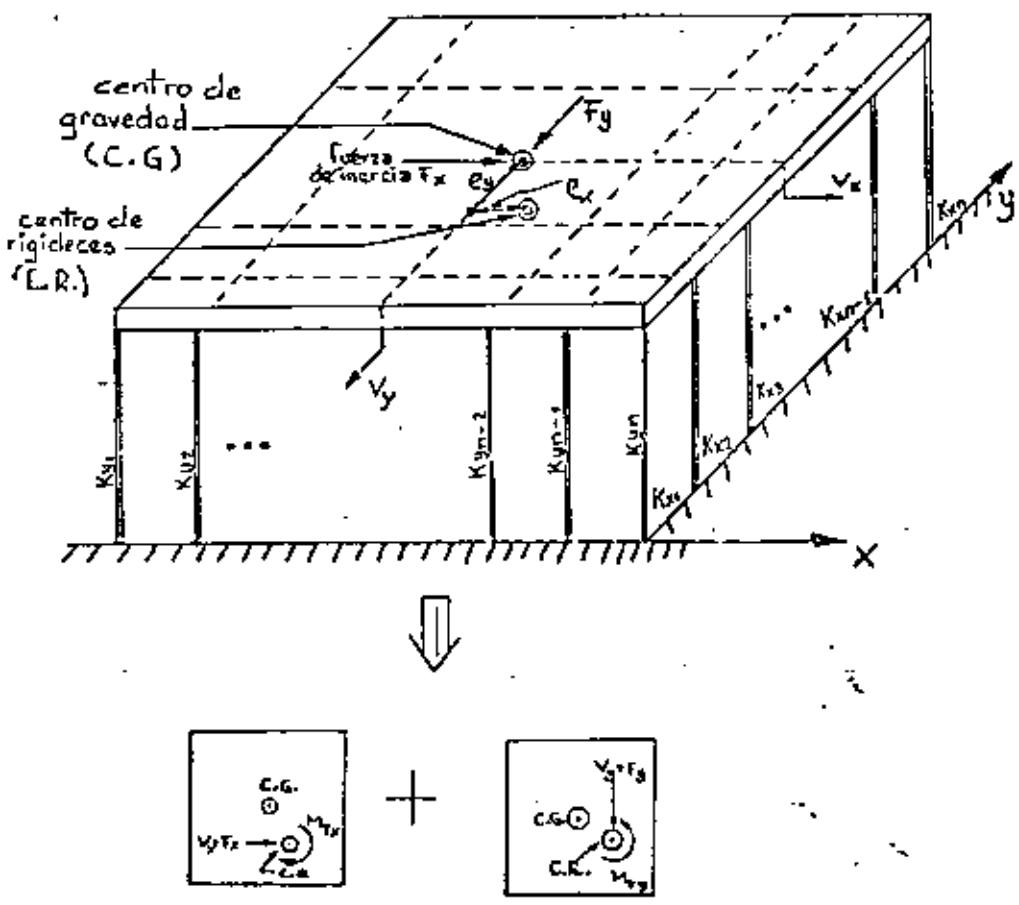
ENTRE-PISO	Y_v (m)	Y_T (m)	$e_s = Y_v - Y_T$ (m)	b (m)	e_1 (m)	e_2 (m)	V_x (m)	M_{1x} (ton-m)	M_{2x} (ton-m)
3	8.17	9.11	-0.94	18.0	-3.21	0.86	16.25	-52.16	13.98
2	8.65	10.21	-1.56	18.0	-4.14	0.24	39.00	-161.46	9.36
1	8.74	10.21	-1.47	18.0	-4.01	0.33	52.00	-208.52	17.16

SISMO EN DIRECCION Y

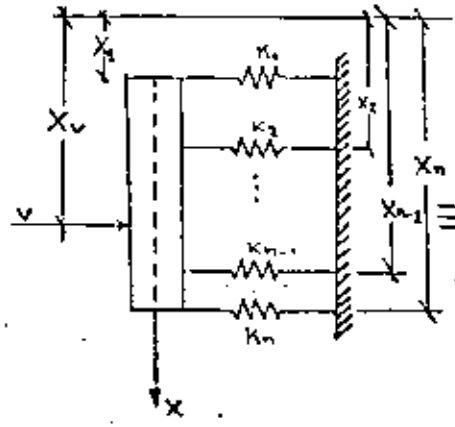
ENTRE PISO	X_v (m)	X_T (m)	$e_s = X_v - X_T$ (m)	b (m)	e_1	e_2	V_Y	M_{1Y}	M_{2Y}
3	11.09	12.63	-1.54	25.0	-4.81	0.96	16.25	-78.16	15.6
2	11.91	12.50	-0.59	25.0	-3.39	1.91	39.00	-132.21	74.49
1	12.06	12.50	-0.44	25.0	-3.16	2.06	52.00	-164.32	107.12

PASO 4 Distribución de las fuerzas cortantes sísmicas en los marcos. La fuerza cortante que debe resistir un marco cualquiera debe ser la suma de dos efectos: el debido a la fuerza cortante del piso actuando en el centro de rigideces y el debido al momento torsionante del piso. Cuando todos los marcos son paralelos a uno de los ejes X o Y, son válidas las siguientes expresiones:

DISTRIBUCION DE FUERZAS CORTANTES DIRECTAS Y POR TORSION



DISTRIBUCION DE LAS FUERZAS CORTANTES EN UN ENTREPISO



$$\Sigma F_i = K_1\delta + X_2\delta + \ldots + X_n\delta + V = K_{eq}\delta$$

$$\text{si } K_i = \delta K_{eq}$$

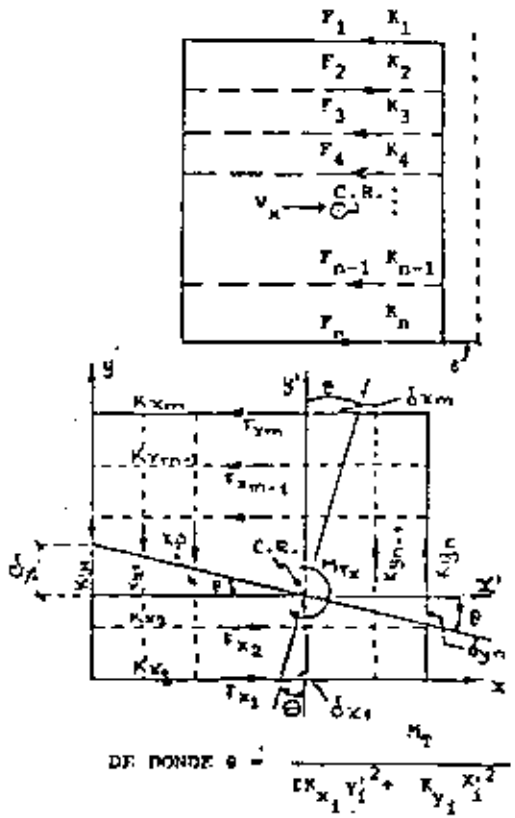
$$K_{eq} = \sum_{i=1}^{n} K_i$$

$$\Sigma M_i = \Sigma F_i X_i = \Sigma X_i \delta X_i = \delta \Sigma K_i X_i = V X_v = K_{eq}\delta X_v$$

$$X_v = \frac{\sum_{i=1}^{n} K_i X_i}{\sum_{i=1}^{n} K_i}$$

POSICION DEL CENTRO DE RIGIDECES

VEAMOS COMO SE DISTRIBUYEN LAS FUERZAS CORTANTES EN LOS MARCOS



$$F_i = K_i \delta$$

$$\Sigma F_i = \Sigma K_i \delta = V_x \quad \therefore \quad \delta = \frac{V_x}{\Sigma K_i}$$

$$F_i = V_x \frac{K_i}{\sum_{i=1}^{n} K_i}$$

$$F_{x_i} = K_{x_i} \delta_{x_i} = K_{x_i} Y_i' \theta$$

$$F_{x_i} = K_{y_i} \delta_{y_i} = K_{y_i} X_i' \theta$$

$$\Sigma M_{C.R.} = \Sigma F_{x_i} Y_i' + \Sigma F_{y_i} X_i'$$

$$= \theta (\Sigma K_{x_i} Y_i'^2 + \Sigma K_{y_i} X_i'^2)$$

$$= M_{T_x}$$

DE DONDE $\theta = \dfrac{M_T}{\Sigma K_{x_i} Y_i'^2 + K_{y_i} X_i'^2}$

POR LO QUE

$$F_{x_i} = M_{Tx} \frac{F_{x_i} Y_i'}{\Sigma K_{x_i} Y_i'^2 + K_{y_i} X_i'^2} \qquad F_{y_i} = M_{Tx} \frac{K_{y_i} X_i'}{\Sigma K_{x_i} Y_i'^2 + \Sigma K_{y_i} X_i'^2}$$

PARA LOS MARCOS PARALELOS A X

1. $V_X \dfrac{K_x}{\Sigma K_x}$ (Sismo en X) Directo

2. $\dfrac{M_X K_X \bar{Y}}{R_o}$ (Sismo en X) torsión

3. $\dfrac{|M_Y K_X \bar{Y}|}{R_o}$ (Sismo en Y) torsión

PARA MARCOS PARALELOS A Y

$V_Y \dfrac{K_Y}{\Sigma K_y}$ (Sismo en Y) Directo

$\dfrac{M_Y K_Y \bar{X}}{R_o}$ (Sismo en Y) torsión

$\dfrac{|M_X K_Y \bar{X}|}{R_o}$ (Sismo en X) torsión

donde $R_o = \Sigma K_x \bar{Y}^2 + \Sigma K_y \bar{X}^2$

$\bar{X}$, $\bar{Y}$ son las coordenadas de los marcos con respecto al centro de torsión: $\bar{X} = X - X_T$

$\bar{Y} = Y - Y_T$

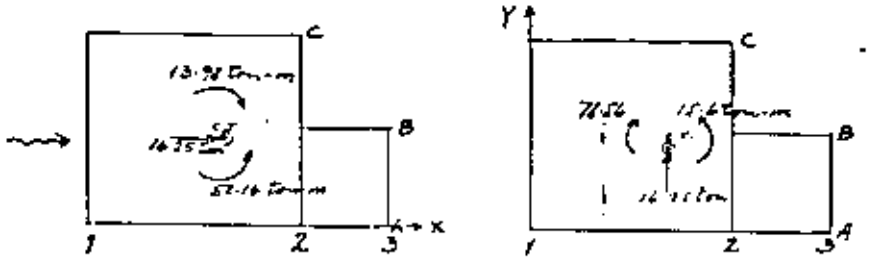
Nótese que las contribuciones directas (1) y las de torsión que se producen en los marcos perpendiculares a la dirección del sismo (3) son siempre positivas. La contribución (2) puede ser positiva o negativa. Los valores de M_x y M_y se escogerán, para cada marco, de forma que produzcan la máxima contribución.

El art 237 del Reglamento exige que las estructuras se analicen bajo la acción de dos componentes otorgonales del movimiento del terreno y que en cada sección crítica se sumarán vectorialmente los efectos gravitacionales con los de un componente del movimiento del terreno y, cuando sea significativo, 0.3 de los efectos del otro. En rigor tal combinación debe hacerse a nivel de desplazamiento y de elementos mecánicos, pero es razonable efectuarla a nivel de

fuerzas cortantes, que es como se hace en las siguientes tablas.

ENTRE PISO 3 V_x = 16.25 ton X_T = 12.63 m

V_y = 16.25 ton Y_T = 9.11 m



MARCO	K_x	Y	$\bar{Y}$= Y-Y_T	$K_x \bar{Y}$	$K_x \bar{Y}^2$	Sismo en X Dir.	Sismo en X Tors	en Y Tors	1(X)+.3(Y)	.3(X)+1(Y)	V Diseño
A	200	0.	-9.11	-1822.	16 598.42	7.22	2.33	3.48	10.59	6.35	10.59
B	50	10.	0.89	44.5	39.61	1.81	0.02	0.09	1.86	0.64	1.86
C	200	18.	8.89	1778	15 806.42	7.22	0.61	3.40	8.85	5.75	8.85
Σ	450			Σ 0	32 444.45	16.25					21.30

MARCO	K_y	X	$\bar{X}$= X-X_T	$K_y \bar{X}$	$K_y \bar{X}^2$	Sismo en Y Dir.	Sismo en Y Tors	en X Tors	1(X)+.3(Y)	.3(X)+1(Y)	V Diseño
1	30	0	-12.63	-378.9	4785.51	6.09	0.72	0.46	2.52	6.95	6.95
2	30	17.	4.37	131.1	572.91	6.09	0.05	0.17	2.01	6.19	6.19
3	20	25.	12.37	247.4	3060.38	4.07	0.09	0.35	1.60	4.26	4.26
Σ	80			Σ 0	8418.76	16.25					17.39

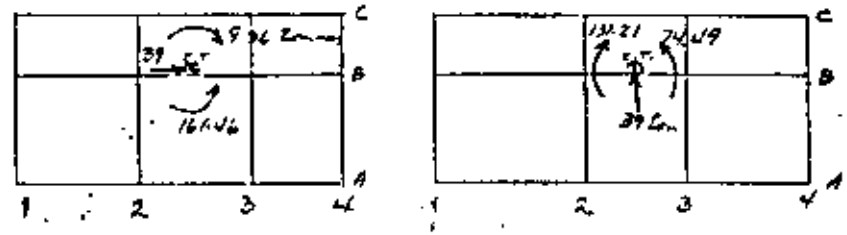
Σ = 40,863.21

Como comprobación la suma de $K_x \bar{Y}$ y $K_y \bar{X}$ debe ser cero, la suma de los cortantes directos debe ser igual a los respectivos actuantes y la de los de diseño debe ser mayor que tal valor.

ENTREPISO 2

V_x = 39.0 ton V_y = 39.0 ton

X_T = 12.50 m Y_T = 10.21 m



MARCO	K_x	Y	$\bar{Y}$= Y-Y_T	$K_x \bar{Y}$	$K_x \bar{Y}^2$	Sismo en X Dir	Sismo en X Tors	en Y Tors	1(X)+.3(Y)	.3(X)+1(Y)	V diseño
A	60	0	-10.21	-612.6	6254.7	12.32	3.44	2.82	16.61	7.55	16.61
B	50	10	-0.21	-10.5	2.2	10.26	0.06	0.05	10.34	3.15	10.34
C	80	18	7.79	623.2	4854.7	16.42	0.20	2.86	17.48	7.85	17.48
Σ	190			Σ 0	11111.6	39.0					44.43

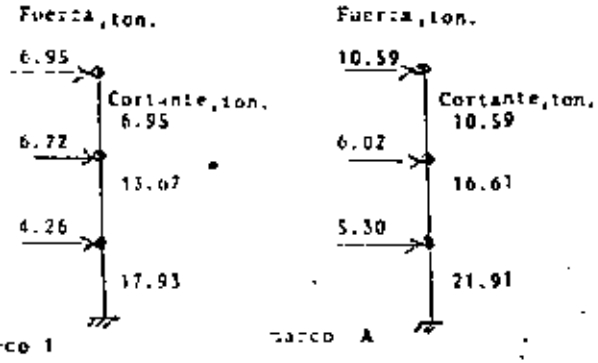
MARCO	K_y	X	$\bar{X}$= X-X_T	$K_y \bar{X}$	$K_y \bar{X}^2$	Sismo en Y Dir	Sismo en Y Tors	en X Tors	1(X)+.3(Y)	.3(X)+1(Y)	V diseño
1	50	0	-12.5	-625	7812.5	9.75	2.87	3.51	7.30	13.67	13.67
2	50	8	-4.5	-225	1012.5	9.75	1.03	1.26	4.49	11.16	11.16
3	50	17	4.5	225	1012.5	9.75	0.58	1.26	4.49	11.16	11.16
4	50	25	12.5	625	7812.5	9.75	1.62	3.56	7.30	13.67	13.67
	200			Σ 0	17650.0	39.0					49.66

Σ = 28,761.6

De manera similar resulta para el primer entrepiso:

Marco	A	B	C	1	2	3	4
V diseño	21.91	33.78	25.33	17.93	14.76	14.78	17.93

Al lado se muestran las fuerzas que servirán para analizar los marcos 1 y A



Dividiendo las fuerzas cortantes entre las rigideces de entrepiso se pueden calcular los desplazamientos de entrepiso, para revisar si son o no aceptables; es importante tener presente que deben multiplicarse por Q, puesto que la reducción por ductilidad se aplica sólo a las fuerzas y no a los desplazamientos. Para los marcos 1 y A tenemos:

	Marco 1			Marco A			
Entrepiso	V (ton)	K (ton/cm)	$\delta = Q\frac{V}{K}$ (cm)	V (ton)	K (ton/cm)	$\delta = Q\frac{V}{K}$ (cm)	$\delta_{máx}$ (cm)
1	17.93	50	1.43	21.91	60	1.46	3.20
2	13.67	50	1.09	16.61	60	1.11	2.40
3	6.95	30	0.93	10.59	200	0.21	2.40

$\delta_{máx} = 0.008\ h$ (art 242) Todas las deformaciones son aceptables

5.2 EJEMPLO DE REDUCCION DE LAS FUERZAS CORTANTES EN ANALISIS ESTATICO, TOMANDO EN CUENTA EL VALOR DEL PERIODO FUNDAMENTAL.

En la tabla siguiente se muestran los valores de los pesos, rigideces de entrepiso, fuerzas cortantes obtenidas en el ejemplo 5.2.

Para calcular el periodo fundamental, el inciso II del artículo 240 da la expresión:

$$T = 6.3\left[\frac{\sum W_i x_i^2}{g\sum P_i x_i}\right]^{1/2}$$

donde g es la aceleración de la gravedad.

Los cálculos se presentan en la siguiente tabla:

Entrepiso o nivel	W_i (ton)	P_i (ton)	K_i (ton/cm)	V_i (ton)	δ_i (cm)	X_i (cm)	X_i^2	$W_i X_i^2$ (ton-cm^2)	$P_i X_i$ (ton-cm)
3	200	16.25	80	16.25	0.2031	0.6581	.43310	86.620	10.694
2	400	72.75	200	59.00	0.1950	0.4550	.20703	82.810	10.351
1	400	13.00	200	32.00	0.2600	0.2600	.06760	27.040	3.380
Σ =								196.67	24.425

$$T = 6.3\left(\frac{1}{981} \times \frac{196.67}{24.425}\right)^{1/2} = 0.571 \text{ seg}$$

Para la zona I, $T_1 = 0.3$ y $T_2 = 0.8$ seg

Entonces:

$$0.3 < 0.571 < 0.8 \quad , \quad T_1 < T < T_2$$

por lo que no se permite reducción en este caso.

EJEMPLO DE ANALISIS DINAMICO

Calcular las fuerzas cortantes de diseño sísmico según el Reglamento del DDF, de una nave rígida de dos grados de libertad, con $m_1 = 4$ y $m_2 = 2$ ton-seg^2/cm, y $k_1 = 60$ y $k_2 = 40$ ton/cm.

La estructura será, tipo B y se construirá en la zona II.

Utilizar el método de análisis dinámico.

Solución

Las frecuencias se obtienen resolviendo el determinante:

$$|[K] - \omega^2[M]| = 0 = (100 - 4\omega^2)(40 - 2\omega^2) - 40^2 = 0$$

donde $[K] = \begin{bmatrix} k_1+k_2 & -k_2 \\ -k_2 & k_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 100 & -40 \\ -40 & 40 \end{bmatrix}$; y $[M] = \begin{bmatrix} 4 & 0 \\ 0 & 2 \end{bmatrix}$

$\omega_1^2 = 8.139$, $\omega_1 = 2.853$; $T_1 = 2.203$ seg

$\omega_2^2 = 36.861$, $\omega_2 = 6.071$; $T_2 = 1.035$ seg

Los vectores modales se obtuvieron resolviendo los sistemas de ecuaciones

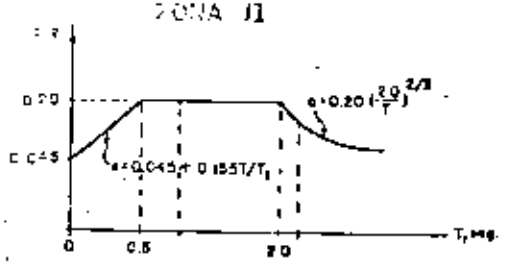
$$\begin{bmatrix} 100 - 4(\omega_1^2) & -40 \\ -40 & 40 - 2(\omega_1^2) \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} x_1 \\ x_2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \end{Bmatrix}$$

$z_1^T = [0.5931, 1]$; $z_2^T = [-0.8431, 1]$

Consideremos que se trata de una estructura tipo B que se construirá en la zona II.

En tal caso: $C = 0.20$, $a_0 = 0.045$, $T_1 = 0.5$, $T_2 = 2.0$ y $r = 2/3$

Considérese $Q = 2$. El espectro sísmico será entonces:



Para $T = 2.20$ seg, $a = 0.2\left(\frac{2.0}{2.2}\right)^{2/3} = 0.188g$

Para $T = 1.03$ seg, $a = 0.20g$

Las ordenadas espectrales reducidas serán:

$A_1 = 0.188g/2 = 0.094g$; $A_2 = 0.20g/2 = 0.10g$

Coeficientes de participación:

$$\alpha_1 = \frac{z_1^T M \underline{1}}{z_1^T M z_1} = \frac{\Sigma m_i z_{i1}}{\Sigma m_i z_{i1}^2} = \frac{4.37}{3.41} = 1.28$$

$$M\underline{1} = \begin{bmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \end{bmatrix}\begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} m_1 \\ m_2 \end{Bmatrix}; \quad z_1^T M \underline{1} = \begin{bmatrix} z_{11} & z_{21} \end{bmatrix}\begin{Bmatrix} m_1 \\ m_2 \end{Bmatrix} = z_{11} m_1 + z_{21} m_2$$

$$= 0.5931 \times 4 + 1 \times 2 = 4.37$$

$$M z_1 = \begin{bmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_1 \end{bmatrix}\begin{Bmatrix} z_{11} \\ z_{21} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} m_1 z_{11} \\ m_2 z_{21} \end{Bmatrix}; \quad z_1^T M z_1 = \begin{bmatrix} z_{11} & z_{21} \end{bmatrix}\begin{bmatrix} m_1 z_{11} \\ m_2 z_{21} \end{bmatrix} = m_1 z_{11}^2 + m_2 z_{21}^2$$

$$= (0.5931)^2 \times 4 + 1^2 \times 2 = 3.41$$

Análogamente

$$\alpha_2 = \frac{z_{12} m_1 + z_{22} m_2}{z_{12}^2 m_1 + z_{22}^2 m_2} = \frac{-0.8431 \times 4 + 1 \times 2}{(-0.8431)^2 \times 4 + 1^2 \times 2} = \frac{-1.37}{4.84} = -0.28$$

$$Y_1 = \frac{a_1}{\omega_1^2} A_1 \bar{z}_1 = \frac{0.094 \times 981 \times 1.28}{8.139} \begin{bmatrix} 0.5931 \\ 1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 8.60 \\ 5.90 \end{bmatrix} \text{ cm}$$

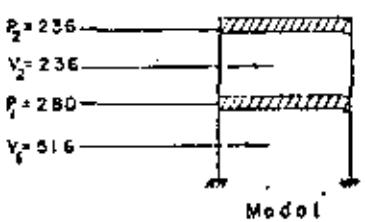
$$y_2 = \frac{a_1}{\omega_2^2} \bar{z}_2 = \frac{-0.25 \times 0.1 \times 981}{36.861} \begin{bmatrix} -0.8431 \\ 1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.63 \\ -1.38 \end{bmatrix} \text{ cm}$$

Desplazamientos Relativos:

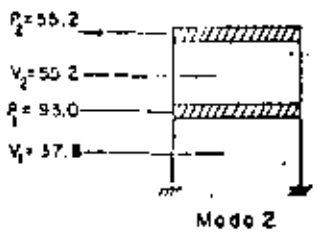
$$\Delta y_1 = \begin{bmatrix} 8.60 \\ 5.90 \end{bmatrix} \text{cm} \quad ; \quad \Delta y_2 = \begin{bmatrix} 0.63 \\ -1.38 \end{bmatrix} \text{cm}$$

Fuerzas Cortantes

MODO	ENTREPISO	Δy	K	CORTANTE
1	1	8.60	60	516 ton.
	2	5.90	40	236 ton.
2	1	0.63	60	37.8 ton.
	2	−1.38	40	−55.2 ton.



Modo I



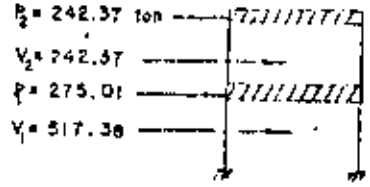
Modo 2

Fuerzas Totales

$V_1 = 516 + 37.8 = 553.8$ ton. ; $V_2 = 236 + 55.2 = 291.2$ ton.

$$V_1 = \sqrt{516^2 + 37.8^2} = \sqrt{267684} = 517.38 \text{ ton}$$

$$V_2 = \sqrt{236^2 + 55.2^2} = \sqrt{58743} = 242.37 \text{ ton}$$



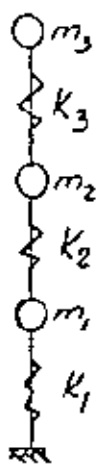
5.3 EJEMPLO DE ANALISIS DINAMICO

por O.A. RASCON CH.

El art 241 del Reglamento acepta que el análisis dinámico puede hacerse por el método denominado modal (en realidad debe llamarse modal espectral), y se aplicará este método al edificio del ejemplo 5.2, cuando el sismo actúa en la dirección Y.

PASO 1. Determinación de modos y frecuencias de vibrar.

El Reglamento exige que se consideren todos los modos con período mayor o igual que 0.4 seg, y nunca menos de 3 modos. Cuando se tienen definidas las rigideces de entrepiso y las masas, el edificio se puede idealizar como se ilustra enseguida:



M_i = masa del nivel i

K_i = rigidez del entrepiso i = Σ rigideces de entrepiso de los marcos en esa dirección

En el ejemplo:

$m_1 = m_2 = \frac{400}{981} = 0.407750 \frac{T\text{-seg}^2}{cm}$

$m_3 = \frac{200}{981} = 0.203875 \frac{T\text{-seg}^2}{cm}$

$K_1 = 50 \times 4 = 200\ T/cm = K_2$

$K_3 = 30 + 30 + 20 = 80 T/cm$

Con estos valores se pueden determinar los períodos y modos de vibrar por varios procedimientos de los que ilustraremos dos:

I. *Método matricial*

Las matrices de masas y de rigideces del sistema son:

$$\underline{M} = \begin{vmatrix} m_1 & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 \\ 0 & 0 & m_3 \end{vmatrix} \quad ; \quad \underline{K} = \begin{vmatrix} K_1+K_2 & -K_2 & \\ -K_2 & +K_2+K_3 & -K_3 \\ & -K_3 & K_3 \end{vmatrix}$$

$$M = \begin{vmatrix} 0.40775 & 0 & \\ 0 & 0.40775 & 0 \\ 0 & 0 & 0.203875 \end{vmatrix} \quad ; \quad \underline{K} = 80 \begin{vmatrix} 5 & -2.5 & 0 \\ -2.5 & 3.5 & -1 \\ 0 & -1 & 1 \end{vmatrix}$$

Necesitamos los valoes de ω^2 que cumplen:

$$(\underline{K} - \omega^2 \underline{M})\ \underline{X} = 0 \qquad (a)$$

es decir $|\underline{K} - \omega^2 \underline{M}| = 0$, o sea:

$$80 \begin{vmatrix} 5 - 0.40775 \frac{\omega^2}{80} & -2.5 & 0 \\ -2.5 & 3.5 - 0.40775 \frac{\omega^2}{80} & -1 \\ 0 & -1 & 1 - 0.203875 \frac{\omega^2}{80} \end{vmatrix} = 0$$

haciendo $\frac{\omega^2}{80} = y$ y desarrollando el determinante se llega a:

$$y^3 - 25.7539\, y^2 + 157.91\, y - 184.42 = 0 \qquad (b)$$

cuyas soluciones son:

$y_1 = 1.525$

$y_2 = 7.030$

$y_3 = 17.190$

que, teniendo en cuenta que $T = 2\pi/\omega$, conducen a:

$$\omega_1^2 = 122.0 \quad , \quad \omega_1 = 11.05 \text{ seg}^{-1} \quad ; \quad T_1 = 0.5686 \text{ seg}$$

$$\omega_2^2 = 562.4 \quad , \quad \omega_2 = 23.71 \text{ seg}^{-1} \quad ; \quad T_2 = 0.2650 \text{ seg}$$

$$\omega_3^2 = 1538.2 \quad , \quad \omega_3 = 37.08 \text{ seg}^{-1} \quad ; \quad T_3 = 0.1694 \text{ seg}$$

Los modos se calculan a partir de la expresión (a), reemplazando los valores correspondientes de ω^2. Para $\omega_1^2 = 122$, tenemos:

$$\begin{bmatrix} (400 - 122x\ .40775) & -200 & 0 \\ -200 & (280 - 122x\ .40775) & -80 \\ 0 & -80 & (80 - 122x\ .203875) \end{bmatrix} \begin{bmatrix} x_1 \\ x_2 \\ x_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

$$350.2545\, x_1 - 200\, x_2 = 0 \quad \therefore \quad x_2 = 1.751\, x_1$$

$$-200\, x_1 + 230.2545\, x_2 - 80\, x_3 = 0$$

$$\therefore \quad -80.\, x_2 + 55.1273\, x_3 = 0 \quad \therefore \quad x_3 = 1.45117\, x_2$$

Si tomamos $x_1 = 1$, entonces: $x_2 = 1.751$

$x_3 = 2.541$

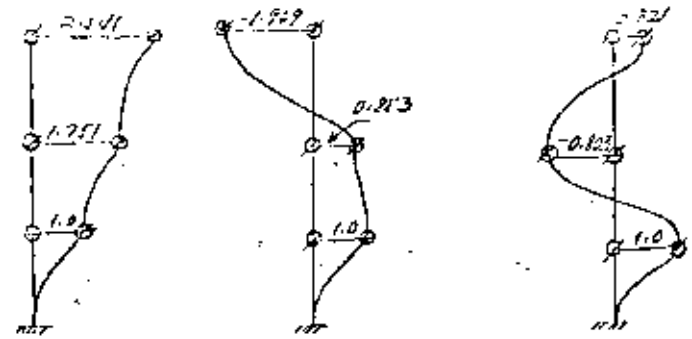
y el vector que corresponde al primer modo es:

$$\underline{\phi}_1 = \begin{bmatrix} 1.000 \\ 1.751 \\ 2.541 \end{bmatrix}$$

Análogamente se obtienen los vectores correspondientes a los modos segundo y tercero:

$$\underline{\phi}_2 = \begin{bmatrix} 1.000 \\ 0.853 \\ -1.969 \end{bmatrix} \quad ; \quad \underline{\phi}_3 = \begin{bmatrix} 1.000 \\ -0.803 \\ 0.321 \end{bmatrix}$$

que dibujados aparecen como:



$T_1 = 0.5686$ seg $\qquad T_2 = 0.2650$ seg $\qquad T_3 = 0.1694$ seg

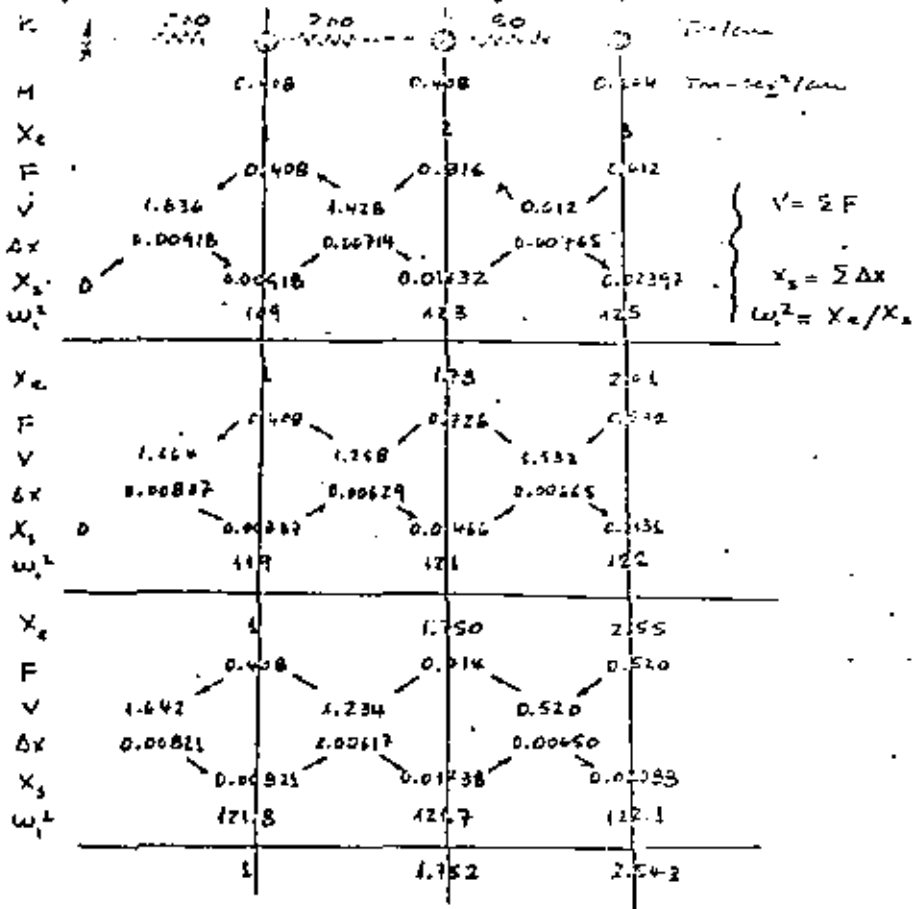
La matriz modal $\underline{R}$ es:

$$\underline{R} = [\underline{\phi}_1 \quad \underline{\phi}_2 \quad \underline{\phi}_3]$$

$$R = \left[\begin{array}{c|c|c} 1.0 & 1.0 & 1.0 \\ 1.751 & 0.853 & -0.803 \\ 2.541 & -1.969 & 0.321 \end{array}\right]$$

E. Métodos de Stodola-Newmark y Holzer

Estos métodos son apropiados para usarse con calculadoras de escritorio. El método de Stodola-Newmark se presenta en tabulación, y sirve para el 1er modo:

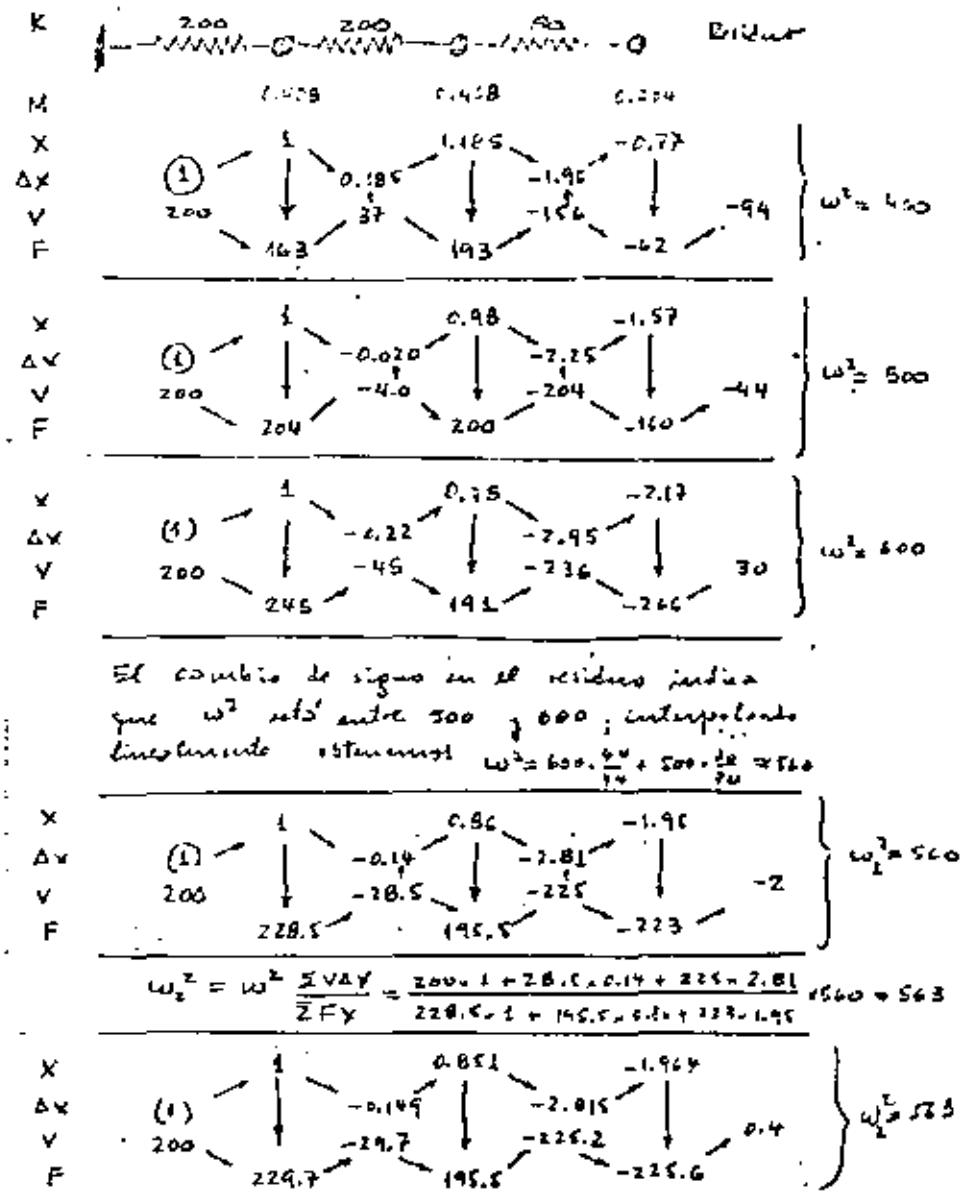


Para ω_1^2 podemos tomar el promedio de los últimos ciclos:

$$\omega_1^2 = 121.9\ \text{seg}^{-2} \quad ; \quad \Phi_1 = \begin{Bmatrix} 1.00 \\ 1.752 \\ 2.543 \end{Bmatrix}$$

$$T_1 = 0.5686\ \text{seg}$$

El método de Holzer sirve para los modos superiores, y para este ejemplo se aplica como sigue:



El cambio de signo en el residuo indica que ω^2 está entre 500 y 600; interpolando linealmente obtenemos: $\omega^2 = 600 \cdot \frac{44}{74} + 500 \cdot \frac{30}{74} = 566$

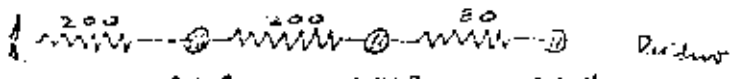
$$\omega_1^2 = \omega^2 \frac{\Sigma V \Delta Y}{\Sigma F X} = \frac{200 \cdot 1 + 28.5 \cdot 0.14 + 225 \cdot 2.81}{228.5 \cdot 1 + 195.5 \cdot 0.86 + 223 \cdot 1.95} \cdot 560 = 563$$

La frecuencia del segundo modo (el más bajo) es:

$$\omega_2^2 = \frac{200\times1 + 29.7\times(-1.49) + 225.2\times2.815}{224.7 + 195.5\times(-.851) + 225.6\times1.964}\times 563 = 562.5$$

$$T_2 = 0.2650\ \text{seg} \qquad \Phi_2 = \begin{Bmatrix} 1.00 \\ 0.751 \\ -1.964 \end{Bmatrix}$$

K



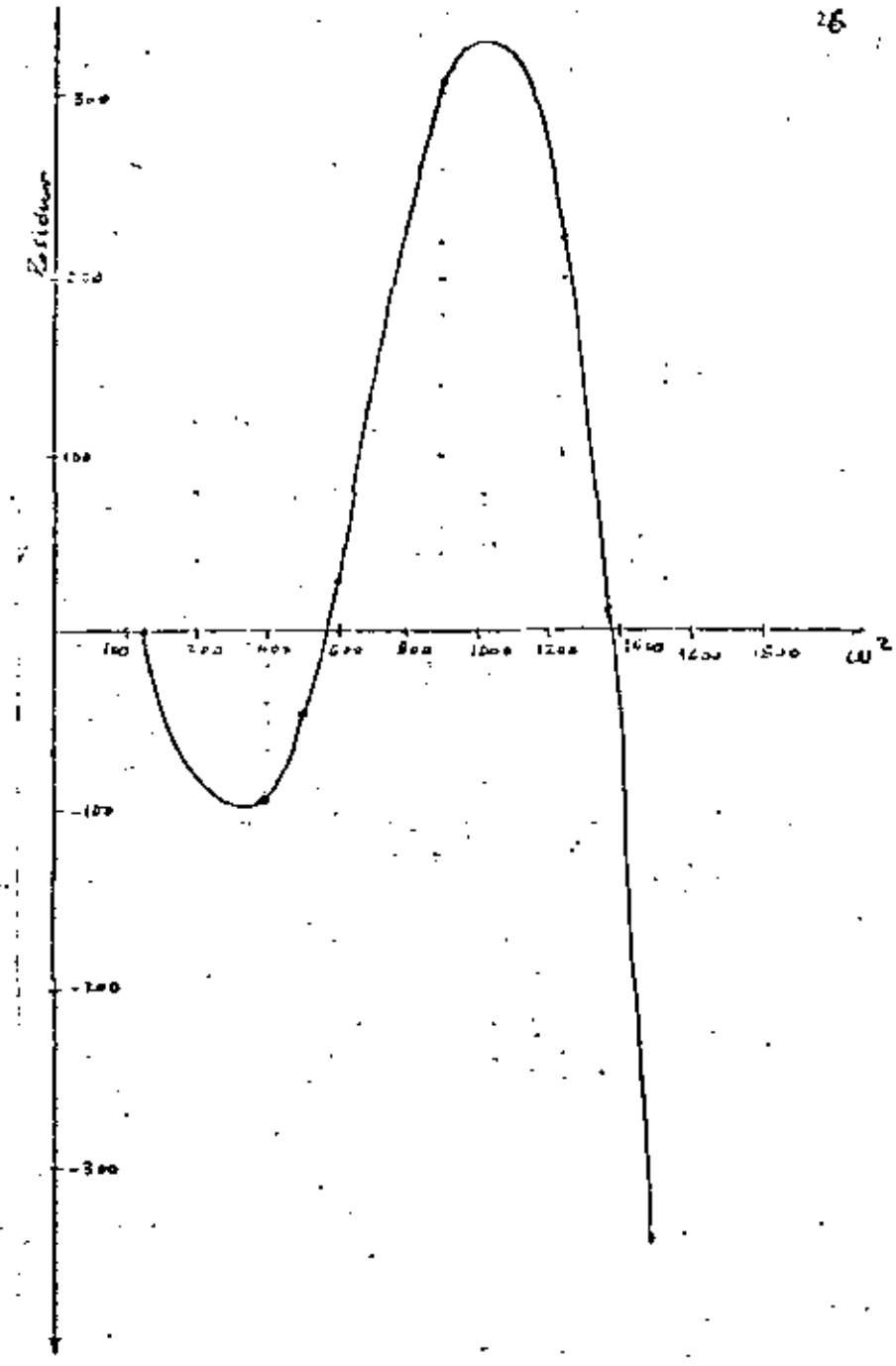
M

0.408 0.408 0.204

X	1	-0.04	-2.44		$\omega^2 = 1000$
ΔX	(1) -1.04	-2.40			
V	200 -208	-192	306		
F	408	-16	-498		
X	1	-1.06	1.90		$\omega^2 = 1500$
ΔX	(1) -2.06	2.96			
V	200 -412	237	-344		
F	612	-649	594		
X	1	-0.52	-1.05		$1000 + \frac{344}{650}$
ΔX	(1) -1.52	-0.53			$+1500\times\frac{304}{650} = 1235$
V	200 -304	-42	223		
F	504	-242	-265		
X	1	-0.74	-.01		$1235\times\frac{304}{567}$
ΔX	(1) -1.74	0.73			$+1500\times\frac{223}{567} = 1340$
V	200 -347	58	61		
F	547	-405	-3		
X	1	-0.79	0.25		$1340\times\frac{304}{405}$
ΔX	(1) -1.79	1.04			$+1500\times\frac{61}{405} = 1365$
V	200 -357	83	13		
F	557	-440	70		

$$\omega_1^2 = \frac{200\times1 - 357\times1.79 + 83\times1.04}{557\times1 + 440\times.79 + 70\times0.25}\times 1365 = 1370$$

X	1	-0.80	0.30	$\omega^2 = 1370$
ΔX	(1) -1.80	1.10		
V	200 -359	88	4	
F	559	-447	84	



$$\omega_3^2 = \frac{200 \times 1 + 359 \times 1.8 + 85 \times 1.1}{559 \times 1 + 447 \times 0.8 + 84 \times 0.3} \times 1570 = 1572$$

podemos tomar entonces:

$$\omega_3^2 = 1572 \qquad \underline{\beta}_3 = \begin{Bmatrix} 1.00 \\ 0.80 \\ 0.30 \end{Bmatrix}$$

$$T_3 = 0.1696$$

Estos resultados prácticamente coinciden con los del método matricial.

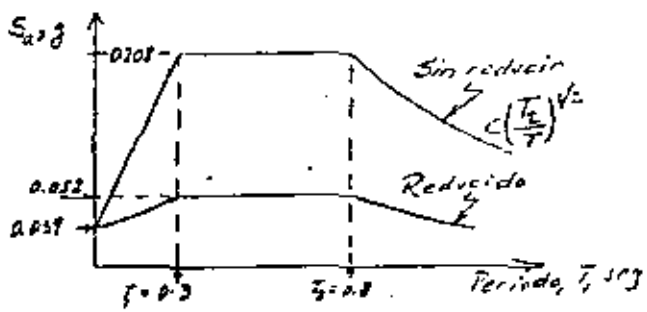
PASO II Obtención de las ordenadas espectrales de diseño.

El espectro para diseño sísmico está definido en el art 236 (capítulo II). La estructura que estamos tratando se encuentra en la zona I, y le corresponden, siendo la estructura del grupo A:

$a_o = 0.03$, $T_1 = 0.3$, $T_2 = 0.8$, $r = 1/2$ } de la tabla del art 236

$c = 0.16 \times 1.5 = 0.208$ } de la tabla del art 234.

y el espectro queda como la siguiente figura:



Tiene que aplicarse luego la reducción por ductilidad que consiste en dividir entre el factor Q'

$$Q' = \begin{cases} Q & \text{si } T > T_1 \\ 1 + (Q-1)\frac{T}{T_1} & \text{si } T \le T_1 \end{cases}$$

Para el primer modo $T = 0.5686 > 0.30 = T_1$ entonces $Q' = 4$ y la ordenada espectral y la aceleración correspondientes valen:

$$S_{a1} = \frac{0.208}{4} = 0.052 \quad , \quad a_1 = 0.052g = 51 \text{ cm/seg}^2$$

Para el segundo modo, $T = 0.2650 < 0.30$, por tanto:

$$Q' = 1 + (4-1)\frac{0.2650}{0.3} = 3.650$$

$$S_{a2} = \frac{0.039 + (0.208 - 0.039) \times 0.2650/0.3}{3.65} = 0.05158$$

$$a_2 = 0.05158g = 50.6 \text{ cm/seg}^2$$

y, para el tercer modo, $T = 0.1694 < 0.30$, entonces:

$$Q' = 1 + (4-1)\frac{0.1694}{0.3} = 2.694$$

$$S_{a3} = \frac{0.039 + (0.208 - 0.039) \times 0.1694/0.3}{2.694} = 0.049899$$

$$a_3 = 0.049899g = 48.95 \text{cm/seg}^2$$

PASO III Cálculo de las fuerzas cortantes máximas para cada modo de vibración.

La siguiente expresión sirve para calcular los desplazamientos de entrepiso:

$$\underline{U}_{j\max} = \frac{a_j}{\omega_j^2} \; C_j \; \underline{\phi}_j$$

donde ω_j es la frecuencia del modo j; $\underline{\phi}_j$ el correspondiente vector (...), a_j, la ordenada espectral respectiva y C_j, que se denomina coeficiente de participación del j-ésimo modo, está dado por:

$$C_j = \frac{\sum_i m_i \phi_{ji}}{\sum_i m_i \phi_{ji}^2}$$

en esta expresión m_i es la masa del nivel i, y ϕ_{ji} es la componente i del vector modal j.

Los valores de C_j para los modos 1, 2, 3 son:

$$C_1 = \frac{0.40775 \times 1 + 0.40775 \times 1.751 + 0.203875 \times 2.541}{0.40775 \times 1^2 + 0.40775 \times (1.751)^2 + 0.203875 \times (2.541)^2} = 0.5510$$

$$C_2 = \frac{0.40775 \times 1 + 0.40775 \times 1.751 + 0.203875 \times (-1.969)}{0.40775 \times 1^2 + 0.40775 \times 1.751^2 + 0.203875 \times (-1.969)^2} = 0.2369$$

$$C_3 = \frac{0.40775 \times 1 + 0.40775 \times (-0.803) + 0.203875 \times 0.321}{0.40775 \times 1^2 + 0.40775 \times (-0.803)^2 + 0.203875 \times 0.321^2} = 0.2107$$

y los desplazamientos máximos son:

$$\underline{U}_1 = \frac{51.0}{122} \times 0.5510 \begin{Bmatrix} 1.000 \\ 1.751 \\ 2.541 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0.2304 \\ 0.4035 \\ 0.5855 \end{Bmatrix} \; ; \; \Delta\underline{u}_1 = \begin{Bmatrix} 0.2304 \\ 0.1731 \\ 0.1820 \end{Bmatrix}$$

$$\underline{U}_2 = \frac{50.6}{562.4} \times 0.2369 \begin{Bmatrix} 1.000 \\ 0.685 \\ -1.969 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0.0213 \\ 0.0182 \\ -.0420 \end{Bmatrix} \; ; \; \Delta\underline{u}_2 = \begin{Bmatrix} 0.0213 \\ -.0031 \\ -.0602 \end{Bmatrix}$$

$$\underline{U}_3 = \frac{49.95}{1375.2} \times 0.2107 \begin{Bmatrix} 1.000 \\ -0.503 \\ 0.321 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0.0075 \\ -.0060 \\ 0.0224 \end{Bmatrix} \; ; \; \Delta\underline{u}_3 = \begin{Bmatrix} 0.0075 \\ -.0135 \\ 0.0084 \end{Bmatrix}$$

Los vectores $\Delta\underline{u}$ son los desplazamientos de entrepiso.

Las fuerzas cortantes se obtienen multiplicando los desplazamientos de entrepiso por la respectiva rigidez, como se hace en la siguiente tabla:

MODO	ENTREPISO	Δ	K	CORTANTE
1	1	0.2304	200	46.08
	2	0.1731	200	34.62
	3	0.1820	80	14.56
2	1	0.0213	200	4.26
	2	-.0031	200	-0.62
	3	-.0602	80	-4.82
3	1	0.0075	200	1.50
	2	-.0135	200	-2.70
	3	0.0084	80	0.67

PASO IV Superposición de los efectos de los modos considerados.

El artículo 241 autoriza, cuando no hay apéndices o no consideran los grados de libertad correspondientes a torsión, que se puede estimar cualquier respuesta de interés R en la expresión

$R = \sqrt{R_i^2}$ DONDE R_i ES LA RESPUESTA QUE SE OPTIENE EN EL NODO i,

LAS FUERZAS CORTANTES SERIAN ASI:

ENTREPISO	CORTANTE	
1	$\sqrt{46.08^2 + 4.26^2 + 1.50^2}$	= 46.30 ton
2	$\sqrt{34.62^2 + 0.62^2 + 2.70^2}$	= 34.73 ton
3	$\sqrt{14.56^2 + 4.82^2 + 0.67^2}$	= 15.35 ton

5.4 EJEMPLO DE CALCULO DEL MOMENTO DE VOLTEO

Se calculará el momento de volteo para el edificio del ejemplo 5.3.

De acuerdo con el inciso VI del art 240 del Reglamento, el momento de volteo que se puede obtener integrando el diagrama de cortantes, puede reducirse "tomándolo igual al calculado multiplicado por 0.8 + 0.2Z (siendo Z la relación entre la altura a la que se calcula el factor reductivo por momento de volteo y la altura de la construcción), pero no menor que el producto de la fuerza cortante en el nivel en cuestión multiplicada por el conteo de gravedad de la parte de la estructura que se encuentra por encima de dicho nivel".

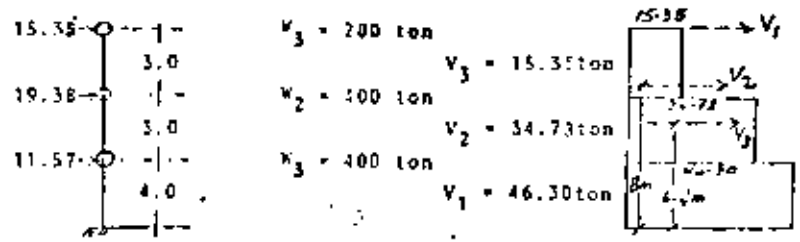
Esta última distancia se puede calcular sabiendo que:

$$h_{Gj} = \frac{\sum_i^I W_i h_i}{\sum_i^I W_i}$$ donde W_i y h_i son el peso y la altura del nivel i, y la suma se hace para todos los niveles que están encima de aquel en el cual se calcula el momento de volteo (nivel j)

$$d_j = h_{Gj} - h_j$$

Las fuerzas cortantes obtenidas en el ejemplo 5, así como las fuerzas correspondientes en los niveles se muestran a continuación:

Diagrama de cortantes



En las siguientes tablas se muestran los cálculos necesarios para determinar los momentos de volteo reducidos en los tres niveles

NIVEL	W_i (Ton)	ΣW_i (ton)	h_i (m)	$W_i h_i$ (ton-m)	$\Sigma W_i h_i$ (ton-m)	h_{Gj} (m)
3	200	200	10	2000	2000	10.0
2	400	600	7	2800	4800	8.0
1	400	1000	4	1600	6400	6.4

NIVEL j	h_{Gj} (m)	h_j (m)	h_{pj} (m)	V_j (ton)	$h_{pj} V_j$ (ton-m)	Mcal (ton-m)	d_j (ton-m)	M_1 (ton-m)
2	10	7	3	15.35	46.05	46.05	3.0	46.05
1	8.0	4	3	34.73	104.19	150.24	4.0	138.92
0	6.4	0	4	46.30	185.20	335.44	6.4	296.32

$M_{cal} = \Sigma h_{pj} V_j$; $M_1 = V_j d_j$; $M_2 = M_{cal} \times F$

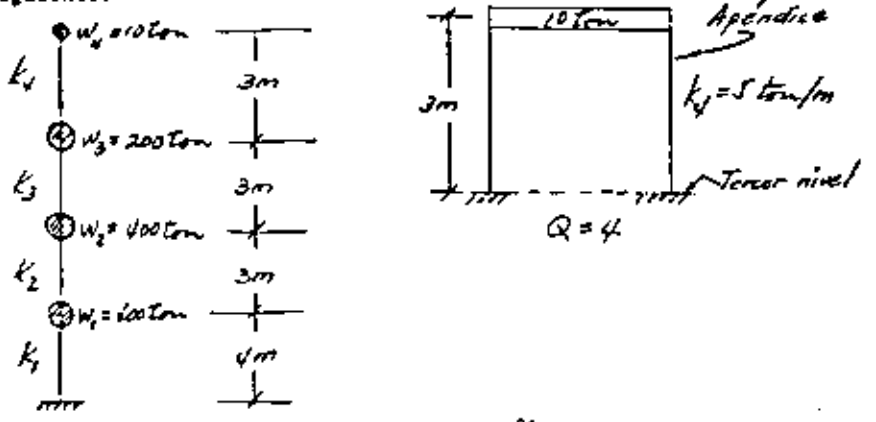
NIVEL	Z	Factor reductivo F	M_2 (ton-m)	USAR
2	7/10 = 0.7	0.8+0.14=0.94	43.29	46.05
1	4/10 = 0.4	0.8+0.08=0.88	132.21	138.92
0	0/10 = 0	0.8+0 =0.80	268.35	296.32

USAR el mayor entre M_1 y M_2

5.5. EJEMPLO DE UN EDIFICIO CON APENDICES

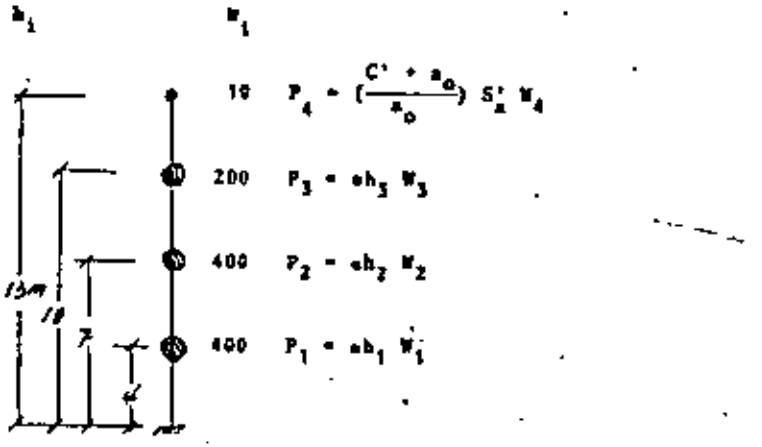
Supóngase que el edificio que se presentó en el ejemplo 5.1 tiene sobre el tercer nivel un tanque de almacenamiento que pesa 10 toneladas y que está soportado por dos marcos que tienen 3 metros de altura sobre el tercer nivel como se indica en la figura. En este ejemplo se calcula la distribución de fuerzas sísmicas que corresponden a este caso, con el método estático del Reglamento.

Esquemáticamente el edificio queda como se muestra en la figura siguiente:



En el inciso V del art 240 del Reglamento se establece que debe suponerse que sobre los apéndices actúa la misma distribución de aceleraciones que le correspondería como si estuviese apoyado directamente sobre el terreno, multiplicada por $\frac{C' + a_o}{a_o}$ donde c' es el mismo factor por el que se multiplican los pesos a la altura de desplante del apéndice cuando se valúan las fuerzas laterales sobre la construcción.

Recordemos que según el método estático la fuerza sísmica es proporcional a $W_i\ h_i$, según se muestra en la figura.



El factor por el que se multiplica el peso en el nivel de desplante del apéndice es ch_3, y teniendo presente que para la zona I se tiene $a_o = 0.03$, se llega a que:

$$\frac{C' + a_o}{a_o} = \frac{ch_3 + 0.03}{0.03}$$

Si el apéndice estuviese apoyado directamente en el suelo, la ordenada espectral que le correspondería sería el mayor entre $\frac{c}{Q}$ y a_o, que según se vió en el ejemplo 5.4 valen:

$$\frac{C}{Q} = \frac{0.208}{4} + 0.052 \qquad a_o = 0.03$$

Entonces para el apéndice se toma $S_a' = 0.052$

Para el edificio completo se tiene, también como se vió en el ejemplo 5.1, que

$$S_a = 0.052$$

y para conocer a debemos tomar en cuenta que:

$$\frac{\Sigma P_i}{\Sigma W_i} = S_a$$

Es decir:

$$a(h_1 W_1 + h_2 W_2 + h_3 W_3) + \left(\frac{ah_3 + 0.03}{0.03}\right) S_a' W_4 = S_a(W_1 + W_2 + W_3 + W_4)$$

$$a(4\times400 + 7\times400 + 10\times200) + \frac{a_{x10}\, S_a'\, x^{10}}{0.03} = S_a(400+400+200+10) - S_a' x10$$

reemplazando los valores de S_a' y S_a y despejando:

$$a = 0.007911$$

y la distribución de fuerzas es:

		cortante
$P_4 = \frac{0.00791 \times 10 + 0.03}{0.03} \times 0.052 \times 10$	= 1.89	1.89
$P_3 = 0.007911 \times 10 \times 200$	= 15.82	17.71
$P_2 = 0.00791 \times 7 \times 400$	= 22.15	39.86
$P_1 = 0.00791 \times 4 \times 400$	= 12.66	52.52

Comprobación: $\frac{52.52}{1010} = 0.052 = S_a$

INSTITUTO DE
INVESTIGACIONES
ELECTRICAS
Melchor Ocampo 403 2º piso
México 5, D. F.

COMPORTAMIENTO Y DISEÑO DE ELEMENTOS DE MAMPOSTERIA

Oscar Hernández R.*



* INVESTIGADOR, DPTO. ING. CIVIL, INSTITUTO DE INVESTIGACIONES ELECTRICAS; PROFESOR, FACULTAD DE INGENIERIA, UNAM, MEXICO

INSTITUTO DE INVESTIGACIONES ELECTRICAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA CIVIL

COMPORTAMIENTO DE ELEMENTOS DE MAMPOSTERIA

Oscar Hernández Basilio*

1. INTRODUCCION

La mampostería es uno de los materiales de construcción más antiguos utilizados por el hombre, la noticia más remota que se tiene de su empleo se puede leer en la Biblia, donde en el capítulo del Génesis 11-3,4 dice..... [3]Un día dijeron unos a otros "Vamos a hacer ladrillos y a cocerlos en el fuego". Así, usaron ladrillos en lugar de piedra y asfalto natural en lugar de mezcla.[4] Después dijeron "Vengan vamos a construir una ciudad y una torre que llegue hasta el cielo. De este modo nos haremos famosos y no tendremos que dispersarnos por la tierra ---------- así dice el relato donde aparentemente se comienza a emplear las mamposterías como elementos estructurales.

Grandes obras de mampostería han perdurado en el tiempo como símbolo de la grandeza de los pueblos, muestra de ello son la pirámides en Egipto, México, etc; o más recientemente las viviendas que tienen 500 o más años de antiguedad. Sin embargo, probablemente es por esta razón, que la mampostería en México se asocia generalmente a procedimientos artesanales tanto en la fabricación de las piezas como en los procesos constructivos. Sin embargo, si bien todavía se utilizan ampliamente mamposterías de piedra y adobe de barro o de concreto de baja resistencia, también desde hace muchos años se fabrican piezas de alta resistencia y buen control de calidad con las cuales se han realizado obras de mampostería cada vez más atrevidas.

* Profesor, Facultad de Ingeniería, UNAM

Se fabrican comercialmente en México tabiques de barro extruido con resistencia de 400 kg/cm^2 o superior y bloques de concreto en los que pueden lograrse resistencias sobre área bruta superiores a los 200 kg/cm^2. Con materiales semejantes en zonas de bajo riesgo sísmico como Suiza, Inglaterra y los países Escandinavos, se han construido muchos edificios de entre 15 y 20 pisos a base de muros de carga sin ningún refuerzo. En zonas de mayor riesgo sísmico como el Suroeste de los EEUU, se han construido edificios del orden de 15 pisos con mampostería de bloque de concreto con abundante refuerzo.

En México las construcciones a base de muros de carga de mampostería han sido muy populares en edificios de pocos pisos, principalmente con la modalidad de reforzar los muros con dalas y castillos. El límite usual en edificios ha sido de 5 o 6 pisos.

La ventaja principal del empleo de muros de carga es que el mismo elemento que sirve para subdividir los espacios y para dar aislamiento, tiene función estructural. Otras ventajas son que el sistema constructivo no requiere de equipo elaborado y costoso y es intensivo en uso de mano de obra no muy especializada. Por estas ventajas, la construcción a base de muros de carga de mampostería resulta conveniente cuando el espacio arquitectoñico está muy subdividido y la distribución de áreas y elementos de separación es regular tanto en planta como en elevación.

Las desventajas del empleo de muros de carga son la falta de flexibilidad en la subdivisión de los espacios que resulta de la imposibilidad de remover las paredes divisorias; la dificultad de ejercer un control de calidad estricto tanto en el material como en la construcción, y la baja resisten-

tencia en tensión y la fragilidad ante deformaciones en su plano que obligan al empleo de refuerzo y limitan su aplicación en zonas sísmicas.

Las recomendaciones para el diseño estructural de la mampostería han sido tradicionalmente muy someras, basadas en especificaciones de tipo geométrico, en procedimientos muy burdos de revisión de esfuerzos y en el empleo de factores de seguridad muy altos.

En años recientes se han realizado estudios bastante extensos acerca de las propiedades mecánicas y el comportamiento estructural de la mampostería, la cual ha permitido la elaboración de normas de diseño mas racionales. Un ejemplo de ello son las normas para mampostería del reglamento de construcciones para el Distrito Federal.

La mayor parte de los daños materiales y pérdidas de vidas humanas a raiz de temblores importantes se han debido el colapso de construcciones de viviendas de uno a cinco niveles. Las razones principales de estos colapsos han sido: el empleo de materiales de baja resistencia, o cuya resistencia se deteriora rápidamente con el tiempo, el uso de procedimientos constructivos que no permiten una liga adecuada de los muros entre sí y la adopción de soluciones a base de muros muy altos con pocas separaciones interiores y con techos muy pesados o poco rígidos.

En muchos casos la adopción de estas formas constructivas se debe a la falta de recursos económicos que hace que se puedan emplear solo materiales que se pueden obtener prácticamente sin costo en el lugar, como el lodo, la piedra, la madera rolliza etc, y solo permite adoptar procedimientos constructivos que puedan ser realizados directamente por los habitantes. No resulta muy difícil encontrar modificaciones a estos sistemas

de manera que, sin que se requiera un costo adicional significativo y sin cambiar radicalmente las características de las viviendas, se obtenga una seguridad adecuada con el efecto de sismos.

Cuando se trata de viviendas en las que se pueda invertir en materiales comerciales, como el ladrillo, el cemento y el acero, puede obtenerse seguridad adecuada contra sismos, y a la vez condiciones de habitabilidad favorables, mediante el empleo de muros de mampostería, de piezas de barro o de bloque de concreto, reforzados en distintas formas para proporcionar una mayor resistencia y continuidad al conjunto. En años recientes se ha incrementado notablemente el conocimiento del comportamiento sísmico de estos elementos estructurales, lo cual ha permitido la elaboración de recomendaciones específicas para el diseño y construcción de muros de mampostería en zonas sísmicas.

En este trabajo se tratará de resumir los principios del diseño sísmico de las construcciones de mampostería, partiendo del comportamiento sísmico observado y de resultados de ensayes de laboratorio; se recomendarán las formas de estructuración que se consideran más eficientes, se señalarán los defectos que más comúnmente dan lugar a fallas y se darán recomendaciones específicas de diseño. Se incluyen materiales y procedimientos constructivos muy distintos como las construcciones de adobe, las de ladrillo no reforzado, las reforzadas con dalas y castillos y las que tienen refuerzo en el interior de piezas huecas. Se analizarán también algunos nuevos procedimientos de refuerzo que pueden resultar convenientes en algunos casos y se harán algunos comentarios acerca de las formas de reparar las construcciones dañadas.

2. COMPORTAMIENTO SISMICO OBSERVADO DE CONSTRUCCIONES DE MAMPOSTERIA

Construcciones de adobe. La experiencia con este material es difinitivamente negativa. La escasa resistencia en tensión del adobe y la poca adherencia que se logra en las juntas con los morteros de lodo son solo algunos de los inconvenientes. Aún con adobes de buena calidad no puede lograrse una buena liga entre los muros transversales; esto aunado al gran peso de los muros, y generalmente de los techos, hace que estos muros fallen generalmente por el efecto de fuerzas normales a su plano, ya sea por volteamiento o por fallas locales por los empujes de los elementos de techo. En muchas ocasiones las fallas de estas construcciones han sido agravadas porque el adobe se encontraba muy debilitado por efecto del intemperismo.

Como recomendaciones generales para mejorar el comportamiento sísmico de estas construcciones se pueden mencionar la selección cuidadosa de los suelos con que se fabrica el adobe, su mejoramiento con fibras o con aditivos estabilizadores, la reducción de la altura de los muros al mínimo admisible para la habiltabilidad de la vivienda, la subdivisión de la misma en espacios pequeños por medio de muros ligados entre sí con el mejor cuatrapeo de las piezas posible, el evitar techos muy pesados y el estructurar estos techos para que tengan rigidez en su plano.

Sin embargo, una mejora sustancial en el comportamiento sísmico solo puede obtenerse por medio de algún refuerzo en el adobe que produzca una liga adecuada entre los elementos y proporcione cierto confinamiento y ductilidad a los muros. Algunos de estos procedimientos de refuerzo se describen en la ref 1 .

Construcciones de mampostería no reforzada. Las construcciones de tabique o bloque de concreto sin refuerzo han tenido también un comportamiento sísmico muy deficiente ya que adolecen esencialmente de los mismos defectos que las de adobe: liga pobre y falla muy frágil. Una fuente muy frecuente de daños y colapsos es la presencia de huecos de puertas y ventanas no reforzadas, en los que la concentración de esfuerzos que se presenta en las esquinas provoca la iniciación de grietas diagonales que llevan a la falla a todo el muro. Este tipo de construcción debe evitarse en zonas sísmicas exceptuando quizás construcciones que encierren espacios pequeños y con techos ligeros.

Construcciones de mampostería confinada. Se denomina así a los muros que están rodeados en su perímetro por castillos y dalas que forman un marco que

encierra tableros relativamente pequeños, proporcionándoles una capacidad de deformación mucho mayor que la del muro no reforzado y una liga muy efectiva con los elementos adyacentes. El comportamiento observado de construcciones de este tipo hasta de varios pisos ha sido definitivamente mejor que el de la mampostería no reforzada; se cuentan con criterios para fijar la distribución de los elementos resistentes y de su refuerzo y con procedimientos para el diseño de la mampostería así reforzada. Hay que hacer notar sin embargo, que si con este sistema se reduce mucho la probabilidad de un colapso de la construcción y de daños mayores, no se evita la posibilidad de agrietamientos diagonales en los muros, ya que la resistencia en tensión diagonal de la mampostería no se incrementa apreciablemente por la presencia de las dalas y castillos.

Construcciones de mampostería con refuerzo interior. En años recientes se ha popularizado en diversos países un sistema constructivo que consiste en reforzar los muros de piezas huecas con barras verticales en los huecos de las piezas y horizontales en las juntas o en piezas especiales. La experiencia sobre el comportamiento sísmico de estas construcciones es más o menos amplia, hay evidencia de que con cantidades altas de refuerzo se obtiene un incremento en la resistencia con respecto a la mampostería no reforzada y un comportamiento bastante dúctil. Hay que recalcar que las cantidades de refuerzo necesarias para lograr un comportamiento adecuado son muy altas y que se requieren separaciones pequeñas tanto vertical como horizontalmente. El procedimiento tiene distintas modalidades que llegan en muros de edificios altos hasta el relleno total de los huecos de las piezas con concreto y el colado de muros delgados de concreto entre dos paños de muros de mampostería (cavity wall). La fig 1 muestra las características de algunos procedimientos de refuerzo típicos. En México, el refuerzo interior no es muy popular

debido a la dificulta de supervisión y, cuando se usa, se emplean cantidades de refuerzo mucho menores que las mínimas especificadas en otras partes, con lo cual se ha demostrado, tanto en laboratorio como en estructuras reales, que se tiene un comportamiento sísmico muy defectuoso debido a que la resistencia se deteriora rápidamente por la repetición de cargas alternadas.

Este procedimiento de refuerzo tiene la ventaja, sobre el de confinar con dalas y castillos, de que el refuerzo interior poco espaciado incrementa la resistencia y limita el agrietamiento a espesores pequeños, y de que el muro puede quedar aparente. Tiene sin embargo la desventaja de que las piezas huecas tienden a tener fallas locales por desprendimiento de sus paredes, que la liga que se obtiene entre los distintos elementos es menos efectiva y que la cantidad de refuerzo necesaria para asegurar un buen comportamiento es mayor.

En Estados Unidos y Nueva Zelanda la mampostería con refuerzo interior es bastante popular como sistema constructivo; sin embargo es usual que se llenen completamente los huecos de las piezas con un mortero muy fluido y con abundante refuerzo vertical y horizontal. Con este sistema, en mampostería de bloques de concreto, se obtiene prácticamente un muro monolítico, ya que el concreto colado en los huecos se adhiere perfectamente al bloque; en piezas de barro la eficiencia del procedimiento es menor porque el concreto del colado, al contraerse por fraguado, se separa del tabique; el empleo de aditivos estabilizadores puede evitar este problema.

3. EVIDENCIAS EXPERIMENTALES DEL COMPORTAMIENTO DE LA MAMPOSTERIA

El diseño de estructuras de mampostería había estado, hasta hace poco tiempo, basado en consideraciones empíricas sin aplicarle en forma racional los prin

cipios ingenieriles. Ultimamente se han efectuado análisis racionales para predecir la resistencia de mamposterías bajo diferentes solicitaciones de carga.como son flexocompresión, cargas verticales,cargas laterales, etc. Simultáneamente se han llevado a cabo multitud de ensayes para comprobar la validez de dichos análisis.

Para determinar las propiedades básicas de la mampostería, se efectúan diversos ensayes. La prueba de compresión en pilas, fig 2,se emplea para indicar la resistencia axial de compresión (f'_m) debiéndose tomar en cuenta los efectos de esbeltez cuando esta resistencia índice se extrapole a muros. El ensaye en muretes, fig 3,se emplea para determinar el esfuerzo cortante resistente en esta prueba se aplica al espécimen una carga diagonal que le induce la falla,encontrándose una buena correlación entre los resultados de está prueba y muros con características afines. En la parte correspondiente a Diseño de Estructuras de Mampostería se describe con cierto detalle la realización de dichos ensayes.

3.1 Comportamiento bajo distintas solicitaciones

3.1.1 Flexocompresión. En la fig 4 se muestra la distribución de esfuerzos supuesta para la mampostería en el caso de flexocompresión, para diferentes valores de excentricidad de la carga vertical aplicada al muro.

Se han presentado diversas teorias para calcular la resistencia en flexocompresión de muros tomando en cuenta efectos de esbeltez, la más acertada es aquella en la que se procede en la misma forma que para columnas de concreto , determinándose teóricamente diagramas de interacción carga axial-momento flexionante que como se observa en la fig 5, existe buena correlación entre teoría y resultados de laboratorio.

3.1.2 Flexión y cortante

En estructuras situadas en zonas sísmicas es ventajoso emplear muros para resistir fuerzas laterales por la gran rigidez que tienen estos elementos para cargas en su plano, sin embargo es necesario verificar que su resistencia sea compatible con dicha rigidez. Son tres las formas principales de estructurar a base de muros:

1. De carga, para soportar fuerzas verticales y horizontales, fig 6a.
2. Como diafragma, estando confinados en marcos de acero o concreto que le transmiten la fuerza lateral, fig 6b
3. Muro de cortante

El primer tipo de muro es eficiente debido a la presencia de carga vertical que hace que el muro sea más resistente a las fuerzas cortantes y a los momentos de volteo producidos por el sismo.

La principal función de los muros diafragma es tomar la fuerza horizontal que le trasmite el sistema de marcos, que toman las cargas verticales; el muro funciona entonces como un puntal de compresión.

Los muros de cortante, aislados de la estructura de marcos, se construyen de concreto reforzado debido a que la baja carga vertical los hace relativamente críticos, raramente se hacen de mampostería

Para el diseño sísmico no solo interesa la resistencia de la estructura ante carga lateral sino que también es necesario conocer la capacidad de la misma para absorber la energía introducida por el sismo y amortiguar el movimiento inducido; así como también la alteración de estas propiedades con la periodicidad de la fuerza horizontal.

Las propiedades de rigidez y resistencia pueden calcularse en muros ensayados en carga estática y en ciertos casos en especímenes más pequeños: para tener una idea de la capacidad de amortiguamiento y deterioro de la mampostería, es necesario efectuar pruebas dinámicas cíclicas.

Por lo general en la mampostería se presentan dos tipos de falla: flexión y cortante. La falla por flexión se alcanza cuando fluye el refuerzo vertical con el que se refuerza el muro; la resistencia ante esta solicitación puede calcularse fácilmente suponiendo un bloque equivalente en compresión en un extremo y que el acero de refuerzo en el otro extremo del muro está fluyendo.

Para alcanzar la falla por cortante es necesario que primeramente no se alcance la de flexión; es decir, solo se obtiene aquella cuando existe abundante refuerzo vertical y/o mucha carga axial o se trata de muros de gran longitud.

Hasta 1965 la mayoría de los ensayes que se realizaban para determinar las características de las mamposterías eran estáticos; de lo observado en los últimos sismos, ha sido evidente que los resultados de esos ensayes monotónicos son de valor limitado para diseño sísmico, por lo que actualmente los procedimientos de diseño que proponen los diversos reglamentos están basados en resultados obtenidos de pruebas ante cargas laterales alternados, aún cuando no de carácter dinámico. Esto último no parece ser una limitante porque se ha observado que los resultados de ensayes dinámicos proporcionan valores más grandes a los obtenidos bajo cargas laterales alternadas pseudoestáticas, lo que se explica porque las mamposterías son muy rígidas y su velocidad de respuesta ante las excitaciones es baja.

La experiencia a mostrado que las principales variables que influyen en el comportamiento de las mamposterías son: tipo de pieza y mortero; confinamiento; cuantía y disposición del refuerzo; relación altura a longitud; la carga vertical sobre el muro y en ciertos caso el aplanado que se coloca en una o en ambas caras del mismo.

Se puede alcanzar gran capacidad de deformación para valores altos de la relación altura a longitud, bajas cargas axiales y poca cantidad de refuerzo vertical en los extremos del muro. Reduciendo la relación de aspecto del muro, aumentando la carga axial y el acero de refuerzo en los extremos se alcanzan fallas de tipo frágil por cortante a través de grietas diagonales que pueden correr por la juntas de mortero o atravesar las piezas y juntas (tensión diagonal); este último tipo de falla por cortante es indicativo de la máxima capacidad de la mampostería, porque el primero solo indica que se tiene un mortero de baja calidad.

Tanto para flexión como por cortante, el comportamiento observado ante alternaciones de carga puede resumirse en la siguiente forma; para niveles bajos de carga el comportamiento es prácticamente lineal, una vez que se agrieta el muro, tanto para flexión como para cortante, se observa que para un mismo nivel de deformación se tiene un decremento en la resistencia ante alternaciones de carga, siendo mayor para el casos de cortante; también se diferencía la forma de los ciclos histeréticos, ya que para cuando predomina la flexión estos encierran un área mucho mayor que para el caso de cortante. Al incrementar la carga, nuevamente se presenta el fenómeno antes mencionado, hasta que finalmente se llega al colapso para deformaciones pequeñas en el caso de cortante o grandes en el caso de flexión; en las figs 9a y 9b se muestra esquemáticamente el comportamiento antes descrito.

A pesar de ser la falla por cortante la menos deseada porque desarrolla menor capacidad de disipación de energía, es la que más comúnmente se tiene presente en la realidad durante un sismo.

En ambos tipos de fallas, flexión o cortante, se presentan aplastamientos y desprendimientos locales en los extremos de los muros para etapas cercanas a la falla, dichos aplastamientos son debidos a la gran expansión lateral que tiene el mortero para altos niveles de esfuerzo, lo que produce tensiones en las piezas. En diversos países se evita lo anterior colocando placas de acero perforadas en los extremos de los muros en las dos o tres hiladas inferiores y superiores, ref 2, esto resultaría impráctico en nuestro medio, una solución no tan eficiente pero que ha dado muy buenos resultados, aún en mamposterías de piezas huecas, es colocar varilla corrugada de pequeño diámetro (5/32") en las juntas de mortero, este refuerzo también ha probado ser efectivo para resistir fuerza cortante una vez que el muro se agrieta.

En una serie de ensayes estáticos y dinámicos realizados por William y Scrivener, ref 3, en las cuales aplicaron ciclos a diversos niveles de carga y frecuencias, encontraron que en aquellos muros probados estáticamente y que fallaban por cortante, presentaban la misma degradación de carga que aquellos ensayados bajo condiciones dinámicas; sin embargo, en aquellos que fallaron por flexión, los ensayados dinámicamente se comportaron menos satisfactoriamentes que los estáticos equivalentes. Esto último es debido por el movimiento violento en el caso dinámico se pierde más rápidamente el material que confina el acero, permitiendo el pandeo y reduciendo la capacidad del muro a flexión; no es el caso de cortante donde la resistencia está básicamente proporcionada por la mampostería .

También se ha observado que es más eficiente para soportar fuerzas cortantes el refuerzo horizontal colocado en las juntas y distribuida en forma uniforme en la altura del muro, que el vertical colocado en los extremos o en el interior de las piezas huecas.

Cuando la mampostería se coloca en el interior de un marco robusto de acero o concreto, se pueden seguir dos caminos:

1. Aislar la mampostería del marco para que aquella no soporte cargas
2. Hacer que trabaje la mampostería al colocarla con contacto con el marco perimetral.

El primer aspecto es muy difícil de realizar además de costoso; en el segundo caso se tiene un gran incremento de la rigidez lateral del sistema y de su resistencia. Ensayes realizados demuestran que es posible tener comportamiento dúctil cuando las columnas tienen refuerzo suficiente por cortante para permitir que desarrollen su momento de fluencia. El refuerzo horizontal colocado entre las juntas de mortero ayuda a repartir mejor la fuerza cortante en toda la altura del muro evitando que se concentre en sus extremos superior e inferior.

3.2 Evidencia experimental realizada en México

En la ref 4 se compila la información experimental que se tenía en México hasta 1972 aproximadamente.

Para carga lateral estática se efectuan dos tipos de pruebas; el denominado en voladizo, fig 7a, donde se presentan momentos flexionantes que pueden llegar a ser críticos; y el ensaye de compresión diagonal, fig 7b donde solo se inducen deformaciones por cortante. El efecto de pisos superiores se

representa con carga vertical.

La primera forma de ensaye trata de ser representativa de los muros de carga; mientras que para cuando se tiene un marco confinante, el ensaye de compresión diagonal intenta reproducir a un muro diafragma.

Para cargas laterales dinámicas y alternadas también se efectuan las mismas formas de ensaye.

En las figs 8 y 9 se muestran diversas curvas cargas-deformación angular para diferentes formas de ensaye y en la fig 10 la forma típica de falla.

Se tienen en general tres formas de agrietamiento; la debida a flexión se caracteriza porque es una grieta sobre una junta del mortero cerca de la base del muro; la falla por cortante corre alternadamente por las juntas verticales y horizontales y la falla por tensión diagonal atraviesa indistintamente piezas y mortero.

La presencia de alguno de estos tipos depende principalmente de las características de la mampostería así como también de la solicitación de carga.

En el muro en voladizo la falla se inicia por agrietamiento en la base, presentándose después una falla por agrietamiento diagonal al aumentar las deformaciones. El tener carga vertical aumenta apreciablemente la carga de primer agrietamiento y tiende a llevar a un tipo de falla por tensión diagonal, disminuyendo la ductilidad del muro. El agritamiento por flexión se reduce también al aumentar el acero de refuerzo en los extremos del muro. El refuerzo interior puede aumentar la resistencia máxima pero no sustancialmente la de agrietamiento.

Para muros en compresión diagonal se presentan fallas de cortante o de ten-

sión diagonal y esto depende de las características de la mampostería; aquí también la carga vertical incrementa la resistencia al agrietamiento y la máxima, pero también la deformabilidad del muro; el acero interior aumenta ligeramente la carga resistente al agrietamiento pero disminuye la deformación correspondiente, aumentando la carga máxima y la deformabilidad post-agrietamiento. El aplanado del muro contribuye en forma importante a la resistencia del mismo. Se ha visto que el confinamiento exterior del muro no influye apreciablemente en la resistencia al agrietamiento, pero sí en la resistencia y ductilidad a la falla.

La presencia de agrietamiento no implica necesariamente la falla del muro sino que esta depende del confinamiento, refuerzo exterior e interior, que este tenga y que puede hacer que el muro resista cargas mayores a la de agrietamiento.

Desde el punto de vista práctico si se refuerza convenientemente los extremos del muro, el problema de flexión desaparece y puede considerarse que la principal solicitación es una carga diagonal de compresión equivalente, a la que se añade la carga vertical proveniente de pisos superiores.

Los estudios bajo cargas dinámicas y alternadas son bastante complejos; en la fig 11 se muestran las características de respuesta que más nos interesan del muro siendo estas: la capacidad de energía, capacidad de disipación de energía, el factor de ductilidad y el deterioro del muro, el cual se define como la pérdida de rigidez y resistencia debida a la alternación de carga, fig 12.

Para cargas alternadas el deterioro del muro es pequeño cuando se tienen deformaciones angulares menores a la del agrietamiento y después de éste el deterioro depende de la resistencia del marco confinante. El material hue

co es mas sensible al deterioro que una maciza; y es diferente la intensidad del deterioro si la falla es por flexión (dúctil) a que si es por cortante o por tensión diagonal (frágil) siendo mayor en los últimos casos. La carga vertical reduce apreciablemente el deterioro. El deterioro mayor se tiene al pasar al segundo ciclo de carga después del cual permanece casi inalterado.

En la ref 3 se estudió el comportamiento de muros bajo cargas ciclicas dinámicas observándose que el mismo comportamiento que un muro tiene para cargas alternadas se presenta para cargas dinámicas con excepción de la prueba en voladizo sin carga vertical (la de más flexibilidad), en la cual la prueba dinámicas muestra gran deterioro del muro, pero este caso tiene poca importancia desde el punto de vista práctico para una mampostería.

Se realizó recientemente un estudio para tratar de obtener procedimientos económicos para mejorar el comportamiento sísmico de la mampostería de piezas huecas con refuerzo interior (ref 5).

Se estudiaron diversas distribuciones de refuerzo (fig 13) que permitiesen mantener la capacidad de carga del muro después del agrietamiento sin que se viese disminuida por repeticiones de cargas alternadas.

Se encontró que la adición de barras de refuerzo de pequeño diámetro (4mm) y de alta resistencia (6 000 kg/cm^2) en las juntas horizontales, aumenta ligeramente la resistencia, restringe la propagación del agrietamiento del muro y reduce el deterioro ante la repetición de cargas. Este refuerzo puede colocarse también en muros de piezas macizas con castillos, produciendo una distribución más uniforme de los esfuerzos cortantes en toda la longitud del muro y evitando las altas concentraciones de esfuerzos que se producen en los castillos cuando el muro se agrieta diagonalmente. Cuando no se coloca este

refuerzo en las juntas, resulta muy conveniente que los castillos cuenten con refuerzo especial en sus extremos para evitar su falla por cortante después de que el muro se agrieta diagonalmente.

4. REGLAMENTACION SOBRE ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERIA

Desde tiempo inmemorial se ha tratado de implantar reglamentos de diseño que aseguren buen comportamiento estructural. Del primer reglamento que se tiene evidencia es el que se contempla dentro del Código de Hamurabi, decretado por el Rey de Babilonia, Hamurabi, en el siglo 20 A.C.. En ese código se contemplan diversos tipos de leyes: civiles, penales, técnicas, etc. Dentro de lo relacionado con el aspecto construcción, el código mencionado establece que ....., si por causa adjudicable al constructor se daña la propiedad, aquel tendrá que pagar la reparación del inmueble; si un esclavo muere por la falla de la construcción, el constructor deberá sustituir el esclavo al dueño de la vivienda; si muere un hijo del propietario por la misma razón se tendrá que matar a un hijo del constructor.....; si muere el propietario, se debe dar muerte al constructor----------, con normas como las anteriores seguramente en nuestro tiempo serían muy pocos los que se dedicarían al diseño y construcción de estructuras.

Afortunadamente los avances de la tecnología han hecho que ahora los reglamentos equilibren los principales aspectos de una construcción: seguridad y economía .

El Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, ref 6, incluye un capítulo sobre diseño y construcción de estructuras de mampostería, el cual ha sido modificado sustancialmente con respecto a la versión anterior y trata en detalle los requisitos para diseño sísmico.

Uno de los problemas que se enfrentan al elaborar recomendaciones de diseño

para mampostería es la gran variedad de materiales de distintas formas y propiedades que se tiene que cubrir. Si se establecen requisitos generales, hay que fijar criterios comunes para determinar los esfuerzos básicos resistentes de la mampostería (principalmente resistencia en compresión y en cortantes). Con este fin en el reglamento se establecen procedimientos de ensaye relativamente simples para determinar dichas propiedades cuando no se tenga información previa acerca de los materiales en cuestión y se proporcionan, además, valores específicos para los materiales de empleo más común para los cuales se cuenta con un número suficiente de determinaciones; los esfuerzos propuestos representan valores característicos, o mínimos probables, del esfuerzo de falla, determinados con el criterio de que la probabilidad de que no sean alcanzados por los materiales empleados en la estructura sea muy pequeña. Dichos esfuerzos corresponden a la resistencia de la mampostería sin refuerzo. Se considera que la presencia de castillos y dalas incrementa solo ligeramente la resistencia a compresión y a cortantes. El refuerzo interior sí proporciona un aumento apreciable de la resistencia con respecto a la mampostería no reforzada; dicho incremento solo puede determinarse en forma confiable mediante ensayes a escala natural de muros con la misma disposición de refuerzo que se va a emplear en la construcción. En forma conservadora el reglamento permite que los esfuerzos resistentes para la mampostería no reforzada se incrementen en 50% cuando se emplee las cuantías y distribuciones de refuerzo interior especificadas por el reglamento que se describirán más adelante.

Las normas para mampostería del nuevo reglamento especifican dos modalidades para el refuerzo de la mampostería; la que se denomina mampostería confinada es la usual con castillos y dalas para los cuales se fijan separaciones y re-

quisitos de refuerzo similares a los del reglamento anterior. En el otro procedimiento, denominado mampostería con refuerzo interior, se coloca refuerzo vertical en el interior de los huecos de las piezas y refuerzo horizontal en piezas que permitan colocar varillas en las juntas y proporcionarles el recubrimiento necesario para que puedan transmitirse los esfuerzos de adherencia. Las normas admiten también construcciones de mampostería sin refuerzo; sin embargo, exigen que se diseñen con factores de seguridad muy altos, lo cual hace que solo para construcciones de un nivel con alta densidad de muros y techos ligeros, resulte económicamente factible construir muros sin refuerzo.

En la parte correspondiente a Diseño de Estructuras de Mampostería se verá con detalle distintos procedimientos para calcular la capacidad de las mamposterías, a continuación se proporciona un panorama general de como debe calcularse la resistencia.

El reglamento incluye dos procedimientos de diseño con distinto nivel de refinamiento. El método simplificado es aplicable a la mayoría de construcciones para vivienda que cumplen con requisistos no muy estrictos en cuanto a densidad de muros, altura máxima de muros y ausencia de grandes excentricidades de las cargas. El método detallado de diseño es aplicable cuando no se cumplan las condiciones impuestas para el empleo del método simplificado o cuando se quiera obtener un diseño más refinado. Ambos procedimientos están planteados en un formato de diseño por resistencia que es el adopatado en general por el reglamento (hay que revisar que el efecto de las cargas de trabajo multiplicado por un factor de carga, F_C, no exceda de la resistencia calculada multiplicada por un factor de reducción de resistencia, F_R). La conversión a un formaro de esfuerzos admisibles es casi inmediata si se agrupan los factores parciales de seguridad en uno solo que afecta al esfuerzo resistente.

La carga vertical resistente se calcula com $P_R = F_R F_C f_m^* A_T$, en que A_T es el área transversal bruta del muro, f_m^* el esfuerzo resistente en compresión y F_E un factor correctivo por la esbeltez del muro y por la excentricidad de la carga para el cúal se dan valores fijos en el método simplificado y un procedimientos para su determinación en el método general en función de la esbeltez y excentricidad calculadas. El factor de reducción F_R vale 0.6 para muros reforzados y 0.3 para no reforzados.

El cálculo de la resistencia a cargas laterales está ligada a los métodos de diseño sísmico especificados por el reglamento. Para la mayoría de las construcciones de mampostería es aplicable un método simplicado de diseño sísmico que permite encontrar en forma muy directa las fuerzas laterales para las que hay que diseñar los muros. Se especifican en este método simplificado fuerzas actuantes mayores para muros de piezas huecas que para muros de piezas macizas debido a la diferente ductilidad y deterioro que se tiene en los dos casos. Los requisitos que, según el reglamento, debe cumplir la mampostería confinada en lo que respecta a ubicación de los castillos y dalas y a la cantidad de refuerzo longitudinal y transversal en ellos, se presentan en las notas sobre Diseño de Estructuras de Mampostería. Los requisitos para la mampostería con refuerzo interior, fijan la cantidad total de refuerzo en 0.002 veces el área del muro y su separación máxima en 90 cm.

Para la determinación de fuerza cortante que resiste el muro se especifica en el método simplificado

$$V_R = 0.7 F_R v^* A_T$$

en que v^* es el esfuerzo resitente en cortante y F_R el factor de reducción que debe tomarse como 0.6 para muros confinados o con refuerzo interior y

para evitar problemas de torsiones en planta que aumenten las fuerzas laterales en los muros; esto debe cuidarse especialmente en las construcciones de varios niveles.

Los sistemas de techo y entrepiso deben ser capaces de trasmitir las fuerzas laterales a los elementos que tengan resistencia en la dirección de la acción sísmica. Esta condición no se cumple en techos de vigas o armaduras no contraventeadas en su plano, las cuales empujan directamente sobre los muros transversales y provocan fuerzas importantes perpendiculares a los planos de dichos muros, causando frecuentemente su falla por volteamiento. El contraventeo del techo, la colocación de una dala de remate perimetral, la liga entre muros transversales y el anclaje de los muros en su cimentación son factores que eliminan este problema.

La falla por efecto del sismo actuando sobre la masa misma del muro en dirección normal en su plano ocurre con frecuencia en bardas y muros pesados no restringidos en su extremo superior. Es importantes por lo tanto proporcionar un anclaje apropiado a la cimentación y elementos verticales resistentes. En muros apoyados en sus cuatro extremos, la falla por empuje normal al plano es poco frecuente, pero puede presentarse si se emplean morteros muy pobres (por ejemplo, los morteros a base de lodo para pegar adobes) o si se llenan solo parcialmente las juntas (como es usual en algunos lugares para bloques de concreto).

La presencia de aberturas en los muros provoca concentraciones de esfuerzos que favorecen la formación de las grietas diagonales. Es conveniente que exista un refuerzo continuo en la periferia de los huecos.

y 0.3 para muros no reforzados o cuyo refuerzo no cumple con los requisitos mínimos especificados. En el método detallado se especifica una expresión más refinada que toma en cuenta el efecto de la carga axial, en la resistencia al cortante.

Además de la resistencia a fuerza cortante es necesario revisar la resistencia a momento flexionante debido a las cargas laterales, para lo cual puede llegar a necesitarse refuerzo especial en los extremos del muro; en este caso la resistencia se puede calcular con los procedimientos que se emplean para concreto reforzado.

Todo lo anterior se puede ver con más detalle en las notas sobre diseño de estructuras de mampostería.

5. OTROS TOPICOS SOBRE MAMPOSTERIA

5.1 Recomendaciones generales sobre la estructuración de construcciones de mampostería

Las recomendaciones siguientes se refieren a la estructuración de las construcciones, a los materiales y el refuerzo, a los detalles y procedimientos constructivos.

Debe proporcionarse un sistema resistente en dos direcciones ortogonales, este requisito obvio no siempre se cumple; especialmente en casas habitación es frecuente que los elementos resistentes estén alineados en una dirección y que en la normal a ella exista un número muy reducido de muros con grandes aberturas para puertas y ventanas. En cada dirección deberá proveerse una densidad adecuada de elemenos para resistir las fuerzas sísmicas.

La distribución de elementos resistentes debe ser aproximadamente simétrica

Debe evitarse el empleo de piezas con altos porcentajes de huecos y paredes delgadas porque esto propicia fallas frágiles y deterioros graves y muy rápidos.

5.2 Nuevas formas constructivas para la mampostería

Se han desarrollado recientemente, o están en la etapa de desarrollo, nuevas técnicas para la construcción y refuerzo de los muros que presentan algunas ventajas sobre las tradicionales. En algunos casos se trata de sistemas radicalmente diferentes a los usuales, en otros, de pequeñas modificaciones que pretenden mejorar el comportamiento estructural de los muros. Algunas de las alternativas más interesantes se describen a continuación.

Refuerzos especiales en la mampostería convencional. Con el fin de mejorar la ductilidad de los muros y reducir el deterioro de su rigidez y resistencia ante el efecto de cargas alternadas se están estudiando detalles de refuerzo aplicables ya sea a muros confinados con castillos o a muros con refuerzo interior o a ambos.

La adición de barras de refuerzo de pequeño diámetro (ϕ = 4mm) y de alta resistencia en las juntas horizontales aumenta ligeramente la resistencia, restringe la propagación del agrietamiento del muro y reduce el deterioro ante la repetición de cargas. Este refuerzo puede colocarse también en muros de piezas macizas con castillos, produciendo una distribución más uniforme de los esfuerzos cortantes en toda la longitud del muro y evitando las altas concentraciones de esfuerzos que se producen en los extremos de los castillos cuando el muro se agrieta diagonalmente. Cuando no se coloque este refuerzo en las juntas, resulta muy conveniente que los castillos tengan refuerzo especial en sus extremos para evitar su falla por cortantes después de que el muro se

agrieta diagonalmente. La fig 13 muestra una forma en que puede proporcionarse este refuerzo.

En muros con refuerzo interior también resulta muy conveniente confinar el refuerzo vertical en los extremos de los muros, ligando por medio de estribos, placas o mallas, como se muestra también en la fig 13.

Mampostería con junta seca y con refuerzo en las caras exteriores. La mampostería con junta seca consiste en colocar las piezas sin mortero en las juntas, formando el muro por la simple sobreposición de las piezas. La liga estructural del muro puede lograrse mediante el empleo de piezas machihembradas en las que se produzca un anclaje mecánico de las piezas, o mediante un aplanado en las dos caras del muro que proporcione continuidad al conjunto. La principal ventaja que se aduce para estos procedimientos es la rapidez de la construcción.

En lo que respecta al comportamiento sísmico para la mampostería de piezas machihembradas no se cuenta con información experimental. Para asegurar que se desarrolle la trabazón mecánica parece necesario que los muros estén confinados por dalas y castillos, lo cual elimina en parte las ventajas de la rapidez de construcción En este procedimiento se requiere que las piezas tengan dimensiones muy uniformes para poder construir el muro a plomo y a nivel sin la ayuda de las juntas de mortero que absorben las diferencias geométricas. Se requiere además que las piezas tengan buena estabilidad volumétrica. Se han empleado para este procedimiento piezas de suelo-cemento, de concreto ligero y de barro macizas o huecas. En la fig 14 se muestran algunas de las formas propuestas. Las piezas huecas machihembradas permiten la colocación de refuerzo en los huecos verticales, lo cual aunado a la trabazón mecánica de las piezas posiblemente dé lugar a un sistema constructivo conve-

niente en zonas sísmicas. Se requiere, sin embargo, estudios adicionales para encontrar las formas, materiales y procedimientos constructivos convenientes para las piezas y para comprobar experimentalmente el comportamiento sísmico. Desde el punto de vista del comportamiento sísmico parece conveniente, y amerita estudio, el empleo de piezas machihembradas con junta de mortero, cón lo cual al anclaje mecánico de las piezas se suma a la adherencia del mortero para mejorar la resistencia al cortante.

Recientemente se ha introducido comercialmente un mortero a base de cemento, aditivos que proporcionan alta adhesividad y fibra de vidrio, el cual colocado como aplanado en muros con junta seca, les proporciona una alta resistencia en tensión. Se han realizado diversos ensayes (ref 7) para estudiar el comportamiento estructural de este material, aplicado principalmente a muros de bloque de concreto. Se ha observado que, con respecto a la de un muro del mismo material junteado con mortero, la resistencia a carga axial de los muros así construidos es ligeramente menor, la resistencia a cargas normales al plano del muro es varias veces superior, la resistencia a fuerza cortante es ligeramente mayor y la ductilidad es mayor para las mismas condiciones de confinamiento. Si se coloca algún refuerzo interior en los huecos extremos para proporcionar liga entre los muros y para mejorar la ductilidad, se considera que este procedimiento da lugar a una seguridad aceptable contra sismo en construcciones de uno a dos niveles. El costo del prouducto, patentado, para el aplanado es relativamente alto; sin embargo, se requieren espesores muy pequeños para los aplanados (3mm). Se afirma que el costo total es competitivo con el de un muro convencional con aplanado de yeso en ambas caras.

Parece prometedor el estudio del empleo de otros materiales para proporcionar al muro continuidad y resistencia en tensión por medio de un aplanado, aplicado ya sea a las piezas colocadas con mortero o con junta seca. El uso de fibras minerales o vegetales (henequén, bambú, etc) más económicas que las de

vidrio y la sustitución del cemento por el azufre son alternativas que se han sugerido pero que no han sido suficientemente estudiadas.

Un procedimiento de este tipo que ha sido ampliamente usado y que resulta muy eficiente es el de reforzar los muros con una malla de acero (electrosoldada o tela de gallinero) anclada perfectamente al muro y recubierta por un aplanado de mortero de cemento. Este procedimiento se ha empleado esencialmente para refuerzo de muros agrietados.

Mampostería con morteros de alta adherencia. Cuando se emplean piezas de buena calidad (tabiques extruidos y bloque de concreto tipo pesado) la resistencia al cortante del muro está regida por la adherencia entre el mortero y las piezas en las juntas; si se mejora dicha adherencia se puede alcanzar la máxima resistencia del muro que está regida por la falla en tensión de las piezas.

Se han estudiado diversos aditivos para el mortero a base principalmente de resinas epóxicas y se han obtenido incrementos muy sustanciales en la adherencia. En algunos países estos morteros de alta adherencia se producen comercialmente, pero su empleo aumenta radicalmente el costo de los muros.

Mampostería postensada. La capacidad de carga de muros de mampostería está limitada por su baja resistencia a esfuerzos de tensión producidos por flexión o fuerzas cortantes. La resistencia a estos efectos puede mejorarse sustancialmente si se introducen en los muros esfuerzos de compresión mediante técnicas de postensado. Aunque el postensado reduce la capacidad útil de los muros a carga axial, esta rara vez es crítica en zonas sísmicas y normalmente son mucho más importante las ventajas que el presfuerzo proporciona,

que son las siguientes: se evita el agrietamiento por flexión en muros, se incrementa la resistencia a fuerza cortante porque se reducen los esfuerzos de tensión diagonal y se logra una distribución de carga más uniforme en la cimentación. El postensado ha sido poco usado hasta la fecha principalmente por el desconocimiento de las pérdidas de presfuerzo que se pueden tener y por las dificultades del procedimiento.

Algunos ensayes realizados en el Instituto de Ingeniería, ref 8, han demostrado que las pérdidas de presfuerzo son del mismo orden de las que se obtienen en estructuras de concreto (entre 10 y 20%) y son menores en piezas de barro que en bloques de concreto, que deben evitarse los sistemas de anclaje a base de cuñas y que resulta conveniente el empleo de un sistema de postensado como el mostrado en la fig 15 en el que los cables pueden tensarse en etapas de acuerdo con el proceso constructivo, reduciendo así, o eliminando, las pérdidas de presfuerzo.

5.3 Reparación y refuerzo de la mampostería

Cuando una construcción ha sufrido daño por efecto de un sismo no es suficiente normalmente con repararla (reintegrar su resistencia original) sino que es necesario reforzarla, o sea incrementar su resistencia con respecto a la que tenía antes de la ocurrencia del daño, para que este no ocurra nuevamente si se presenta la misma solicitación.

Los procedimientos de refuerzo implican casi siempre una restructuración de la construcción mediante la adición de nuevos elementos resistentes, o la rigidización, el confinamiento, el anclaje y el refuerzo de los elementos existentes. En general hay que hacer que la estructura cumpla con los requisitos descritos en los capítulos anteriores. El refuerzo de construcciones de mampostería implica operaciones bastante laboriosas como el colado de dalas y cas

tillos y su anclaje con la cimentación y con los sistemas de techo y de piso.

Aquí se tratarán únicamente los procedimientos para reparar o reforzar los muros de mampostería.

La forma más común de reparar un muro grietado diagonalmente es abriendo una franja en correspondencia con la grieta y rellenándola con mortero. Si se emplea un mortero de cemento, los ensayes demuestran que este procedimiento no permite recuperar la resistencia y rigidez originales, fig 16a. Si se emplea un mortero con un aditivo que produzca alta adherencia y estabilización de volumen, se logra restaurar prácticamente la resistencia original, como se demuestra en el ensaye mostrado en fig 16b. Para la reparación de castillos y dalas dañados se deben emplear los procedimientos usuales para estructuras de concreto: inyección de grietas si estas son pequeñas o remoción del concreto en la zona dañada y colado con un aditivo estabilizador de volumen.

Si se quiere incrementar la resistencia del muro, la forma más conveniente es la colocación de una malla de refuerzo en ambas caras cubierta con un aplanado y reparar la grieta con mortero común o con aditivo. Una estimación del costo de este tipo de reparación indica que este es del orden de una tercera parte del costo que implicaría reconstruir el muro original. El mortero de fibra de vidrio descrito anteriormente también puede emplearse para repara y reforzar muros agrietados; su eficiencia se aprecia en la fig 16c.

6. RESUMEN

Como resumen en los expuesto con anterioridad se puede decir que el esta-

do actual de conocimientos acerca del diseño de mampostería ante diversas solicitaciones de carga ha avanzado notablemente.

Para el caso de flexocompresión se pueden elaborar diagramas de interacción que se ha visto experimentalmente dan valores acertados del comportamiento de la mampostería.

Las estructuras rígidas, como las mamposterías, son más sensibles a los efectos producidos por un sismo; sin embargo, el criterio elástico que se ha estado empleando y que consiste en diseñar la mampostería para que resista un sismo intenso sin que esta sufra daño es irracional. La tendencia actual del diseño sísmico de mamposterías debe ser el diseñar la estructura para soportar sin sufrir daño en sismo moderado y resistir sin llegar al colapso para un movimiento intenso aprovechando así el comportamiento inelástico de la mampostería reforzada.

Para este criterio de diseño las estructuras dúctiles son las más adecuadas; se puede diseñar una mampostería suficientemente dúctil después de agrietamiento suponiendo al muro como un voladizo y diseñado como viga mediante una teoría de resistencia última similar a la del concreto reforzado, asegurando al mismo tiempo que no se exceda de la resistencia al corte o tensión diagonal de la mampostería. Es implica que se tendría que limitar la cantidad de acero de refuerzo para evitar una falla frágil al igual que en flexión en concreto.

Una vez reforzado convenientemente por flexión, un muro debe ser capaz de resistir la fuerza cortante con muy poco daño siendo ahora representativo el estado de compresión diagonal. Por este estado de carga se pretende que de la prueba en muretes se obtenga el indice de resistencia de la mampostería que forma al muro hasta el agrietamiento; asimismo se puede valuar el

efecto de la carga vertical del refuerzo interior, y en forma indirecta la contribución del aplanado en el muro.

Es conveniente que los reglamentos de construcción contemplen la idea de que la mampostería convenientemente reforzada tiene comportamiento inelástico, con la finalidad de aumentar el factor de reducción por ductilidad de este tipo de estructuras; esto porque el actual Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal es más estricto que el anterior en cuanto a los requisitos de diseño sísmico para construcciones de mampostería. Las fuerzas sísmicas de diseño se hacen depender de la ductilidad de los sistemas estructurales y, como los distintos sistemas a base de muros de mampostería tradicionales son poco dúctiles, deben diseñarse para fuerzas mucho mayores que las que corresponden, por ejemplo, a una estructura a base de marcas de concreto. Las fuerzas de diseño que se especifican en la nueva versión son en algunos casos hasta dos veces mayores que los que se empleaban con el reglamento anterior. Por otra parte, los esfuerzos resistentes de diseño que se han deducido de la información experimental, son más bajos para algunos materiales que los que se emplean usualmente.

Lo anterior va a hacer más crítica la construcción de edificios de varios niveles a base de muros de mampostería, obligando a proyectos con una mayor densidad de muros, al empleo de materiales de resistencia mayor y más controlada y a procedimientos de refuerzo que proporcionen mayor resistencia y ductilidad. Con estas precauciones se considera que es posible seguir construyendo, en forma segura y económica, edificios de habitación a base de muros de carga de mampostería ya sea confinada o reforzada interiormente.

Un problema de la construcción en mampostería muy distinto a los tratados hasta aquí es el de la vivienda rural. La mayor parte de daños materiales y pérdi-

das de vidas a raíz de temblores se debe al colapso de construcciones de vivienda de bajo costo. En estas construcciones se emplean materiales de baja resistencia o que se deterioran rápidamente con el tiempo. Se usan además -- procedimientos constructivos que no permiten una buena liga de los muros entre sí y con el techo. Afortunadamente, también a este problema se le ha encontrado solución favorable (ver ref 1).

REFERENCIAS

1. Hernández, O. et.al. "Refuerzo de vivienda rural en zonas sísmicas. Estudios experimentales", Instituto de Ingeniería, UNAM, en prensa (1981)

2. Priestley, M., Bridgemen, D.O, "Seismic resistance of brick masonry walls", Bulletin New Zealand Society for Earthquake Engineering, Vol 7, No 4 (dic 1974)

3. William, D., Scrivener, J., "Response of reinforced masonry shear walls to static and dynamic cyclic loading", Proc. 5WCEE. Roma (jun 1973).

4. Meli, R., "Comportamiento sísmico de muros de mampostería", Instituto de Ingeniería, UNAM, Informe No 352 (abril 1975)

5. Hernández, O. y Meli, R., "Modalidades de refuerzo para mejorar el comportamiento sísmico de muros de mampostería", Instituto de Ingeniería, UNAM, Informe 382 (dic 1976)

6. "Diseño y construcción de estructuras de mampostería, normas técnicas complementarias del Reglamento de construcciones para el Distrito Federal". Instituto de Ingeniería UNAM, Informe 403 (jul 1977).

7. Hernández, O., "Mampostería de bloque unida con mortero a base de fibra de vidrio. Comportamiento y diseño", Instituto de Ingeniería, UNAM, Informe 394 (jun 1977)

8. Hernández, O. y Aguilar, H., "Deformaciones diferidas en mamposterías postensadas. Recomendaciones preliminares de diseño", Instituto de Ingeniería, UNAM, en prensa (1981)

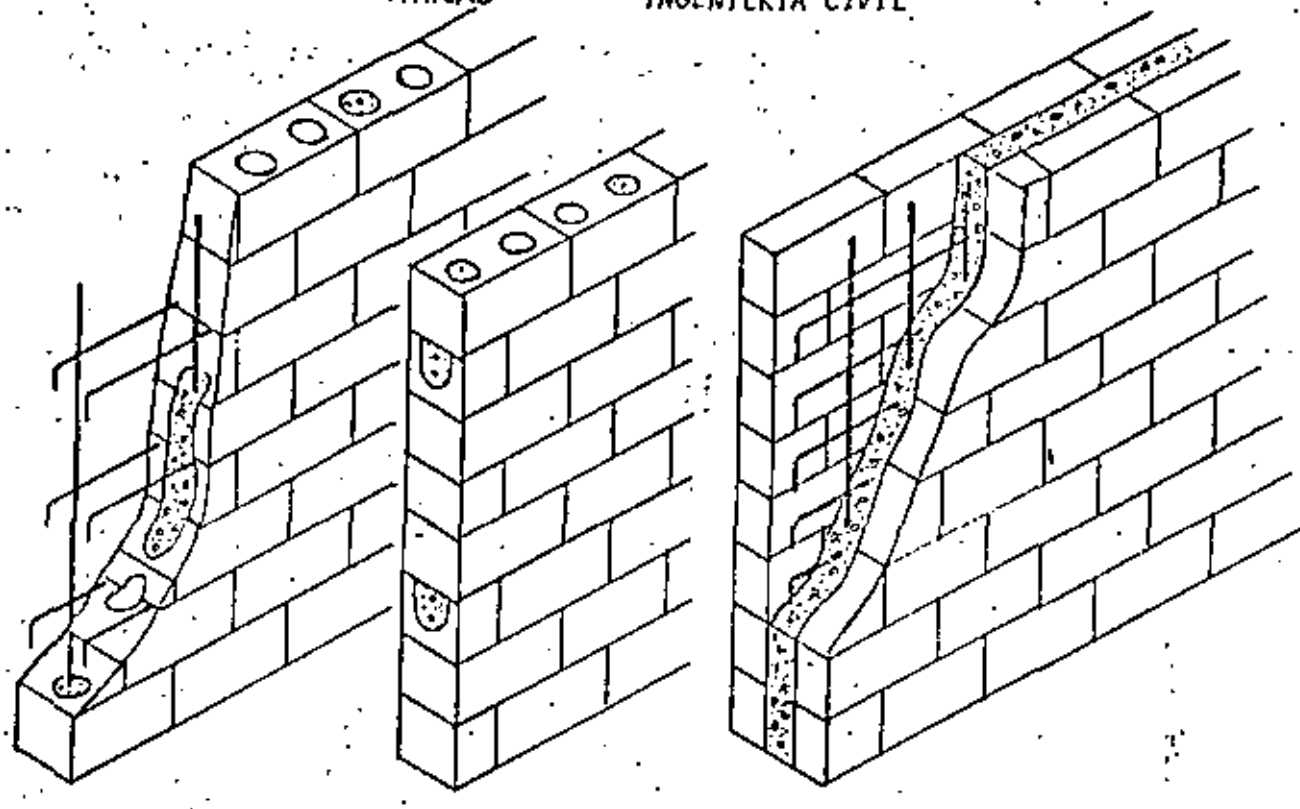


Fig 1 Diferentes formas de colocar refuerzo interior

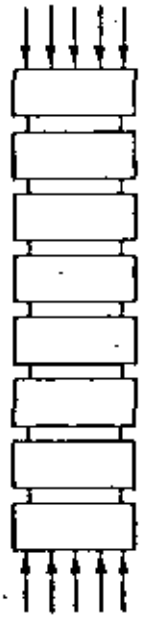


Fig 2 Ensoye de compresión en pila

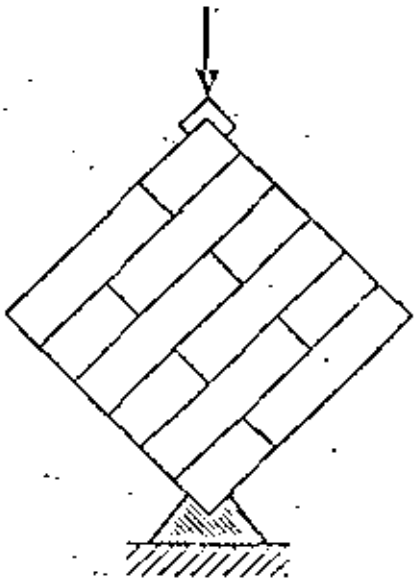


Fig 3 Ensoye de compresión diagonal

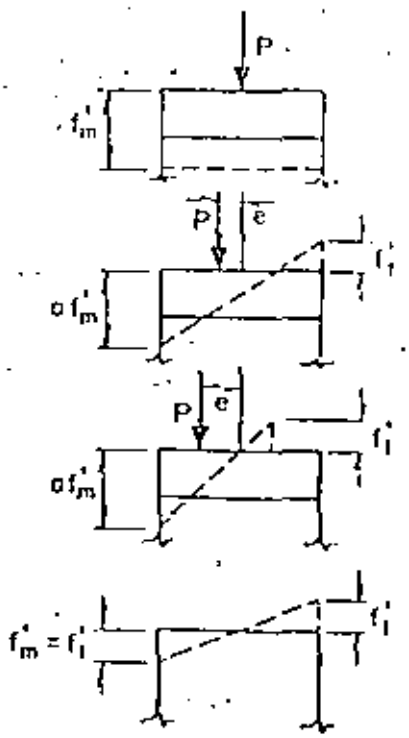


Fig 4 Distintas distribuciones de esfuerzos para carga axial y flexión

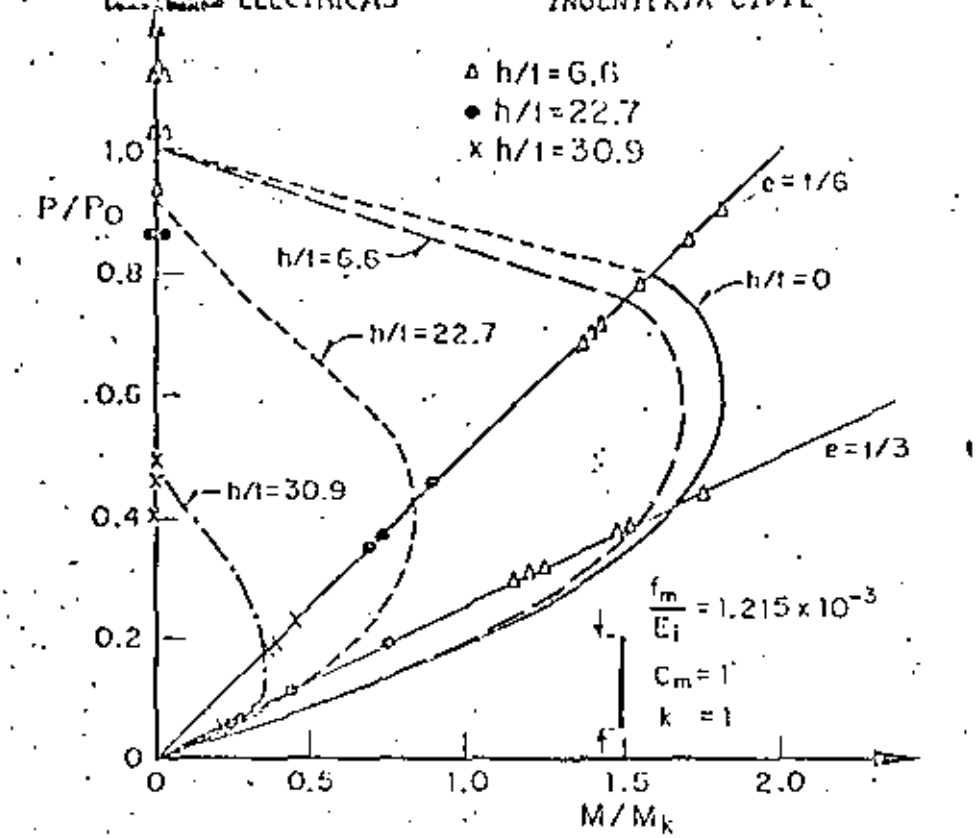
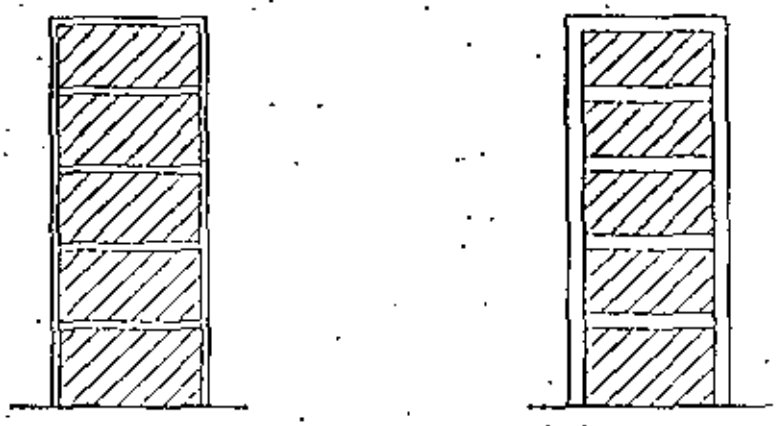
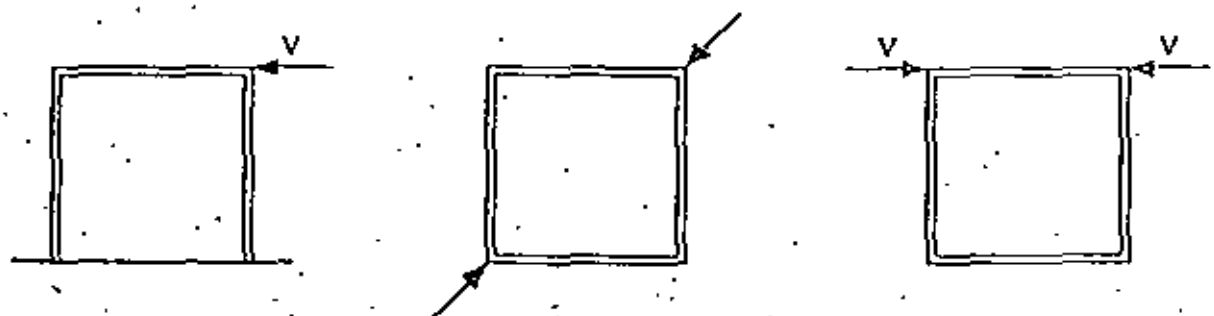


Fig 5 Diagrama de interacción en flexocompresión. Efecto de la relación de esbeltez



a) de carga b) diafragma

Fig 6 Estructuración a base de muros



a) en volodizo b) compresión diagonal c) cargas alternadas

Fig 7 Diversas formas de ensayes de muros

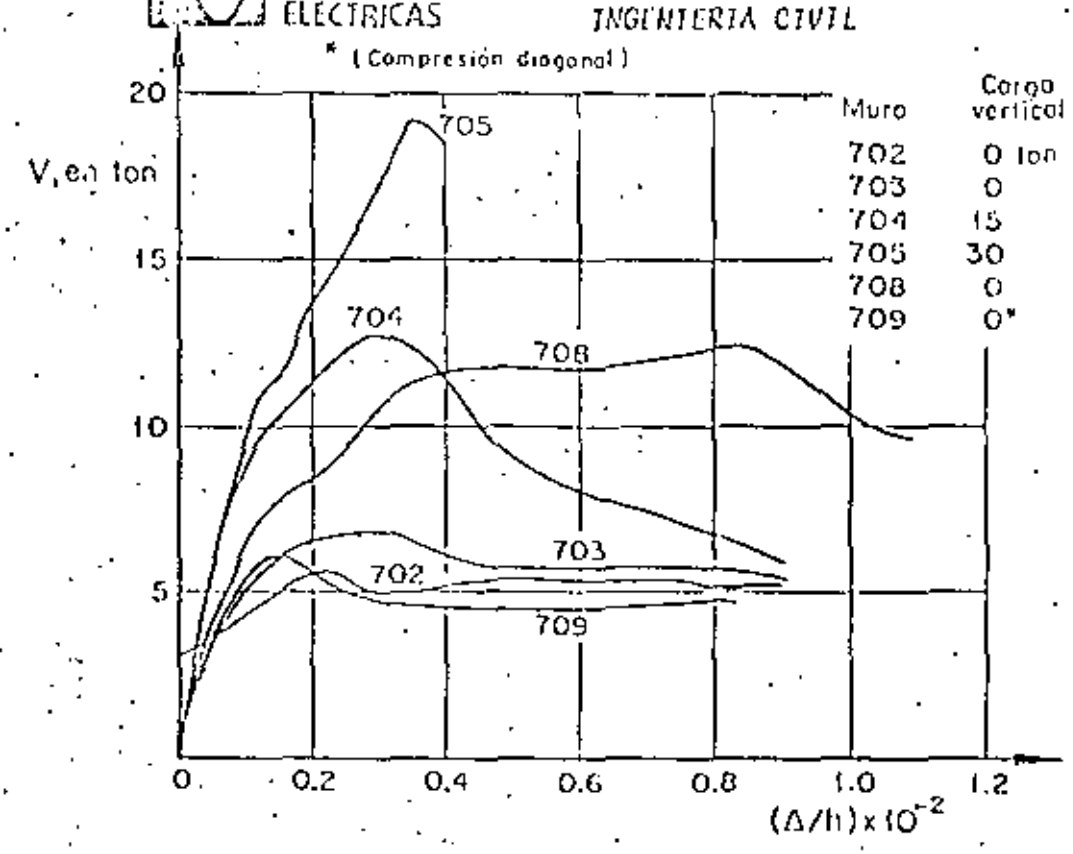
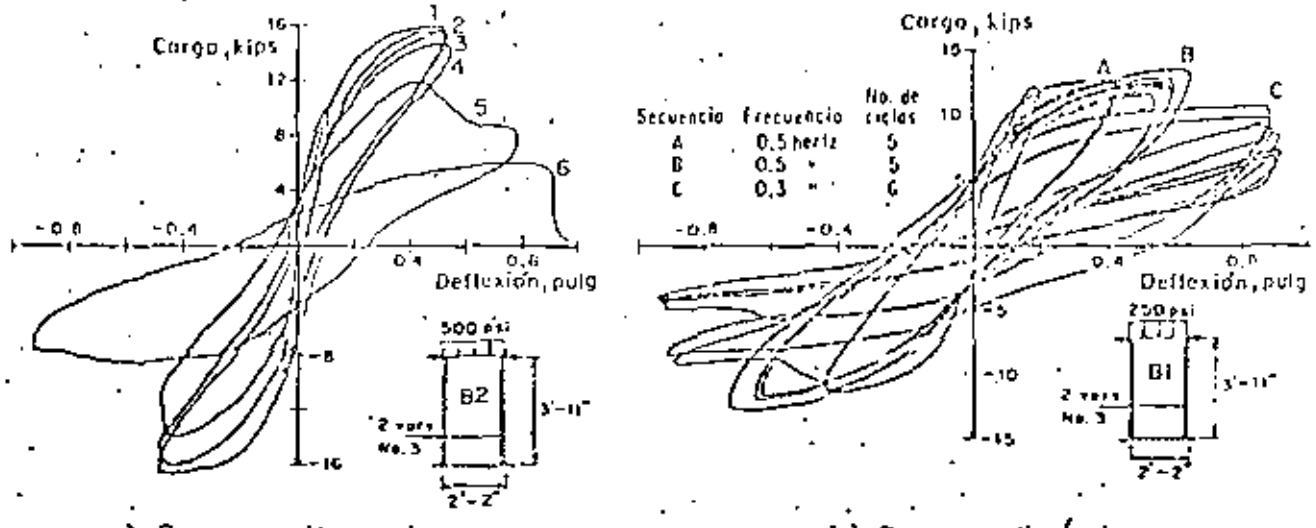
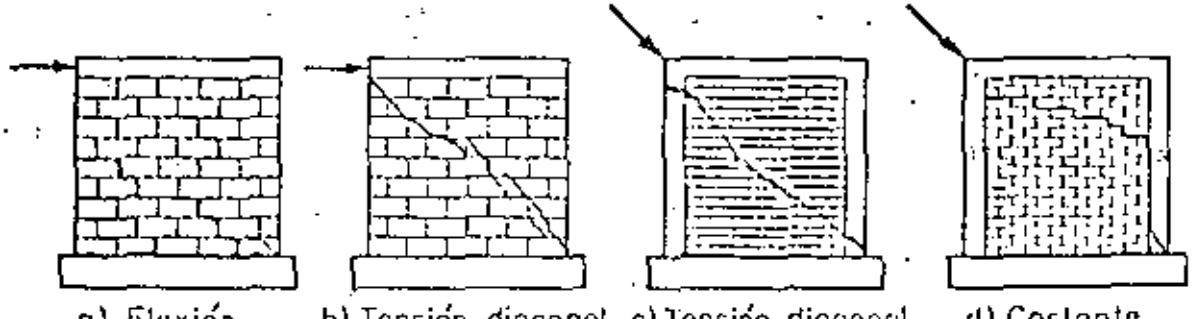


Fig 8 Ensayes a carga estática



a) Cargas alternadas b) Cargas dinámicas

Fig 9 Curvas carga deformación



a) Flexión b) Tensión diagonal (refuerzo interior) c) Tensión diagonal d) Cortante

Fig 10 Fallas típicas de muros

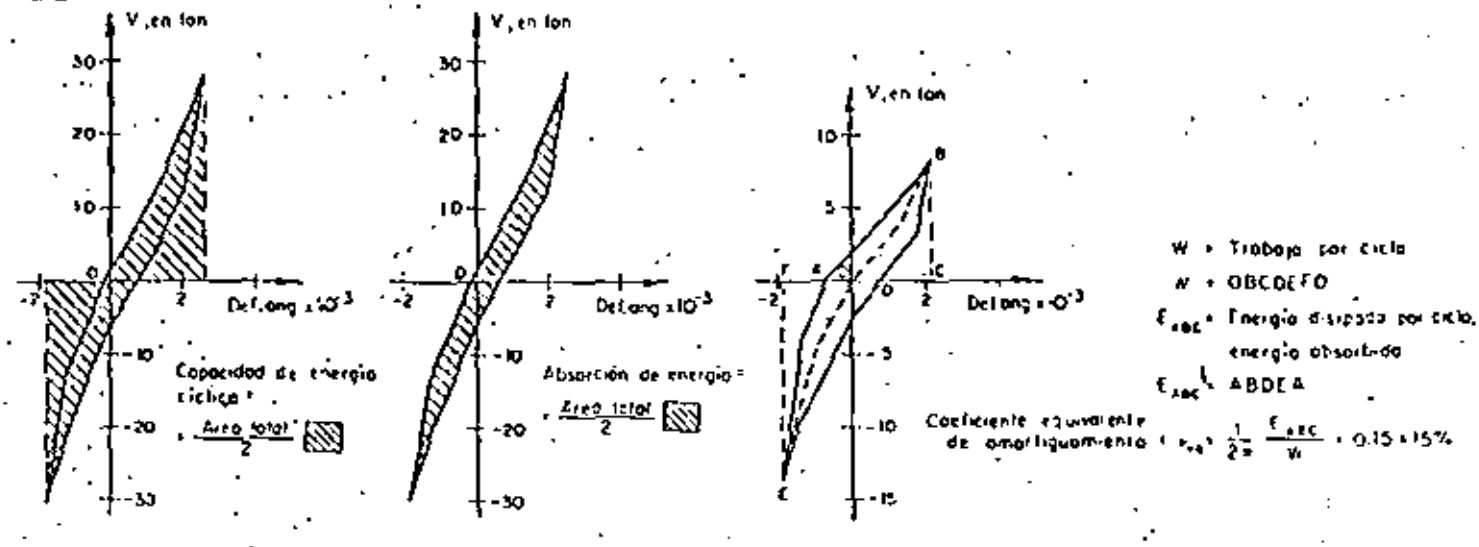


Fig. 11 Propiedades de muros de mampostería ante alternación de cargas

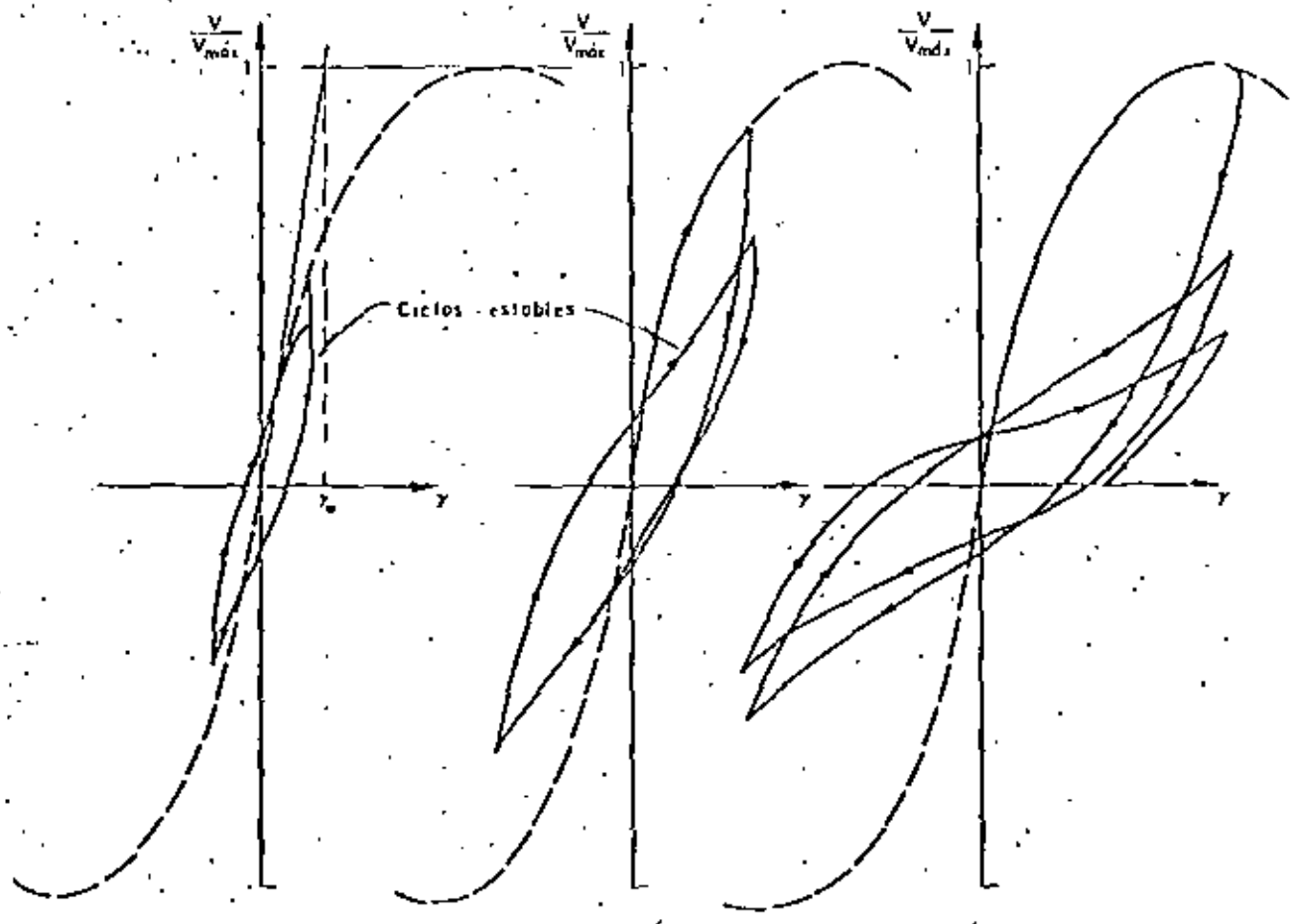
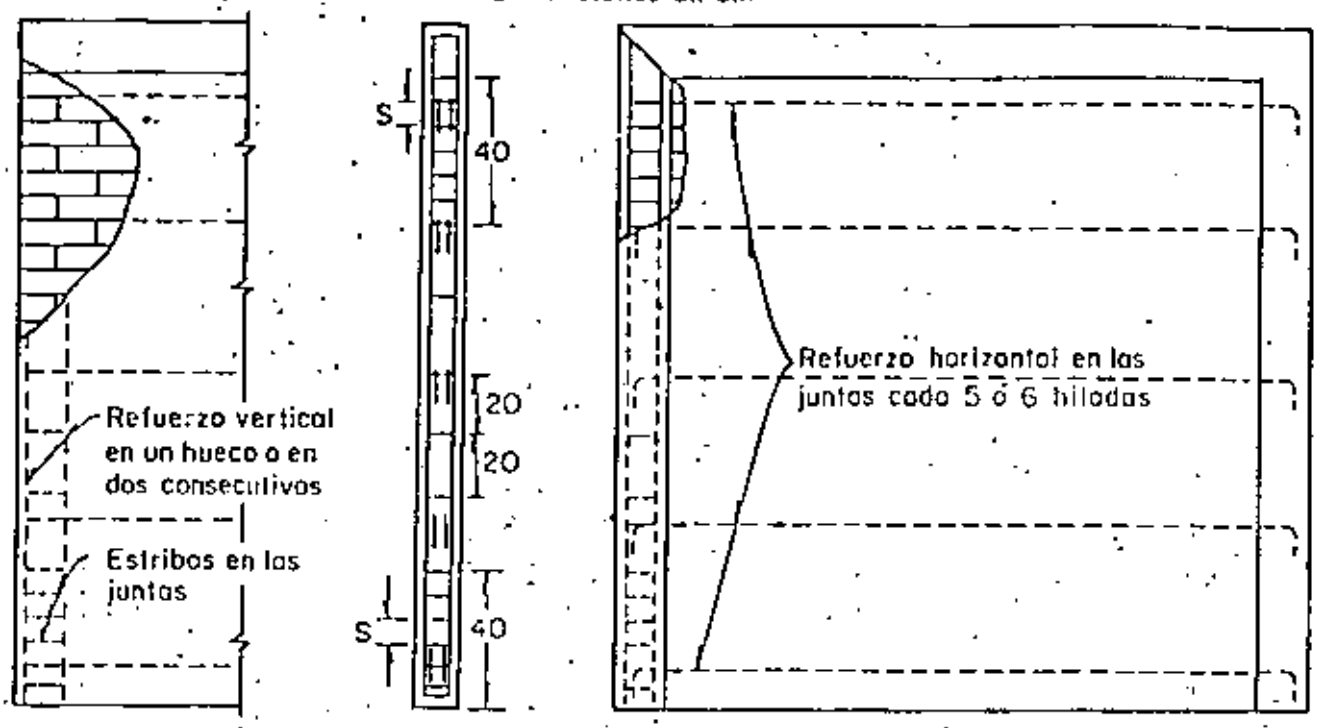


Fig 12 Deterioro del muro

Dimensiones en cm



Con refuerzo interior

Confinado con dalas y castillos

Muros de tabique extruído

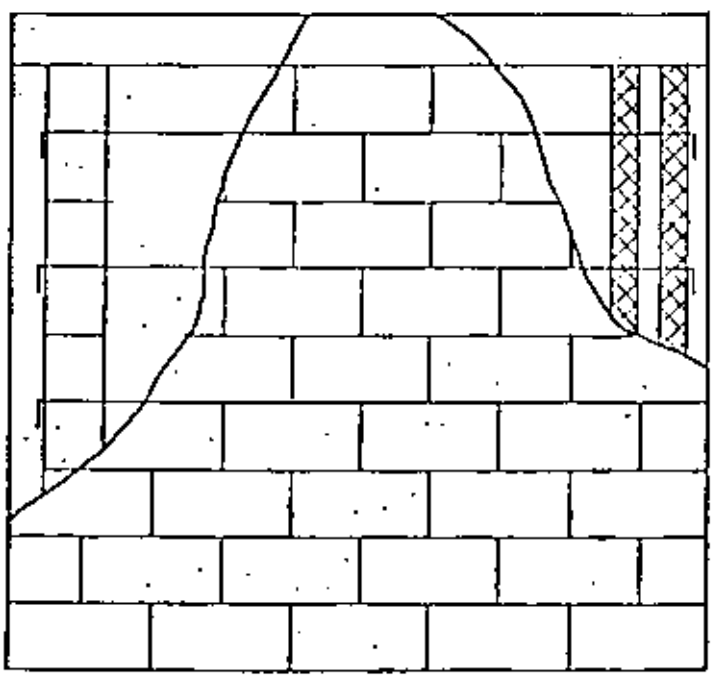
Variantes :

Con refuerzo horizontal cada 2 hiladas o sin el

Refuerzo vertical en un hueco o en dos consecutivos con estribos o cada hilada

Dos huecos consecutivos confinados con malla de metal desplegado

Castillo integral



Muros de bloques de concreto

Fig 13 Detalles generales de refuerzo

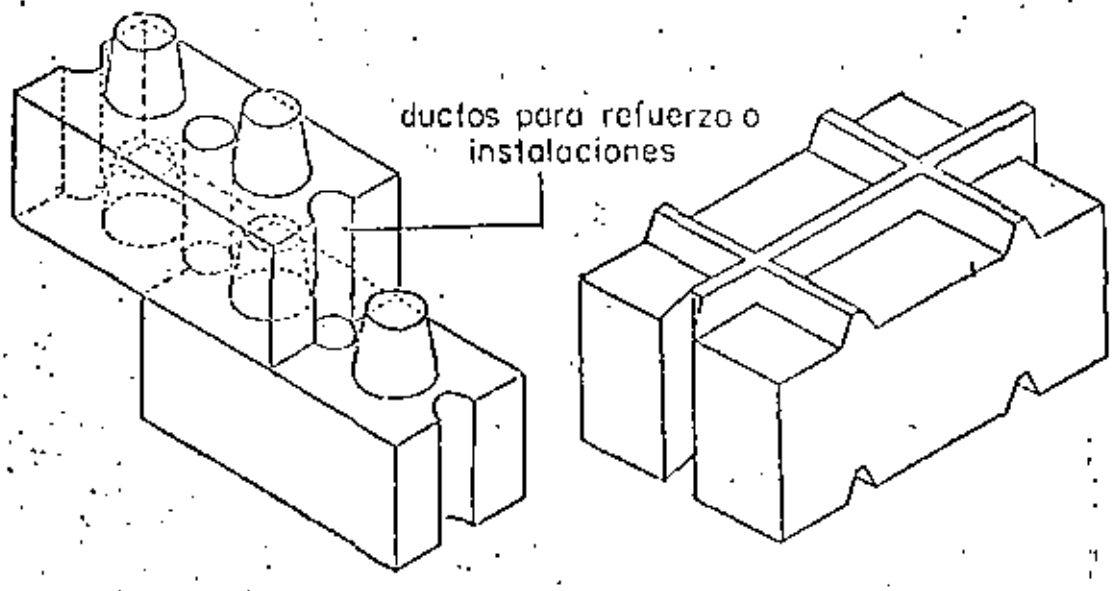


Fig 14 Piezas machiembradas

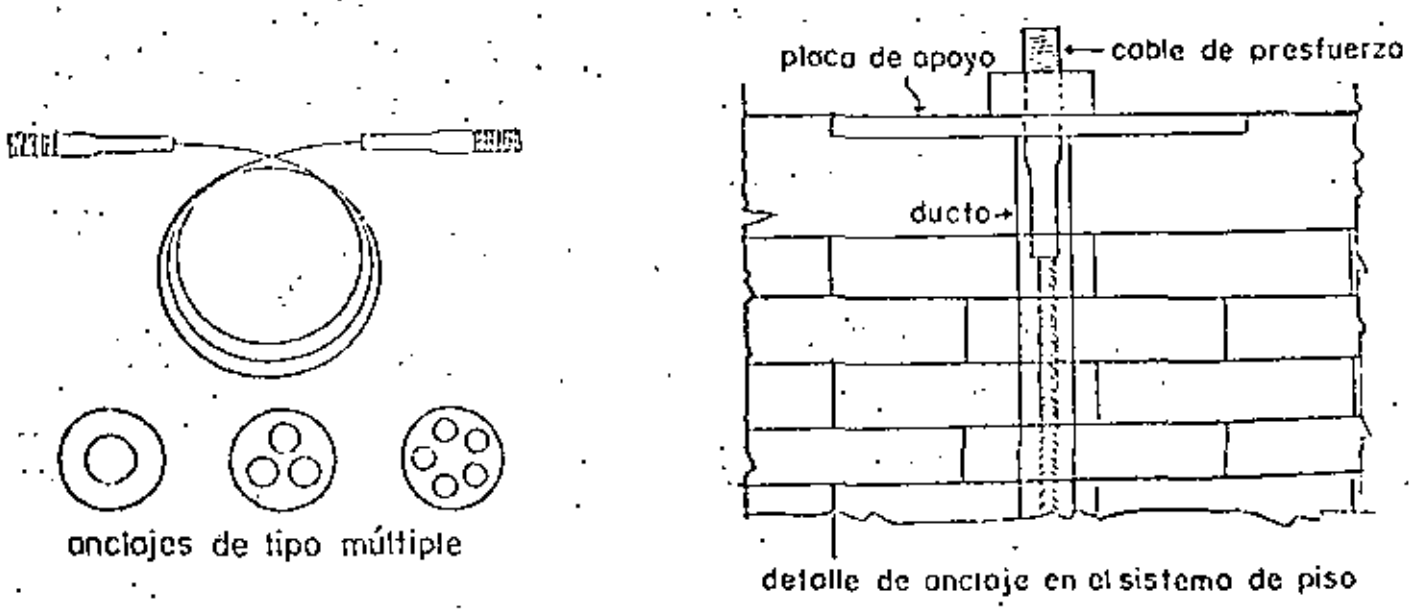
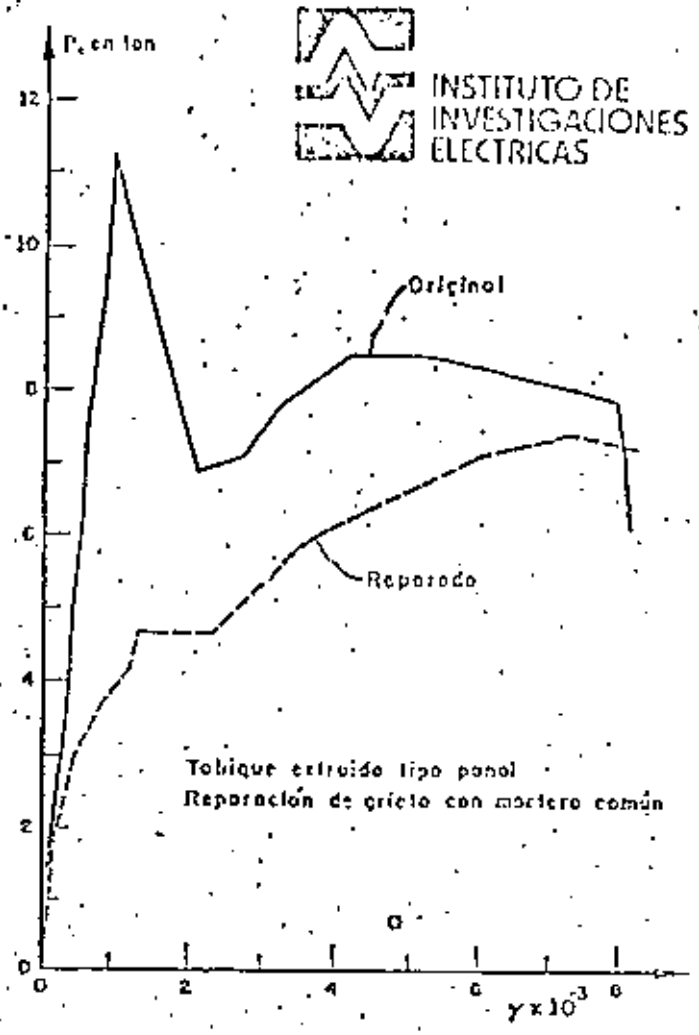
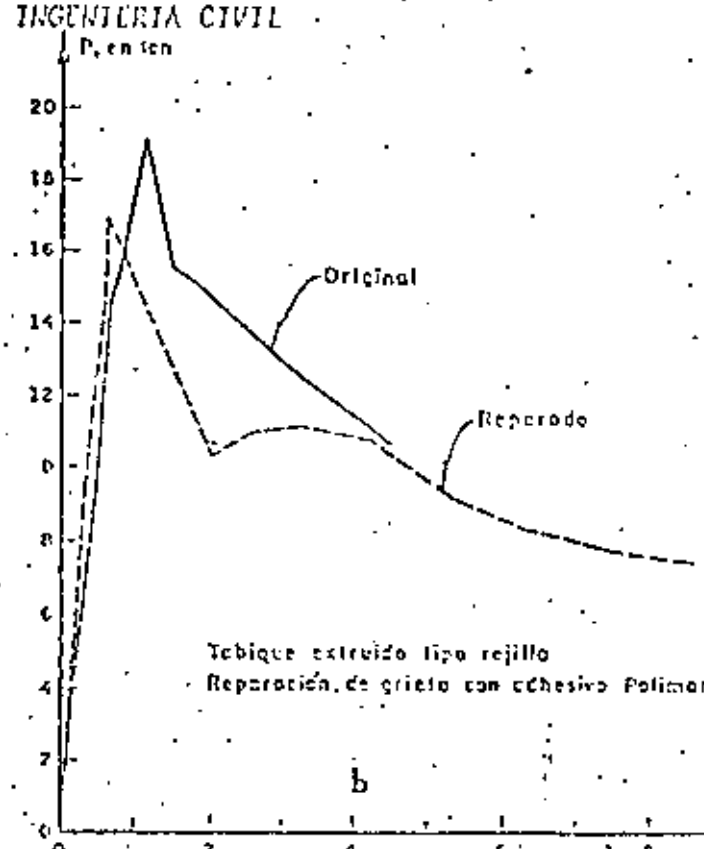


Fig.15 Aplicación del sistema de postensado RAMSA en mamposteria.





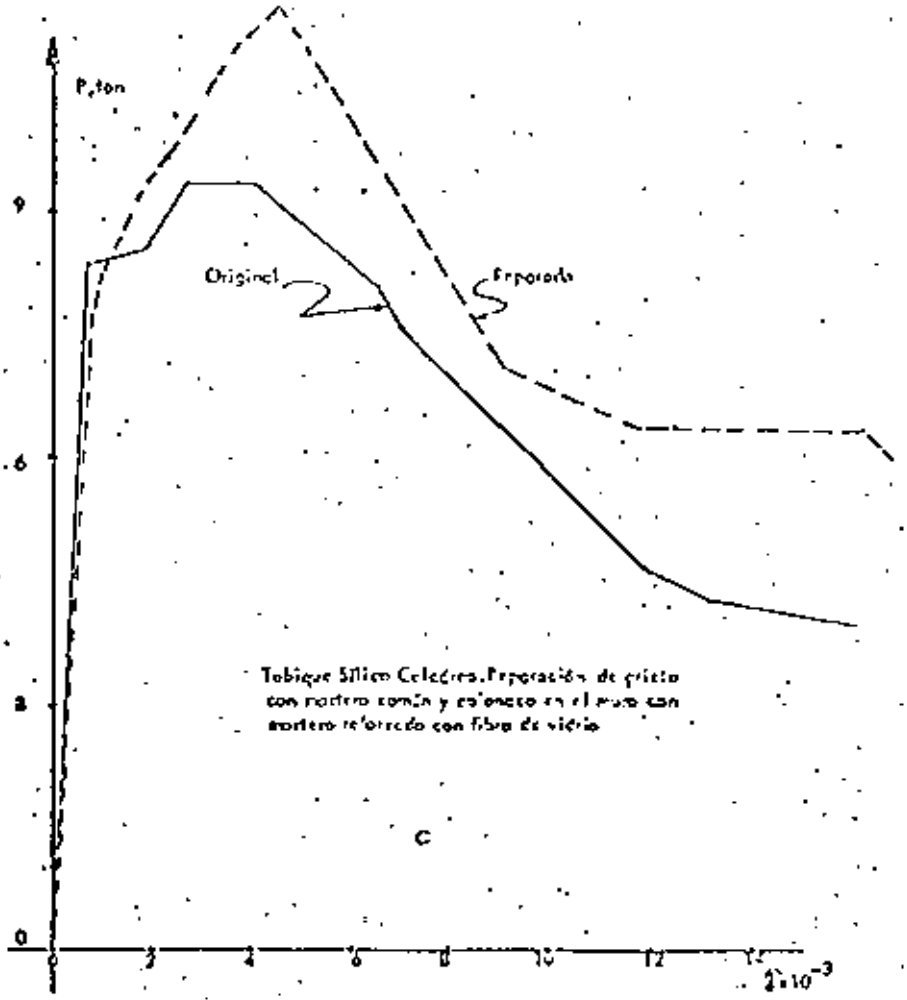


Fig 16. Eficiencia de diferentes formas de reparación de muros

DISEÑO DE ELEMENTOS DE MAMPOSTERIA

Oscar Hernández Basilio*

1. INTRODUCCION.

La mampostería es el elemento estructural resultante de la unión de piezas - formadas por distintos materiales, naturales o artificiales, con un mortero que contribuye a la ligazón entre éstas y que influye en las características del elemento estructural que se forma. La capacidad de la mampostería ante - distintos elementos mecánicos no será directamente proporcional a las propiedades individuales de sus componentes; sin embargo, es conveniente conocer las características de las distintas piezas y morteros que pueden llegar a - formar una mampostería y la influencia cualitativa que pueden tener en la -- misma.

2. MATERIALES COMPONENTES

2.1 Piezas naturales y artificiales

2.1.1 Piezas naturales

Las mamposterías de piedras naturales se conocen como mamposterías de 2a. ó 3a. clase según la regularidad de las piedras que las componen. Una mampostería de 2a. se forma con sillares de piedra labrada de forma más o menos regular; a este tipo de mampostería, reforzada o no; también son aplicables los criterios de diseño que se verán más adelante. Las mamposterías de 3a. clase son las formadas con piedras naturales irregulares, su diseño se realizará - en la forma como lo especifica el capítulo 6 de las Normas Técnicas Complementarias, Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería, del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.

2.1.2 Piezas artificiales

* Investigador, Opto. Ing. Civil. Instituto de Investigaciones Eléctricas.

Las piezas artificiales con las que se puede construir una mampostería pueden agruparse en 3 grandes variedades: 1) de barro, 2) de cemento y 3) de materiales varios.

Piezas de barro

A su vez las piezas de barro pueden clasificarse en: a) estado natural, b) cocidas y c) industrializadas.

Las piezas de barro en estado natural toman comúnmente el nombre de adobe, el cual si es protegido del intemperismo y reforzado convenientemente, ver ref 1, constituye un sistema constructivo que resulta económico y seguro. Estas piezas de adobe tienen generalmente dimensiones de 10*30-40*40-60 cm (peralte, ancho, largo) y aparte del barro se les agrega usualmente arena y/o paja para mejorar ligeramente algunas de sus propiedades (resistencia a tensión, agrietamiento por secado, etc). Obviamente las propiedades mecánicas de los adobes son muy variables pues dependen básicamente de la calidad de la tierra con la que se fabrican. En la tabla 2.1 se presenta una muestra no muy representativa de las propiedades de los adobes; sin embargo, nos dan una idea del orden de variación de dichas propiedades. Se observa de la tabla que la resistencia a tensión por flexión varía entre 2 y 4.4 kg/cm^2; mientras que la resistencia a compresión lo hace entre 5 y 16 kg/cm^2. En la ref 1 se hizo un estudio estadístico de las propiedades de los distintos adobes, estableciéndose como valores nominales de diseño (valores máximos de diseño a considerar) ante distintas acciones, los que se muestran en la tabla 2.2. Con estos valores se puede calcular la resistencia de estructuras de adobe. En los anteriores valores se supone que la mampostería de adobe está en estado seco; de no observarse esta condición la capacidad disminuye drásticamente como se observa en la fig 1.1, de ahí la conveniencia de proteger el adobe del intemperismo.

Piezas de barro cocidas

La mampostería construida con piezas de barro cocidas es la más común en nuestro medio; las dimensiones nominales con las que se fabrican son 7*14*28 cm, pero comúnmente son 6*12*24 cm. El proceso de fabricación consiste en -

formar adobes mediante un amasijo de barro con arena, y en algunas ocasiones desperdicios industriales, para después someterlos a un proceso de cocción que tiene por principal resultados mejorar las propiedades mecánicas.

Estas propiedades dependen mucho de la calidad del barro utilizado, como se puede ver en la tabla 2.3 para piezas de distinta procedencia. Se observa en dicha tabla que la resistencia, en este caso a compresión, es muy variable.

Piezas de barro industrializadas

Estas piezas resultan de aplicar al barro un proceso de intrusión o extrusión que permite que las piezas sean de calidad más o menos uniforme. Existen una gran variedad de formas de presentación y de tamaños. Las más comúnes son las que tienen huecos circulares o cuadrados y las que forman secciones tipo panal, los tamaños más comunes son de 6*12*24, 6*10*20 ó 10*10*20 cm; las propiedades dependen del barro que las componen pero ahora también tiene influencia significativa el proceso de industrialización. En la tabla 2.3 se muestran las propiedades de distintas piezas de barro industrializadas; se observa que pueden tener gran resistencia a compresión, por lo que en muchas ocasiones no son completamente exigidas, es de hacerse notar que este tipo de piezas no tienen una resistencia menor de 120 kg/cm^2.

Piezas de cemento

Las piezas que contienen agregados pétreos y cemento constituyen una parte importante de las que se emplean para la construcción de muros. Son principalmente dos los tipos de piezas: bloques y tabiques.

Bloques de concreto

Existen por lo general tres tipos de bloques: ligero, intermedio y pesado. Se clasifican así por el peso de las piezas. Los bloques ligeros están fabricados con agregados de bajo peso volumétrico por lo que se recomienda su empleo solo en interiores; los de tipo intermedio y pesado contienen por lo

general arenas, y en ocasiones gravas andesíticas, sufriendo el último tipo un proceso de compactación por vibrado o por presión que hace que aumente su peso volumétrico y que mejoren sus características de resistencia.

Tabiques de concreto

A estos se les denomina generalmente como tabicones y existe una gran variedad según el tipo de agregado que se emplee, por lo mismo, existe una gran variabilidad en sus propiedades.

En la tabla 2.4 se presentan valores de resistencia a compresión de bloques y tabicones producidos en el área del Valle de México, se observa que existe gran variación de resistencias.

Piezas de materiales varios

Actualmente se están empleando materiales diferentes a los tradicionales para la elaboración de piezas; algunos de los cuales han dado resultados satisfactorios, como son los tabiques silico-calcáreos y otros que de mejorarse - su técnica de fabricación serán ampliamente usados en el futuro. Dentro de - estas opciones están los tabiques asfálticos, bloques de yeso, tabiques de-- desperdicios industriales, etc.

En general con cualquier tipo de pieza puede construirse una mampostería, será por tanto importante conocer las propiedades de las mismas ante diversos estados de carga. Para ello es necesario realizar ensayes índice que nos permita determinar las características de las piezas cuando se emplean con cierto mortero que las unen.

2.2 Morteros

Como se mencionó con anterioridad, la resistencia de la mampostería no solo depende de las propiedades de las piezas sino también de los del mortero que las une. De distintos estudios se ha observado que la resistencia a compresión de un mortero no es el índice más representativo de la resistencia que

tendrá una mampostería; parece ser que es mejor indicador el proporcionamiento del mortero. Este proporcionamiento usualmente es por volumen y se representa mediante tres identificadores (A:B:C); el primero indica la cantidad de cemento de la mezcla, el segundo las proporciones de cal que se emplean respecto al cemento y el tercero la cantidad de arena de la mezcla, ejemplo 1:0:3; 1:1/2:4 1/2, etc.

En la tabla 2.5 se presentan valores medios de la resistencia a compresión de diversos proporcionamiento obtenidos después de una amplia investigación.

Estos morteros se emplearán para la construcción de mamposterías de bloques y tabiques tradicionales (barro, cemento o sílico-calcáreos), en caso de piezas de materiales distintos, deberán emplearse los tipos de mortero recomendados por el fabricante.

3. PROPIEDADES INDICE

Puede intuirse en este momento la gran variedad de mamposterías que se podrían construir y de la dificultad que se tendría para que algún reglamento lograra imponer valores de resistencia representativos de las distintas combinaciones de piezas y morteros; esto, sin embargo, es posible agrupando los materiales por algunas características particulares, tal como lo hace el actual reglamento de construcciones del Distrito Federal y los Reglamentos Estatales. En estos, se proponen valores de resistencia para grupos de piezas: tabique recocido, tabique extruido, bloque de concreto tipo pesado y tabicón; para estos materiales se proporciona un valor mínimo alcanzable si se emplea el proporcionamiento de mortero especificado. Lo anterior se verá en detalle más adelante.

Las propiedades que más nos interesan para determinar la capacidad de muros de mampostería son su resistencia a compresión y a cortante, la primera nos servirá para calcular la capacidad a carga axial y la segunda la resistencia a fuerzas laterales, como las producidas por un sismo.

3.1 Resistencia a carga axial

Los reglamentos mexicanos establecen como procedimiento estándar para calcular el esfuerzo axial resistente de una mampostería el ensaye en pilas; las cuales se forman de una pieza en su base por un número tal de hiladas -- que hacen que su relación lado corto de la pieza a altura de la pila sea a-- proximadamente de cuatro, ver fig 3.1. Las piezas extremas de estas pilas deberán estar capeadas con azufre para presentar superficies niveladas para - la correcta aplicación de la carga axial en la máquina de ensaye. El procedimiento de ensaye establece que se ensayarán cuando menos nueve especímenes - para que de esos resultados pueda calcularse el valor nominal de diseño a -- compresión de la siguiente forma

$$f_m^* = \frac{\bar{f}_m}{1 + 2.5\ C.V.}$$

donde $\bar{f}_m$ es el esfuerzo promedio de todos los ensayes y C.V. el coeficiente de variación de la muestra.

De este ensaye también puede calcularse el módulo de elasticidad de la mampostería si se miden las deformaciones de los especímenes. En el Reglamento del D.D.F. se especifica que si no se mide de un ensaye, el módulo elástico vale:

Para mampostería de bloques y tabiques de concreto

$E = 600\ f_m^*$ para cargas de corta duración
$E = 250\ F_m^*$ para cargas sostenidas

Para mampostería de tabiques de barro

$E = 400\ f_m^*$ para cargas de corta duración
$E = 250\ f_m^*$ para cargas sostenidas

Estos ensayes en carga axial no se pretenden que se ejecuten de manera rutinaria tal como se hace con los cilindros de concreto, sino que resulta conveniente realizarlos cuando se trabaje con piezas de procedencia muy diferente a la normalmente empleada, o cuando se pretenda hacer un diseño más - refinado de la capacidad de carga de una estructura.

En muchos proyectos no es económicamente posible, ni importante, llevar a cabo un control estricto de la calidad de la mampostería, sino que sólo es necesario tener una idea cercana de los valores mínimos probables que se puede alcanzar con ciertos tipos de piezas y morteros; para ello, los reglamentos mexicanos cuentan con tablas, como las número 3.1 y 3.2 para el del Distrito Federal, donde para distintos tipos de piezas y calidades de mortero se pueden tomar valores nominales de diseño, que como es obvio de entender, resultarían conservadores a los obtenidos si se hiciera el ensaye respectivo. Valores aún más conservadores se tienen si se usa la tabla 3.3 (del Reglamento del Departamento del Distrito Federal), donde con solo conocer el tipo de pieza se da un valor de la resistencia nominal a compresión de la mampostería.

3.2 Resistencia a cortante

Para determinar la capacidad a cortante se recomienda se efectúe el ensaye denominado de compresión diagonal en muretes. El espécimen se forma cuando menos con una pieza y media en su base y un número tal de hiladas que hagan que tenga forma aproximadamente cuadrada; este espécimen se ensayará bajo una carga cuya dirección será la de una de sus diagonales, ver fig 3.2, el esfuerzo resistente se calculará como el valor de la fuerza que produce la falla, entre el área de la diagonal. Finalmente, la resistencia nominal de diseño se calculará con la expresión

$$v^* = \frac{\bar{v}}{1 + 2.5\ C.V.}$$

donde $\bar{v}$ y C.V. son la resistencia media y el coeficiente de variación de los especímenes ensayados a cortante.

Como en el caso de carga axial, este ensaye se deberá realizar cuando se quiera determinar con precisión las características de resistencia a cortante; de no ser así, puede hacerse uso de las tablas que presentan los distintos reglamentos mexicanos, por ejemplo la tabla 3.4 (Reglamento del Distrito Federal), donde se proporcionan valores nominales de diseño para distintos tipos de piezas y morteros, que al igual que para el caso de carga axial, representan valores conservadores.

De este ensaye en cortante se puede determinar el módulo de rigidez al cortante si se miden las deformaciones unitarias de los diagonales del espécimen, ver ref 2. Si no se realiza el ensaye, el Reglamento del D. D.F. especifica que se tome el módulo de rigidez como

$$G = 0.3\ E$$

Faltó solamente mencionar que las pilas y muretes deben curarse bajo condiciones normales de utilización y que deberán ensayarse cuando menos tres semanas después de construidas. También se recomienda que se ensayen cuando menos nueve especímenes para calcular un valor confiable de la resistencia nominal de diseño.

Con estos parámetros puede pasarse a diseñar las mamposterías, las que deberán cumplir con ciertos requisitos mínimos de estructuración con la finalidad de no presentar un comportamiento frágil que es característico de las mismas cuando no cuentan con un refuerzo suficiente, principalmente ante los efectos de sismo y hundimientos del terreno.

4. REQUISITOS MINIMOS DE ESTRUCTURACION.

Los requisitos mínimos de refuerzo que se mencionarán más adelante tienen como finalidad asegurar un comportamiento adecuado de la mampostería ante los efectos de sismos y de hundimientos diferenciales. Se consideran distintas modalidades de refuerzo y de estructuración.

4.1 Muros diafragma

En construcciones cuya estructura principal es a base de marcos de concreto o acero, existen frecuentemente muros de mampostería que llenan claros entre columnas formando un diafragma que incrementa notablemente la rigidez del conjunto ante cargas laterales. Si se desprecia en el análisis el efecto de estos muros pueden cometerse errores muy serios en la estimación de las fuerzas que actúan en los distintos elementos. Se tienen en estos casos dos op-

ciones: desligar los muros para que los movimientos de la estructura no les afecte (aspecto muy difícil de lograr); o no desligarlos y revisar que los esfuerzos y deformaciones que se inducen en la estructura puedan ser resistidos por la mampostería. En caso de desligar los muros hay que procurar que la holgura entre marco y muro sea suficientemente amplia para permitir los desplazamientos laterales sin que se llegue a tener contacto con los muros y proporcionar a los mismos resistencia a los empujes normales a su plano por medio de refuerzo. Los muros no desligados de una estructura a base de marcos reciben el nombre de muros-diafragma y su función es rigidizar a la estructura para el efecto de fuerzas laterales. En este caso las columnas y vigas, es una zona igual a una cuarta parte de su longitud libre medida a partir de cada esquina, deberán ser capaces de resistir, cada una, una fuerza cortante igual a la cuarta parte de la que actúa sobre el tablero.

4.2 Muros confinados

El refuerzo de muros con dalas y castillos en México es práctica común que ha demostrado dar lugar a un comportamiento sísmico muy aceptable para construcciones de varios niveles estructuradas a base de muros de carga. Los requisitos de refuerzo especificados para esta modalidad de refuerzo en el Reglamento del D.D.F. y en los Estatales, son los que a continuación se mencionarán; a muros reforzados en esa forma se les conoce con el nombre genérico de muros confinados.

Las dalas o castillos de muros confinados deberán tener como dimensión mínima el espesor del muro; el concreto tendrá una resistencia a compresión, f'_c no menor de 150 kg/cm^2, y el refuerzo longitudinal estará formado por lo menos de tres barras, cuya área total no deberá ser inferior a $0.2\, f'_c/f_y$ por el área de castillo, y estará anclado en los elementos que limitan al muro de manera que pueda desarrollar su esfuerzo de fluencia.

El área del refuerzo transversal, estribos, no será inferior a $\frac{1000s}{f_y\, d_c}$, siendo s la separación de los estribos y d_c el peralte del castillo, s no debe ser mayor que 1.5 d_c ni 20 cm.

Para que el confinamiento sea adecuado, deberán existir castillos por lo menos en los extremos de los muros y en puntos intermedios del muro a una separación no mayor que vez y media su altura, ni 4m. Además se debe colocar una dala en todo extremo horizontal de muro, a menos que este último esté ligado a un elemento de concreto reforzado. En muros altos deberán existir dalas en el interior del muro a una separación no mayor de 3m; también se colocarán elementos de refuerzo en el perímetro del todo hueco cuya dimensión exceda de la cuarta parte de la del muro es la misma dirección.

Si la relación altura a espesor del muro excede de 30, éste debe contar con elementos rigidizantes que eviten la posibilidad de pandeo por cargas laterales.

4.3 Muros con refuerzo interior

El refuerzo de muros de piezas huecas colocando barras verticales en los huecos de las piezas y barras horizontales en piezas especiales o en las juntas entre hiladas, es un procedimiento que se está empleando cada vez con mayor frecuencia en diversos países en zonas sísmicas, aún en edificios relativamente altos. En México su difusión ha sido limitada principalmente por la dificultad de supervisar la construcción para asegurar que el refuerzo esté colocado de acuerdo con lo dispuesto en planos. Los requisitos de refuerzo que se mencionan más adelante reflejan la práctica usado especialmente en Nueva Zelanda y en California, con la cual se ha observado un comportamiento muy aceptable ante sismos. En estructuras importantes de esos países es usual llenar todos los huecos de las piezas con un concreto o mortero muy fluido, obteniendo así un elemento prácticamente monolítico similar a un muro de concreto y en el que se pueden emplear para el cálculo del refuerzo criterios semejantes a los especificados para muros de concreto. En el Reglamento del Departamento del Distrito Federal y en los Estatales, se conocen como muros reforzados interiormente a aquellos reforzados con malla o barras corrugadas de acero, horizontales y verticales, colocadas en los huecos de las piezas, en ductos o en las juntas. Para que un muro pueda considerarse como reforzado interiormente deberá cumplir los siguientes requisitos mínimos.

La suma de la cuantía de refuerzo horizontal, p_h, y vertical, p_v, no debe ser menor que 0.002 y ninguna de las dos cuantías será menor que 0.0007. La cuantía de refuerzo horizontal se calcula como $p_h = A_{sh}/st$, donde A_{sh} es el refuerzo horizontal que se colocará en el espesor t del muro a una separación s; $p_v = A_{sv}/tL$, donde A_{sv} es el área total de refuerzo que se colocará verticalmente en la longitud L del muro.

Todo espacio que contenga una barra de refuerzo deberá tener una distancia libre mínima entre el refuerzo y las paredes de la pieza igual a la mitad del diámetro de la barra y se llenará a todo lo largo con mortero o concreto. La distancia libre mínima entre una barra de refuerzo y el exterior del muro será de 1.5 cm o una vez el diámetro de la barra, la que resulte mayor.

Para el colado de los huecos donde se aloje el refuerzo podrá emplearse el mismo mortero que se usa para pegar las piezas, o un concreto de alto revenimiento, con agregado máximo de 1 cm y resistencia a compresión no menor de 75 kg/cm^2. Para lograr un adecuado confinamiento del refuerzo vertical el hueco de las piezas deberá tener una dimensión mínima mayor de 5 cm y un área mayor de 30 cm^2.

En los extremos del muro se debe colocar por lo menos una varilla No. 3 en dos huecos consecutivos; así como también en las intersecciones entre muros o a cada 3 m. El refuerzo vertical y horizontal en el interior del muro se colocará a una separación no mayor de 6 veces el espesor del mismo ni 90 cm, la menor de ellas.

Cuando los muros transversales lleguen a tope, sin traslape de piezas, será necesario unirlos mediante dispositivos que aseguren la continuidad de la estructura.

El refuerzo horizontal debe ser continuo en la longitud del muro y anclado en sus extremos. Se deberán cumplir los mismos requisitos de anclaje que para concreto reforzado. Además, deberá haber refuerzo consistente en una barra No. 4 o su equivalente, alrededor de toda abertura cuya dimensión exceda de 60 cm en cualquier dirección.

La relación altura/espesor de estos muros no será superior a 30, a menos - que se provean elementos rigidizantes que eviten la posibilidad de pandeo del muro.

Cuando se emplea refuerzo interior deberá tenerse especial cuidado mediante una supervisión continua para asegurar que el refuerzo esté colado de - acuerdo a lo indicado en planos y que los huecos en que se aloja el refuerzo sean colados completamente.

4.4 Muros no reforzados

Los muros de mampostería no reforzada debe evitarse en zonas de alta sismicidad. En los reglamentos nacionales no se prohibe su empleo, pero se especifican factores de reducción de resistencia muy drásticos de manera que - solo en caso de estructuras secundarias pequeñas pueda resultar económico estructurar a base de muros no reforzados. Se considerarán como muros no - reforzados a aquellos que no se puedan incluir en algún grupo de los antes mencionados.

5. DISEÑO DE MUROS DE MAMPOSTERIA

5.1 Análisis

El análisis elástico riguroso de sistemas de muros de mampostería y losas - es sumamente complejo por tratarse de estructuras que no se prestan fácilmente a la descomposición en sistemas bidimensionales, como es el caso de - estructuras con marcos. El análisis elástico, suponiendo que las uniones entre losa y muro son nudos rígidos, no se justifica debido a las rotaciones locales que ocurren en dichas uniones. Por lo contrario, se puede suponer que la junta que se forma entre el muro y la losa tiene suficiente capacidad de rotación para liberar al muro de los momentos que le puede transmitir la losa y considerar en el diseño que el muro está sujeto a carga vertical únicamente. En pruebas de laboratorio de uniones muro-losa a flexión se ha comprobado que la rotación de los extremos de la losa produce aplastamien

tos locales del mortero permitiendo la libre rotación de la losa y que por tanto, los momentos flexionantes que se transmiten a los muros son mínimos. Sin embargo, deben tomarse en cuenta en el diseño los momentos en el muro que no pueden ser redistribuidos por la rotación de unión con la losa, como los debidos a flexiones en el plano del muro, o a voladizos empotrados en el mismo; también hay que considerar los momentos debido a la excentricidad con que se aplica la carga vertical. El que los muros permitan el libre giro de la losa que confinan, implica que la carga que ésta le transmite a los muros no será axial; la fórmula que propone el Reglamento del Departamento del Distrito Federal para tomar en cuenta este efecto supone que la distribución de esfuerzos producidos por la carga es lineal, siendo el esfuerzo nulo en el punto donde comienza la losa, ver fig 5.1. Solo hay que considerar esta excentricidad para la carga transmitida por la losa que descansa directamente sobre el muro; para la carga que baja de los niveles superiores puede considerar que la excentricidad es nula excepto cuando estos se encuentren fuera de eje, ver fig 5.2.

Para efectuar el análisis por cargas laterales, se considera conveniente que la rigidez de los muros se calcule tomando en cuenta que se incluyan tanto deformaciones por flexión como por cortante, que se tome el módulo de elasticidad correspondiente a cargas de corta duración, y que para el cálculo del momento de inercia se considere que se forman secciones, T, L, C o I en las intersecciones entre muros; más adelante se proporcionan lineamientos a seguir para determinar el ancho de los patines. Para el cálculo de la resistencia al cortante, el área del muro será la correspondiente al alma, sin considerar los patines.

5.2 Dimensionamiento

Para el dimensionamiento de muros de mampostería los reglamentos nacionales proponen el empleo de dos métodos: uno denominado "simplificado" que se utilizará cuando se cumplen ciertos requisitos de estructuración, y otro denominado "método detallado" que se empleará cuando se requiera de mayor precisión en los cálculos o cuando no se cumplan los requisitos para aplicar el método simplificado.

5.2.1 Método simplificado

Los muros a los que se aplique el método simplificado deberán cumplir las siguientes condiciones:

a) Los materiales cumplen las normas de calidad establecidas por la Dirección General de Normas.

b) Las deformaciones en los extremos superior e inferior del muro en la dirección normal al plano de éste, están restringidas por el sistema de piso o por otros elementos.

c) No hay excentricidades importantes en la carga axial aplicada, como las que pueden ser debidas a falta de alineamiento de muros de pisos superiores o a la existencia de voladizos que transmitan su momento al muro.

d) La relación altura a espesor del muro no excede de 20.

e) Se cumplen las condiciones de armado mínimo mencionadas anteriormente.

Estos requisitos que se imponen para aplicar el método simplificado tienden a evitar situaciones que puedan dar lugar a la presencia de momentos flexionantes importantes o a efectos de esbeltez en los muros. Por tanto, si se cumplen las condiciones a que este párrafo se refiere, no es necesario hacer un análisis tomando en cuenta los momentos y excentricidades; basta simplemente con determinar las cargas verticales sobre cada muro a partir de su área tributaria.

Para el análisis por sismo de estas estructuras, en general será aplicable el método simplificado de diseño sísmico que presentan los Reglamentos Nacionales; por ejemplo, ver ref 3, según el cual tampoco se requiere de un análisis por carga lateral de la estructura cuando se cumplen ciertas condiciones de altura y distribución de los muros.

Resistencia de muros a carga vertical

El diseño por carga vertical se basa en la comprobación de que la carga actuante sobre cada muro sea menor o igual a la carga resistente, obtenida al multiplicar el esfuerzo resistente en compresión de la mampostería por el área de la sección transversal del muro y por un coeficiente reductivo que toma en cuenta la esbeltez y excentricidad en el muro. Este coeficiente se determinó considerando la esbeltez máxima permitida para el muro (20) y una excentricidad accidental para los muros interiores más una excentricidad debida a la asimetría de la carga para muros extremos. La expresión aplicable es

$$P_R = F_R F_E f_m^* A_T$$

donde

A_T área transversal bruta del muro

f_m^* resistencia de diseño en compresión de la mampostería

F_R factor de reducción de la resistencia; se tomará como 0.6

F_E factor reductivo por excentricidad y esbeltez que se tomará como 0.7 para muros interiores que soporten claros aproximadamente simétricos en ambos lados y como 0.6 para muros extremos o con claros asimétricos, y para casos en que la relación carga viva a carga muerta de diseño excede de uno. Para muros que estén ligados a muros transversales con una separación no mayor de 3 m, los valores de c se tomarán como 0.8 y 0.7, respectivamente.

La carga actuante con la cual deberá compararse la resistencia del muro será la debida a las cargas verticales multiplicada por el factor de carga especificado por el Reglamento (1.4 en general).

La fórmula para el cálculo de la resistencia a compresión está afectada por el factor de reducción de resistencia, F_R, que toma en cuenta las incertidumbres en la predicción del índice de resistencia de la mampostería, así como la aproximación de la fórmula. Este factor ha sido determinado con el criterio de que la confiabilidad de estas estructuras sea similar a la que se obtiene en el diseño de estructuras de concreto y acero. Se ha fijado para este factor un valor de 0.6 válido únicamente para muros reforzados con castillos y dalas o con refuerzo interior.

Resistencia de muros a cargas laterales

Hay que recordar que el empleo del método simplificado se restringe a muros que tengan una cantidad mínima de refuerzo interior, o de castillos y dalas, para asegurar una ductilidad razonable cuando se llegue al agrietamiento ante efectos sísmicos. Para muros que no cumplan esos requisitos será necesario el empleo del método detallado de diseño.

La fuerza cortante resistente se calculará como

$$V_R = F_R\ (0.7\ v^*\ A_T)$$

El significado de cada término ya se ha mencionado con anterioridad. Si el muro tiene refuerzo interior, o dalas y castillos que cumplen con los requisitos de refuerzo antes establecidos, v^* se tomará de la tabla 3.4. Para muros con refuerzo interior se podrá tomar como valor de diseño a cortante de la mampostería 1.5 veces el establecido en dicha tabla.

La fuerza cortante resistente así calculada se deberá comparar con la fuerza actuante, ver ref 3.

En el diseño por cargas laterales deberá revisarse no solo el efecto de las fuerzas cortantes sino también el de los momentos flexionantes que producen dichas cargas laterales. Puede requerirse refuerzo adicional en los extremos del muro para resistir dichos momentos; el cálculo se basará en los criterios generales de flexocompresión que se especificarán cuando se vea el método detallado de diseño.

5.2.2 Método detallado de diseño

Este método se utilizará cuando se desea hacer un análisis más refinado o cuando no se cumplen los requisitos para aplicar el método simplificado.

Aquí se plantea un criterio general para llevar a cabo un diseño racional de elementos de mampostería ante diferentes estados de carga. Este procedimiento de diseño no solo es aplicable a muros reforzados con castillos y da

las o con refuerzo interior, como en el método simplificado, sino también para muros diafragma y muros no reforzados.

Resistencia a carga vertical

La carga vertical que resiste un muro dependerá de la relación de esbeltez del mismo, de la excentricidad con que se aplica la carga y de las restricciones a sus deformaciones laterales. El valor de diseño de la carga axial resistente se calcula como:

$$P_R = F_R F_E f_m^* A_T$$

donde

F_R se tomará como 0.6 para muros confinados o reforzados interiormente y como 0.3 para muros no reforzados.
P_R es la carga vertical total resistente de diseño
A_T el área de la sección transversal del muro
f_m^* la resistencia nominal de diseño en compresión de la mampostería
F_E un factor de reducción por excentricidad y esbeltez

La diferencia con respecto al método simplificado es que ahora el coeficiente F_E, que toma en cuenta la excentricidad y la esbeltez en el muro, debe calcularse para cada caso. Además, se incluye el caso de muros no reforzados para los cuales el factor de reducción se tomará de la mitad que para muros reforzados, ésto por el carácter totalmente frágil de la falla en este caso y al hecho de que la resistencia de estos muros es mucho más sensible a excentricidades accidentales y defectos constructivos.

El factor F_E se calculará como

$$F_E = 1 - 2\,e'/t$$

siento t el espesor del muro y

$$e' = F_a(e_c + e_a)$$

e_c y e_a son las excentricidades calculada y accidental, respectivamente, F_a es un factor de incremento de la excentricidad por efecto de esbeltez. Estos parámetros se calculan en la forma como se verá más adelante.

El procedimiento propuesto para el cálculo del parámetro F_E se basa en el empleo de una excentricidad de la carga axial corregida por efectos de excentricidades accidentales y por efectos de esbeltez. La expresión propuesta supone un comportamiento rígido-plástico para la mampostería en compresión, con lo cual se predicen cargas resistentes cercanas a las obtenidas experimentalmente.

Cálculo de la excentricidad de la carga vertical

La excentricidad total se determinará tomando en cuenta la excentricidad calculada, e_c, más una accidental, e_a. La excentricidad calculada es la que resulta de las cargas actuantes; mientras que la excentricidad accidental dependerá de la uniformidad de las dimensiones de las piezas y se calculará con la fórmula

$$e_a = K\ (t + \frac{H}{10})$$

El coeficiente K se tomará como 1/50 para piezas cuyas dimensiones no difieren en más de un 3% de las nominales y 1/30 cuando no se cumpla lo anterior.

Las recomendaciones para la excentricidad accidental se basan en algunas mediciones poco significativas y en la suposición de que la excentricidad accidental de un muro debe incrementarse con su espesor y altura.

En la fórmula propuesta se supone que la excentricidad aumenta linealmente con estas dos variables de acuerdo con un coeficiente de proporcionalidad que depende de la regularidad de las medidas de las piezas.

Incremento de la excentricidad por el efecto de esbeltez.

El factor de incremento, F_a, se obtendrá como

$$F_a = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{P_c}} \geq 1$$

siendo

P_u la carga vertical actuante de diseño y

$$C_m = 0.6 + 0.4\, e_{c1}/e_{c2} \geq 0.4$$

donde

e_{c1} y e_{c2}, respectivamente, la menor y mayor de las excentricidades calculadas en los extremos del muro; el cociente e_{c1}/e_{c2} se considera positivo cuando el muro se flexiona en curvatura simple y negativo cuando lo hace en curvatura doble; al considerar la excentricidad accidental únicamente ante el efecto de cargas laterales uniformemente distribuidas, C_m se tomará igual a 1.

P_c es la carga crítica de pandeo que se obtendrá como

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(H')^2}$$

siendo

I el momento de inercia de la sección bruta dividido entre 2.5

H' la altura efectiva del muro que se determinará a partir de la altura no restringida, H, según el criterio siguiente:

- $H' = 2H$ para muros libres en uno de sus extremos.
- $H' = 0.75\,H$ para muros limitados por dos losas continuas.
- $H' = H$ para muros extremos en que se apoyan losas.

El cálculo del factor F_a implica que la altura real no soportada del muro debe transformarse en sus extremos; el cálculo del factor mencionado

se efectúa de manera similar que para elementos de concreto o acero. Este criterio ha sido comprobado por un número considerable de pruebas de laboratorio, donde se ha llegado a predecir con buena aproximación la resistencia de muros con carga excéntrica.

Cuando muros transversales intersecten al analizado, podrá considerarse, para el cálculo de las propiedades del muro, que se forman secciones T o I para las que el ancho efectivo de los patines no excederá de una sexta parte de la altura del muro, arriba del nivel que se está analizando, ni de doce veces el espesor del muro. Cuando se formen en las intersecciones secciones L o C, el ancho del patín será de seis veces el espesor del muro ó 1/16 de su altura arriba del nivel que se está analizando. Se toma en cuenta la sección agrietada reduciendo el momento de inercia de la sección bruta.

Efecto de las restricciones a las deformaciones laterales

En caso de que los extremos del muro en consideración estén ligados a muros transversales, o a contrafuertes que restrinjan su deformación lateral, el efecto de esbeltez en el muro se reducirá y la resistencia se calculará como sigue:

$$P_R = P_L + (P_c - P_L)\, B$$

donde

P_c resistencia de diseño calculada sin tomar en cuenta los efectos de esbeltez ($F_a = 1.0$)

P_L resistencia calculada considerando efectos de esbeltez ($P_L = F_R F_E f_m^* A_T$)

B coeficiente correctivo que depende de la separación de los elementos rigidizantes, L', y que se obtiene de la tabla siguiente

L'/h	1.5	1.75	2.0	2.5	3.0	4.0	5.0
B	0.7	0.6	0.5	0.4	0.33	0.25	0.20

Los muros transversales se considerarán efectivos para restringir el desplazamiento lateral solo cuando su longitud sea seis o más veces el espesor del muro que rigidizan.

El procedimiento de cálculo supone que el muro tiene libertad de deformarse lateralmente en toda su longitud; sin embargo, la presencia de muros transversales restringe dichas deformaciones laterales del muro, haciendo que éste aumente su resistencia.

Contribución del refuerzo ante cargas verticales

La contribución de los castillos a la resistencia de muros a carga axial es relativamente pequeña a menos que su espaciamiento sea muy reducido -- porque la función principal de los castillos es proporcionar confinamiento y liga a los muros; sin embargo, el Reglamento del D.D.F. permite incrementar en 4 kg/cm² el esfuerzo a carga axial si el refuerzo cumple con lo antes establecido. En lo que respecta al refuerzo interior, su contribución a la resistencia a carga axial se toma en cuenta incrementando en -- 50 por ciento, pero no más de 15 kg/cm², el esfuerzo resistente de la mampostería sin refuerzo; siempre que la cantidad de refuerzo cumpla con los requisitos mínimos.

Para la capacidad ante carga vertical excéntrica, se considerará el efecto del refuerzo interior si éste tiene una separación máxima de seis veces el espesor del muro. El cálculo se realizará con el criterio de resistencia en flexocompresión que se especifica para concreto reforzado, y con base en las hipótesis siguientes:

a) La distribución de deformaciones unitarias longitudinales en la sección transversal de un elemento es plana
b) Los esfuerzos de tensión son resistidos por el refuerzo
c) Existe adherencia perfecta entre el refuerzo y el concreto o mortero que lo rodea
d) La sección falla cuando se alcanza, en la mampostería, la deformación unitaria máxima a compresión que se tomará igual a 0.003.

c) A menos que ensayes en pilas permitan obtener mejor determinación de la curva esfuerzo-deformación de la mampostería, ésta se supondrá lineal hasta la falla.

Los efectos de esbeltez se tomarán en cuenta incrementando la excentricidad de la carga en la misma forma que para muros no reforzados.

Resistencia a cargas laterales

La resistencia a cargas laterales de un muro deberá revisarse para el efecto de la fuerza cortante, del momento flexionante en su plano y eventualmente también de momentos flexionantes debidos a empujes normales a su plano.

Fuerza cortante resistida por la mampostería

La fuerza cortante resistente de diseño se determinará como:

a) Para muros diafragma

$$V_R = F_R\ (0.85\ v^*\ A_T)$$

b) Para otros muros

$$V_R = F_R\ (0.5\ v^*\ A_T + 0.3P) \leq 1.5\ F_R\ v^*\ A_T$$

donde

P es la carga vertical que actúa sobre el muro, sin multiplicar por el factor de carga.

Para muros con refuerzo interior v* se tomará como 1.5 veces el valor medido en los ensayes para mampostería sin refuerzo o el consignado en la tabla 3.4.

El factor de reducción de resistencia, F_R, valdrá

0.6 para muros diafragma, muros confinados y muros con refuerzo interior que cumplan con los requisitos establecidos.

0.3 para muros no reforzados

Los coeficientes que afectan al esfuerzo cortante de diseño en las fórmulas presentadas en este párrafo (0.85 para muros diafragma y 0.5 para otros muros), se han obtenido de la relación entre la resistencia medida en los ensayes de muretes y la de los ensayes de muros a escala natural que reproducen las formas de estructuración mencionadas.

El incremento de la resistencia al corte por la acción de la carga vertical actuante se ha valuado teóricamente y comprobado experimentalmente, siendo el valor 0.3 P una aproximación conservadora de los resultados obtenidos.

Otra forma de calcular la capacidad a cortante considerando la carga axial es

$$V_R = F_R\, 0.5\, v^*\, A_T \sqrt{1 + \frac{P/A_T}{(0.5v^*)}} \leq 1.5\, F_R\, v^*\, A_T;\ P/A_T < 5\, v^*$$

el valor del radical es lo que aumenta la resistencia a cortante debido a la carga axial. Esta forma de calcular el incremento a cortante debido a la carga axial ha sido empleada con buenos resultados para mampostería; expresiones similares se han utilizado con éxito para calcular la capacidad a cortante en muros de concreto reforzado.

Contribución del refuerzo a la resistencia a cortante

Se ha comprobado que las dalas y castillos que confinan los muros no contribuyen signficativamente a la resistencia ya que su función es proporcionar ductilidad al muro. En cuanto al efecto del refuerzo colocado en el interior de los huecos de las piezas, éste se toma en cuenta permitiendo, para muros con refuerzo que cumplen con los requisitos mínimos estipulados, un aumento del 50 por ciento en el esfuerzo cortante de diseño dado en la tabla 3.4. No se ha incluido en el reglamento un procedimiento

para calcular explícitamente la contribución del refuerzo a la resistencia por considerar que éste solo actúa cuando la mampostería se ha agrietado. Después del agrietamiento, el refuerzo deberá ser capaz de resistir la fuerza cortante total en el tablero; un procedimiento que se ha observado proporciona buena aproximación para calcular la capacidad del muro después de agrietado es el que a continuación se menciona, ver ref 4.

Para calcular la resistencia del muro después de agrietado se harán las siguientes suposiciones:

1) El refuerzo del muro funciona una vez que éste se agrieta.
2) La grieta es única.
3) La resistencia a fuerzas cortantes va a ser proporcionada por el acero horizontal, V_h, los estribos en los castillos, V_{cast}, y la fricción desarrollada en la grieta, V_f.

Con las suposiciones anteriores, la resistencia del muro después de agrietado estará dada por la siguiente expresión

$$V_R = V_h + V_{cast} + V_f$$

sin embargo, debido a que no es posible que se llegue a desarrollar totalmente la capacidad del acero de refuerzo por el deterioro progresivo que sufre el muro ante las alternaciones de esfuerzos, y a que se introducen esfuerzos por flexión en las barras de refuerzo en adición a las de tensión, la fórmula anterior puede escribirse en la siguiente forma:

$$V_R = K\ (V_h + V_{cast}) + v_f A_T$$

donde

v_f es el refuerzo promedio que puede desarrollarse por fricción y
A_T el área transversal bruta del muro
K la constante toma en cuenta lo expresado en el párrafo anterior.

La contribución de la fricción en la resistencia se supondrá independiente del tipo de material, mortero y refuerzo que forman el muro.

La constante K y el esfuerzo debido a la fricción v_f se determinaron a partir de los datos experimentales, resultando

$$V_R = 0.34\ (V_h + V_{cast}) + A_T \qquad (1)$$

donde

$V_h = (A_{sh}/st)f_y A_T$ — A_{sh} es el área de acero horizontal colocado a una separación s en el espesor t del muro; f_y es el esfuerzo de fluencia y A_T el área bruta de la sección transversal del muro.

V_{cast} — Capacidad del castillo, interior o exterior, para resistir cortante; es igual a la suma de lo que resiste el concreto más la contribución del refuerzo transversal (estribos). La capacidad del concreto es igual a $A_c\sqrt{f'_c}$, donde A_c es el área del castillo y f'_c la resistencia a compresión del concreto. La contribución de los estribos se calcula en igual forma que para vigas. Hay que tomar en consideración a todos los castillos que confinan al muro.

se observa que la fricción contribuye a la resistencia con un esfuerzo promedio de 1 kg/cm², aproximadamente. El coeficiente variación de la relación de valores calculadas con la expresión anterior, a valores experimentales resultó del 10 por ciento.

La anterior expresión permite diseñar el refuerzo de un muro para que sea capaz de soportar la fuerza cortante de diseño.

A manera de ejemplo se calculará el refuerzo necesario, horizontal y en los castillos, para que bajo alternaciones de esfuerzos un muro sea capaz de resistir una fuerza cortante igual a la que indujo el agrietamiento; suponiendo que este esfuerzo de agrietamiento sea de 2.3 kg/cm², y el muro tenga un área de 2290 cm², la fuerza cortante actuante que lo produjo es

$$V = 2.3 \times 2290 = 5270 \text{ kg}$$

Esta fuerza es la que tiene que resistir el refuerzo del muro. Se tienen tres alternativas de refuerzo: usar solo refuerzo en los castillos, usar solo refuerzo horizontal, o emplear una combinación de ambos refuerzos. Se resolverán a continuación las tres alternativas, en ellas se considera que las dimensiones de los castillos son 12 x 14 cm; se utilizará para los estribos alambrón No. 2 con f_y = 2 500 kg/cm^2 y se despreciará la contribución del concreto a esfuerzos cortantes; como refuerzo horizontal se supondrá que se emplean varillas de 5/32 pulg de diámetro y f_y = 6000 kg/cm^2.

a) Solo refuerzo en los castillos; de la expresión 1

$$V_R = 5270 = 0.34\ (V_{cast}) + A$$

$$V_{cast} = 8760 \text{ kg}$$

Cada extremo del castillo deberá ser diseñado para resistir una fuerza cortante de

$$V'_{cast} = 8760/2 = 4380 \text{ kg}$$

la separación de los estribos es

$$S = \frac{2 \times 0.32 \times 2500 \times 12}{4382} = 4.4 \text{ cm}$$

$$S = 10 \text{ cm si } f_y = 6000 \text{ kg/cm}^2$$

Estos estribos se colocarán en las partes extremas de los castillos en una longitud de 40 cm a partir del vértice interior. En los castillos que confinan al muro puede aceptarse una separación de los estribos mayor que d/2 pero menor que d; esto debido al tipo y trayectoria de las grietas que se presentan en los castillos.

b) Solo refuerzo horizontal

$$V_h = 8760 \text{ kg} = \frac{A_{sh}}{st}\ f_y A_T$$

$$A_{sh} = 8760 \frac{st}{f_y A_t}$$

suponiendo una separación de 30 cm (a cada 5 hiladas) y t = 12 cm

$$A_s = 0.23 \text{ cm}^2;$$

2 varillas 5/32 pulg = 0.24 cm^2

el muro se reforzaría con 2 varillas 5/32 cada 5 hiladas

c) Combinando refuerzo en los castillos con horizontal

Aplicando la expresión 1 resulta

$$V_h + V_{cast} = 8760 \text{ kg}$$

suponiendo que cada uno de los refuerzos deba resistir la mitad de la carga se determina, siguiendo pasos similares a los incisos a y b, los estribos No. 2 deberán ir espaciados a cada 8.5 cm y el refuerzo horizontal consistirá en 2 varillas de 5/32 pulg cada 9 hiladas (o una varilla cada 4 hiladas).

En el caso de un muro de tabique rojo de 4 m de longitud, el refuerzo necesario para sostener la fuerza cortante resistente a un esfuerzo v* = = 3 kg/cm^2, consistiría en estribos de alambrón No. 2 espaciados a cada 2.5 cm, 7 cm en caso de usar alambrón con f_y = 6000 kg/cm^2; otra opción es reforzar el muro con estribos en los castillos a cada 7 cm y añadir 2 varillas 5/32 pulg (alta resistencia) cada 8 hiladas.

Si las piezas que forman el muro son huecas, se pide en diversos reglamentos colocar una cierta cantidad mínima de refuerzo interior. Generalmente se establece (probablemente sin una base sólida, sino más bien -- por extrapolación de resultados en muros de concreto) que la cuantía de refuerzo vertical y horizontal del muro no será menor de 0.2 por ciento, debiendo colocar una tercera parte de esta en cualquier dirección. Esta última cantidad, colocada como refuerzo horizontal representa una cuantía 25 por ciento mayor a la que necesitaría el muro analizado en el pá

rrafo anterior, suponiendo que está formado de piezas huecas y reforzado solo con acero horizontal. En general, se observa que dicha cantidad mínima de refuerzo horizontal está en exceso de la necesaria para desarrollar la capacidad del muro; sería necesario que la mampostería de un muro de las mismas características anteriores tuviera un esfuerzo nominal de diseño, v^*, igual a 3.4 kg/cm^2, para que con solo el refuerzo horizontal fuera capaz de sostener la fuerza cortante resistente una vez que el muro se agrieta. Con lo discutido anteriormente se quiere hacer ver que la especificación sobre cuantía mínima de refuerzo para mampostería de piezas huecas está en exceso para la mayoría de los materiales a los que hacen mención los reglamentos mencionados; sin embargo, a falta de mayor información y estudio sobre el particular se sugiere respetar dicha disposición.

5.2.3 Resistencia a flexocompresión en el plano del muro

Es importante recordar que las cargas laterales producen no solo fuerzas cortantes en los muros, sino también momentos flexionantes que frecuentemente requieren de refuerzo especial por flexión en los extremos del muro.

La resistencia a flexión y a flexocompresión en el plano del muro se calculará, para muros sin refuerzo, según la teoría de resistencia de materiales suponiendo una distribución lineal de los esfuerzos en la mampostería. Se considerará que la mampostería no resiste tensiones y que la falla ocurre cuando aparece en la sección crítica un esfuerzo de compresión igual a f_m^*.

La capacidad a flexión o a flexocompresión en el plano de un muro con refuerzo interior o exterior se calculará con un método de diseño basado en las hipótesis vistas para el caso de carga vertical excéntrica.

Para muros reforzados con barras colocadas simétricamente en sus extremos, las fórmulas simplificadas siguientes dan valores suficientemente aproximados y conservadores del momento resistente de diseño.

Para flexión simple, el momento resistente se calculará como

$$M_o = F_R A_s f_y d'$$

donde

A_s es el área de acero colocada en los extremos del muro

d' la distancia entre los centroides del acero colocado en ambos extremos del muro

Cuando exista carga axial sobre el muro, el momento de la sección se modificará de acuerdo con la ecuación.

$$M_R = M_o + 0.30\ P_u d \quad ; \text{ si } P_u \leq \frac{P_R}{3}$$

$$M_R = (1.5\ M_o + 0.15\ P_R d)(1 - \frac{P_u}{P_R}); \text{ si } P_u > \frac{P_R}{3}$$

donde

P_u es la carga axial de diseño total sobre el muro, que se considerará positiva si es de compresión.

d el peralte efectivo del refuerzo de tensión

P_R la resistencia a compresión axial

F_R en este caso igual a 0.6

Estas fórmulas simplificadas se deducen al considerar que el diagrama de interacción en flexocompresión (representación gráfica de las combinaciones de carga axial y momento flexionante que ocasiona la falla del elemento) está formado por dos tramos rectos.

REFERENCIAS

1. Hernández O., Meli R., y Padilla M., "Refuerzo de Vivienda Rural en Zonas Sísmicas", Reporte de Investigación, Instituto de Ingeniería UNAM, (1979).

2. Meli R., Hernández O., "Efectos de Hundimientos Diferenciales en Construcciones a Base de Muros de Mampostería", Informe No. 350, Instituto de Ingeniería UNAM, (1975).

3. "Diseño por Sismo", Versión Preliminar Elaborada por el Instituto de Investigaciones Eléctricas para Comisión Federal de Electricidad, México (1979).

4. Hernández O., Meli R., "Modalidades de Refuerzo para Mejorar el Comportamiento Sísmico de Muros de Mampostería", Informe No. 382, Instituto de Ingeniería UNAM, (1976).

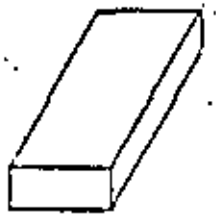
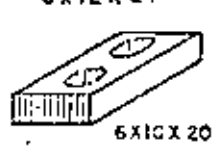
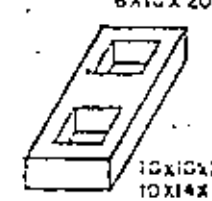
TABLA 2.1: Resistencia a compresión y a tensión por flexión en adobes

PROCEDENCIA	COMPRESION Kg/cm^2	TENSION Kg/cm^2
Chiapas	16	2.0
Chiapas	9.9	-
Chiapas	7.9	4.0
Guatemala	9.1	-
Guerrero	8.1	3.0
Guerrero	5.2	4.4
Oaxaca	9.3	-
Oaxaca	13.5	2.0
Valor Medio	9.9	3.1
Coef. de Var.	0.34	0.36

TABLA 2.2. VALORES DE DISEÑO PARA ADOBES

Resistencia a compresión	6 Kg/cm^2
Resistencia a tensión por flexión	2 Kg/cm^2
Resistencia a catante	0.8 Kg/cm^2

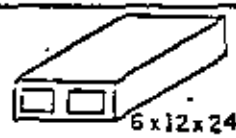
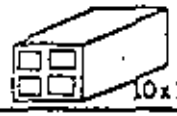
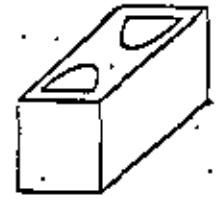
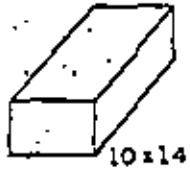
TABLA 2.3 RESULTADOS DE ENSAYES EN PIEZAS

Material	Geometría *	Procedencia	Clasificación	An/Ab	f_p, en kg/cm^2 (1)				C, en porcentaje				Abs, en porcentaje	(2) γ_s, ton/m^3
					Etapa I	Etapa II	Etapa III	Etapa IV	Etapa I	Etapa II	Etapa III	Etapa IV		
Tabique rojo recocido	 7x14x28	T 1	B	1.00	52	64	56	58	26	23	24	19	20	1.45
		T 2	C	1.00	52				29				24	1.37
		T 3	C	1.00	51				34				25	1.37
		T 4	B	1.00	114	112	109		34	25	23		21	1.55
		T 5	C	1.00	80	64			21	17			25	1.38
		T 6	C	1.00	85	109			23	52			21	1.50
		T 7	C	1.00	93	76	66	88	58	19	24	11	25	1.45
		T 8	C	1.00	33				32				25	1.24
		T 9	C	1.00	53				45				23	1.40
		T 10	C	1.00	45	43	47	55	28	22	10	21	25	1.40
		T 11	C	1.00	36	45	51	45	32	28	20	28	27	1.31
Tabique extruido perforado verticalmente	 6x12x24	TE1	A	0.57	215	225			8	11			15	1.75
		TE2	A	0.63	428	351	394	295	14	25	20	15	10	1.98
		TE3	B	0.69	225				17				19	1.65
		TE4	B	0.59	191	155			16	15			17	1.75
	 6x10x20	TE2	A	0.67	376	358	365	329	11	15	16	15	12	1.85
		TE3	B	0.59	169				24				20	1.61
		TE5	A	0.65	486	473	575	540	21	19	15	20	4	2.05
	 10x10x20 10x14x21	TE1	A	0.57	129	143			15	15			17	1.55
		TE5	A	0.59	426	400			25	11			6	2.20
		TE4	B	0.65		417				12			7	2.02
		TE5	A	0.51	459	466	572	519	22	16	18	16	5	2.13
Tabique extruido macizo	6x10x20	TE1	A	1.00	454	375			13	16			16	1.70
		TE5	A	1.00	890	905			14	8			5	2.05

f_p resistencia promedio de la pieza C coeficiente de variación γ_s peso volumétrico seco

* Medidas nominales (1) sobre área bruta medida (2) sobre volumen neto

TABLA 2.4 RESULTADOS DE ENSAYES EN PIEZAS

Material	Geometría *	Procedencia	Clasificación	An/Ab	f_p, en kg/cm^2 (1)				C, en porcentaje				Abs, en porcentaje	(2) γ_s, en ton/m^3
					Etapa I	Etapa II	Etapa III	Etapa IV	Etapa I	Etapa II	Etapa III	Etapa IV		
Tabique extruido, huecos horizontales	 6x12x24	TE 1	A	1.00	77				13				17	1.32
		TE 4	B	1.00	75				18				15	1.25
	 10x12x24	TE 1	A	1.00		79				30			16	1.78
		TE 4	B	1.00	56	49			21	16			16	1.69
Bloque ligero	 15x20x40	B 1	A	0.56	37	35			10	12			29	1.21
		B 2	A	0.59	42	49			16	12			35	1.09
		B 3	A	0.63	43	41			24	22			24	1.23
		B 4	B	0.54	17				23				33	1.01
		B 1**	A	1.00	44	42			17	26			40	0.95
Bloque intermedio		B 1	A	0.56	62	77			24	7			15	1.61
		B 2	A	0.59	41	74			14	14			21	1.50
		B 3	A	0.61	82	80			28	21			15	1.70
		B 4	B	0.54	21				20				27	1.32
		B 5	C	0.59	40				18				16	1.45
Bloque pesado		B 1	A	0.56	136	101			31	15			9	2.12
		B 2	A	0.59	146	143	132	108	23	10	28	7	11	2.15
		B 3	A	0.63	100	128	104	81	20	21	20	15	10	2.09
		B 4	B	0.54	71				13				14	1.79
Tabicón	 10x14x24	TC 1	B	1.00	31	65	68	42	24	14	11	15	25	1.45
		TC 2	A	1.00	76	123	66	101	35	34	19	17	27	1.42
		TC 3	B	1.00	59	63			23	27			19	1.42
		TC 4	B	1.00	36				23				28	1.05
		TC 5	C	1.00	48	56			36	22			16	1.60
Sílico calcáreo	7x12x24	S	A	1.00	201	177			15	11			15	1.79

A Fábrica grande y adecuado control de calidad B Fábrica mediana y nulo control de calidad

C Fábrica rudimentaria ** Bloque macizo An/Ab Relación de área neta sobre área bruta

TABLA 3.3 PROPORCIONAMIENTOS RECOMENDADOS PARA MORTEROS EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Tipo de mortero	Partes de cemento	Partes de cemento de albañilería	Partes de cal	Partes de arena	f^*_m en kg/cm²
I	1	—	0 a 1/4	No menos de 2.25 ni más de 3 veces la suma de cementantes en volumen	125
	1	0 a 1/2	—		
II	1	—	1/4 a 1/2		75
	1	1/2 a 1	—		
III	1	—	1/2 a 1 1/4		40
IV+	1	—	1 1/2 a 2		
	—	1	—		15

+ No se admite en zona sísmica C y D

TABLA 3.1 RESISTENCIA NOMINAL A COMPRESION PARA

piezas de barro y otros materiales, excepto concreto, con relación altura a espesor mayor a un medio y para los morteros recomendados, se tendrán las siguientes resistencias de diseño de la mampostería (tabla 5)

TABLA 5

f^*_m en kg/cm²	f^*_m en kg/cm²			
	MORTERO			
	I	II	III	IV
25	10	10	10	10
50	20	20	20	15
75	30	30	25	20
100	40	40	30	25
150	60	60	40	30
200	80	70	50	35
300	120	90	70	55
400	140	110	90	75
500	160	130	110	95

Para valores intermedios se interpolará linealmente.

TABLA 3.2 RESISTENCIA NOMINAL A COMPRESION PARA

bloques y tabiques de concreto con relación altura a espesor mayor que un medio, y donde $f^*_m \leq 200$ kg/cm² la resistencia de diseño a compresión de la mampostería será la que indica la tabla 4.

TABLA 4

f^*_m en kg/cm²	f^*_m en kg/cm²			
	MORTERO			
	I	II	III	IV
25	15	10	10	10
50	25	20	20	20
75	40	35	30	25
100	50	45	40	35
150	75	60	60	55
200	100	90	80	75

Para valores intermedios se interpolará linealmente.

INSTITUTO DE INVESTIGACIONES ELECTRICAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA CIVIL

TABLA 3.3 RESISTENCIA NOMINAL A COMPRESION PARA ALGUNOS TIPOS DE PIEZAS.

MORTERO / Tipo de pieza	f^*_c en kg/cm²			
	I	II	III	IV
Tabique de barro recocido	15	15	15	15
Bloque de concreto tipo pesado*	20	15	15	10
Tabicón de concreto con arena sílica	20	15	15	10
Tabique extruido + huecos verticales	40	40	30	20

* Resistencia sobre área bruta

+ $f^*_c \geq 120 kg/cm^2$; la relación área neta a total será mayor de 0.6

TABLA 3.4 RESISTENCIA NOMINAL A CORTANTE PARA ALGUNOS TIPOS DE PIEZAS.

Tipo de pieza		Mortero	v^*, en kg/cm²
Tabique de barro recocido		I II a IV	3.5 3.0
Tabique extruido de barro	Rejilla	I II y III IV	3.5 3.0 2.5
	Perforado vertical	I II a IV	3.0 2.0
Bloque de concreto tipo pesado		I II a IV	3.5 2.5
Silico-calcáreo		I II a IV	4.0 3.0

INSTITUTO DE INVESTIGACIONES ELECTRICAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA CIVIL

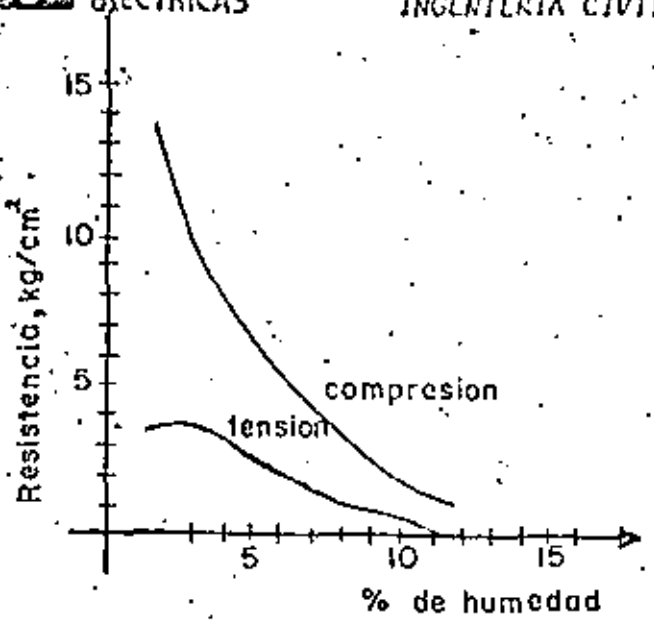


Fig. 1.1 Variación de la resistencia del adobe con el contenido de humedad.

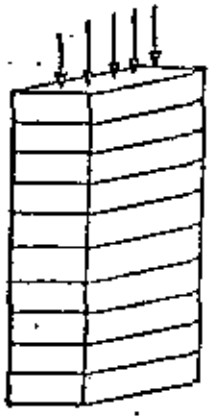


Fig 3.1 Ensaye de compresión en pila.

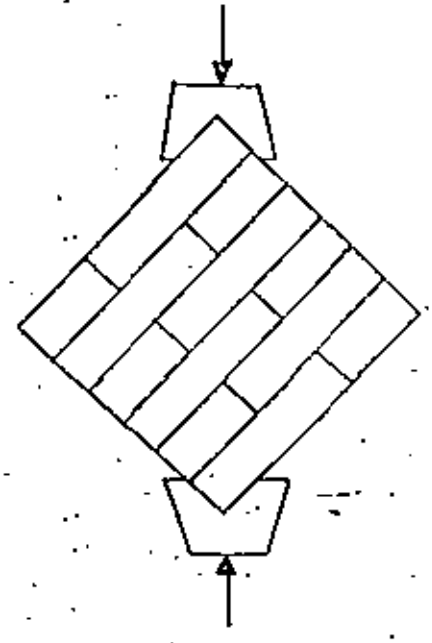


Fig 3.2 Ensaye de cortante en murete.

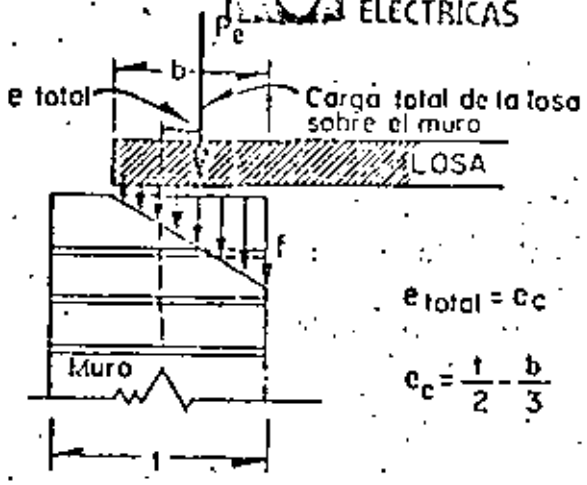


Fig 5.1 Cálculo de la excentricidad de la carga.

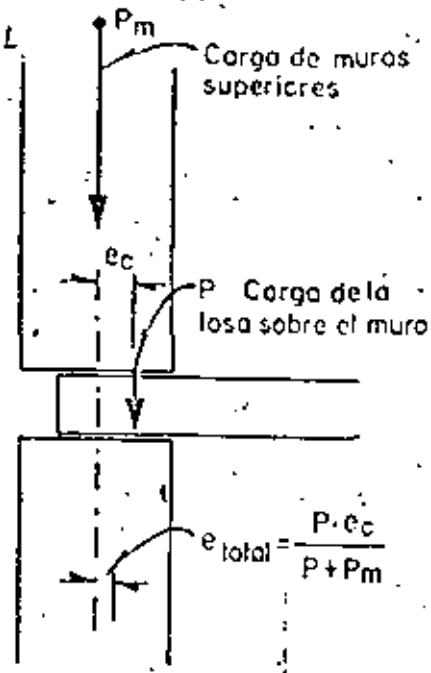


Fig 5.2 Cálculo de la excenticidad en un entrepiso.

DISEÑO SISMICO DE EDIFICIOS

1981

Directorio de Asistentes

1. Gerónimo Aguilar Chávez
   Industria Métalica Ingegrada, S.A. de C.V.
   Av Constituyentes 1160
   Col Lomas Altas
   México 10, D.F.
   570 38 58

   Av Lázaro Cárdenas 73-302
   Col Postal
   México 13, D.F.
   579 57 42

2. Enrique Baker Díaz
   Ingeniería de Sistemas de Transporte
   Metropolitano, S.A.
   Legaria 252
   Col Pensil
   México 17, D.F.
   399 69 22 ext 215

   Av Valle Perdido 250-1
   Valle de Aragón Norte
   Ecatepec, Edo. de México

3. Ricardo Castellanos Avila
   AIN, S.A.
   Boulevard Manuel Avila Camacho 6-A 11o piso
   México 10, D.F.
   557 73 20

   Braga 67
   San Andrés Tetepilco
   México 13, D.F.
   532 05 69

4. Rafael Commer Corona
   La Interamericana, S.A.
   Insurgentes Sur 1136
   Col Del Valle
   México 12, D.F.
   575 78 11

   Vergel 73
   Lomas de San Angelín
   México 20, D.F.
   683 07 64

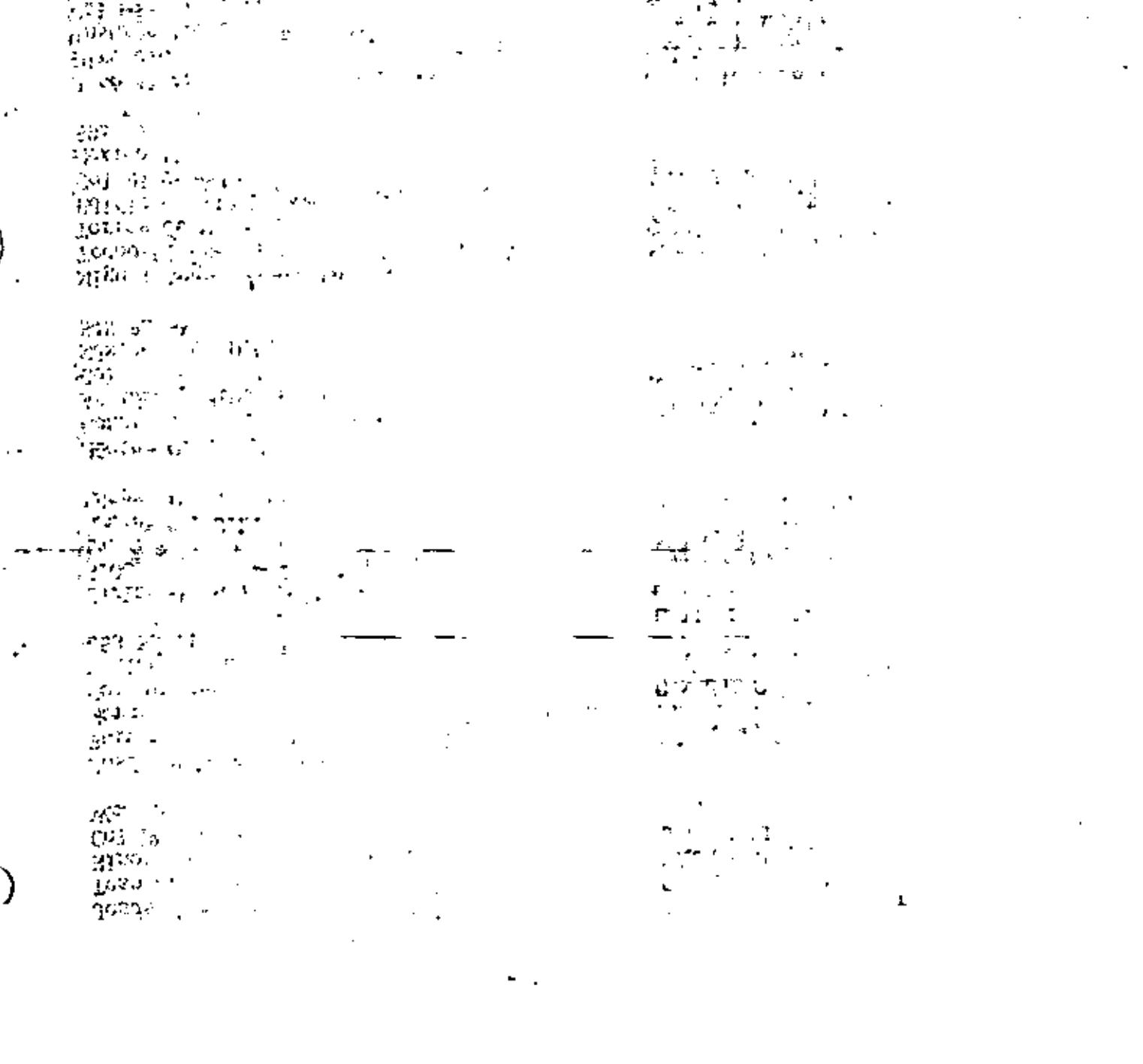
5. Gonzalo del Valle Lecona
   Diseño de Sistemas Estructurales, S.A.
   Hichapan 10
   Col Condesa
   México 11, D.F.
   553 10 85

   Estearina 78
   Col Plenitud
   México 16, D.F.
   561 94 75

6. Juan Elizalde García
   Departamento de Pesca

7. José Frías Díaz
   Universidad Autónoma
   Cerro de Coatepec
   Domicilio Conocido
   Ciudad Universitaria
   Toluca, Edo. de México
   5 45 12

   Manuel Acuña 306
   Col Progreso
   Toluca, Edo. de México



15. Jesús Fernando Montes de Oca Langarica
Tesorería del Distrito Federal
Niños Héroes y Dr. Lavista
Col Doctores
México 7, D.F.

Colina de la Umbria 160
Col Boulevares
Edo. de México
560 11 90

16. José Guadalupe Núñez Tamayo
Bufete Industrial
Moras 845
Col Mixcoac
México 19, D.F.
658 35 11

Calle 17 No 182
Col Aguilas
Cd. Netzahualcoyotl
Edo de México

17. Carlos Orozco Gutiérrez
Siderúrgica Lázaro Cárdenas
Las Truchas, S.A.
Domicilio Conocido
Lázaro Cárdenas, Mich.

Domicilio Conocido
Col 600 Casas
Lázaro Cárdenas, Mich.

18. Héctor Ortiz López
Construmex, S.A.
Av Insurgentes Sur 1991-10o piso Torre A
Col Guadalupe Inn
México 19, D.F.
548 82 33

Av Universidad 221-3
Col Narvarte
México 12, D.F.

19. Miguel Angel Parra Cabañas
Tecno-Diseño, S.A.
Torres de Mixcoac
Edificio A-12 Departamentos 301-304
Col Mixcoac
México 19, D.F.
593 47 22

Juan Sarabia 67-2-C
Col Nueva Santa María
México 16, D.F.
547 52 35

20. José Alfonso Peña Rubio
Dirección General de Obras Marítimas
Insurgentes Sur 465
Col Hipódromo Condesa
México 11, D.F.
564 51 10

Matías Romero 12
Azcapotzalco
México 12, D.F.

21. José Onofre Pérez Rodríguez
Ingeniería del Sistema del
Transporte Metropolitano
Legaria 252
Col Pensil
México 17, D.F.
399 69 22

Balderas 96-207
Centro
México 1, D.F.

22. Arturo Perdomo y Castellanos
SARH
Ignacio Ramírez 20
Col San Rafael
México 4, D.F.

Aragón 264
Col Alamos
México 13, D.F.
566 49 73

23. Mario Plancarte García
Comisión Federal de Electricidad
Mississippi 71-9o piso
Col Cuauhtémoc
México 5, D.F.
553 71 33 ext 2649

Apartado Postal 5-314
Col. Cuauhtémoc
México 5, D.F.
538 15 52

24. Oscar A. Quiróz Jaime
Dirección General de Obras Marítimas
Insurgentes Sur 465
Col Hipódromo Condesa
México 11, D.F.
564 51 01

Av 3 Anegas No 59
Col Progreso Nacional
México 14, D.F.
392 23 34

25. Gustavo Reyes Zúñiga
Dirección General de Obras Marítimas
Insurgentes Sur 465
Col Hipódromo Condesa
México 11, D.F.
564 51 01

Cicalco Lote 25 Manzana 4
Sección 5
Col Santo Domingo
México 21, D.F.
554 96 52

26. Serafín Rojas Lugo H.
Dirección General de Obras Marítimas
Insurgentes Sur 465
Col Hipódromo Condesa
México 11, D.F.
564 51 01

Edificio 111-A-202
Unidad Cuitláhuac
Col Nueva Santa María
México 16, D.F.
355 03 88

27. Jorge Silva Ballesteros
Escuela Superior de Ingeniería y
Arquitectura
Pabellón 4 de la Unidad
Profesional Zacatenco
Col Lindavista
México 14, D.F.
586 96 44

Marmolería 324
Col 20 de Noviembre
México 2, D.F.
789 89 75

28. José Carson Torres Martínez
Despacho Particular
Vicente Villada 85
Col Villa Guadalupe
México 14, D.F.
781 37 91

29. José María Guillermo Valencia
Escuela Superior de Ingeniería y
Arquitectura
Pabellón 4 de la Unidad
Profesional Zacatenco
Col Lindavista
México 14, D.F.
586 96 44

Villa de Allende 310
Col Romero
México , D.F.
765 27 39

30. Juan Carlos Vázquez Reyes.
Dirección General de Obras Marítimas
Insurgentes Sur 465
Col Hipódromo Condesa
México 11, D.F.
564 51 01

Poniente 116 No 901
Col Panamericana
México 15, D.F.

31. Jaime Vera Aquino
Instituto Mexicano del Petroleo
Eje Lázaro Cárdenas 152
Col Vallejo
México 14, D.F.
567 66 00

Edificio 8-G-104
Col Vallejo
México 14, D.F.
567 28 74

32. Noel Gabriel Zaragoza Luna
Instituto Tecnológico Rigional
Calzada Instituto Tecnológico s/n
Oaxaca, Oax.
6 17 42

2 de Abril 109
Col Santa María
Oaxaca, Oax.
6 32 26